



TESIS DOCTORAL

**ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS EN
LAS ESTRUCTURAS DE FÁBRICA DE LOS EDIFICIOS DEL
PATRIMONIO HISTÓRICO**

**Autor:
JUAN ANTONIO VERA MORALES**

DEPARTAMENTO DE EXPRESIÓN GRÁFICA

El Director

Fdo: MANUEL FORTEA LUNA

AÑO: 2015

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer al profesor Manuel Fortea el seguimiento del trabajo, su disponibilidad y sus expertas orientaciones. A él le debo la introducción en este tema y el contagio de su pasión por las estructuras de fábrica.

A mi compañero de doctorado e investigación Juan Ignacio Rosado, por su amistad y contribución y a quien espero poder devolver su apoyo y ayuda.

Al estudio de arquitectura ARUP 4 por el uso de sus instalaciones, a Ana María Moreno por su ayuda en la interpretación gráfica de los mecanismos y muy especialmente a Natalia Hernández por su colaboración.

A los profesores Armando Aguilar de la Universidad Veracruzana de México y Sergio Lagomarsino de la Universidad de Génova por la resolución de las dudas planteadas.

A Miguel San Nicolás de la Consejería de Cultura y Turismo de la Región de Murcia por su disposición y facilidades dadas para poder haber realizado el presente estudio y a Juan Carlos Molina por su acompañamiento en Lorca.

A Juan Carlos Cartagena por la gran información suministrada sobre la intervención en la Capilla de Nuestra Señora del Rosario de Lorca y a Juan de Dios de la Hoz por sus explicaciones en las diversas obras de intervención en Lorca.

A las empresas LORQUIMUR y FERROVIAL por las facilidades dadas en el acceso a las obras de Lorca.

Mi agradecimiento a todas aquellas instituciones, archivos y bibliotecas en la aportación de materiales para esta tesis y al Colegio Oficial de Arquitectos de Extremadura por su iniciativa en la organización de los curso de doctorado, las contribuciones de su biblioteca y la ayuda aportada por M. Pilar Soto y María del Carmen Vázquez-Figueroa.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	9
1.1 Objetivos.....	9
1.2 Interés.....	10
1.3 Estado del arte.....	12
1.3.1 Experiencia americana.....	17
1.3.1.1 Ecuador.....	17
1.3.1.2 Chile.....	17
1.3.1.3 México.....	18
1.3.2 Experiencia asiática.....	23
1.3.3 Experiencia europea.....	25
1.3.3.1 Italia.....	26
1.3.3.2 Portugal.....	28
1.3.3.3 España.....	29
1.4 Contenido.....	32
2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA HISTÓRICA..	35
2.1 Características.....	35
2.2 Caracterización de los materiales constituyentes de la fábrica.....	38
2.2.1 Las piezas.....	38
2.2.2 El mortero.....	43
2.2.3 La interfaz pieza – mortero.....	46
2.3 Comportamiento de estructuras de fábrica en compresión.....	47
2.4 Comportamiento de estructuras de fábrica sometidas a cargas dinámicas.....	48
2.5 Comportamiento de estructuras de fábrica sometidas a cargas laterales en su plano.....	48
2.5.1 Modos de fallo.....	48
2.6 Comportamiento de estructuras de fábrica sometidas a cargas perpendiculares a su plano.....	51
2.7 Principales mecanismos de fallo producidos por los sismos.....	52
2.7.1 Fallos fuera del plano.....	52
2.7.2 Fallos en el plano.....	56
2.7.2.1 Fallos en el plano por cortante.....	56
2.7.2.2 Fallos en el plano de columnas.....	57
2.7.3 Fallos de anclaje o conexión.....	57
2.7.4 Flexibilidad de los diafragmas y resistencia.....	62
2.7.5 Daños por impacto.....	62
2.7.6 Fallos inducidos por configuración geométrica.....	65
3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LOS EFECTOS SÍSMICOS DE EDIFICIOS HISTÓRICOS.....	68
3.1 Características geológicas.....	68
3.2 Sistema constructivo.....	71
3.3 Morfología y regularidad en planta.....	72
3.4 Ductilidad.....	72
3.5 Axialidad.....	73
3.6 Contigüidades.....	74
3.7 Elementos ornamentales.....	75
3.8 Historia del edificio. Fases de la construcción y transformaciones.....	75
3.9 Patologías estructurales.....	76
3.10 Deterioro estructural y falta de mantenimiento.....	76
3.11 Calidad de los materiales.....	78
3.12 Edad de la construcción.....	78
3.13 Restauraciones con técnicas o materiales no adecuados.....	79
3.13.1 El caso de Irán.....	85

3.13.2 El caso de Turquía.	90
3.13.3 El caso de México.	91
3.13.4 El caso de Italia.	98
3.13.5 La experiencia en Lorca.	110
3.13.5.1 Iglesia de Nuestra Señora del Carmen	111
3.13.5.2 Convento de las Clarisas	111
3.13.5.3 Iglesia de Santiago	113
3.13.5.4 Colegiata de San Patricio	116
3.13.5.5 Capilla del Rosario.....	119
3.13.5.6 Ermita del Calvario.	121
3.13.5.7 Iglesia de San Diego.....	123
3.13.5.8 Iglesia del Convento Virgen de las Huertas	123
3.13.5.9 Torre del Espolón	124
3.13.5.10 Porche de San Antonio	126
4. METODOLOGÍA	129
4.1 Análisis tipológico y estructural de las iglesias.	129
4.2 Características formales y constructivas de las iglesias.	130
4.2.1 Características formales.....	130
4.2.2 Configuración geométrica-espacial (tipología) y concepción estructural... ..	130
4.2.3 Concepción estructural.....	132
4.3 Vulnerabilidad sísmica	140
4.4 La Vulnerabilidad Sísmica en las Estructuras Históricas	142
4.5 Concepto de macroelemento	146
4.6 División de una iglesia en macroelementos	148
4.7 Formas de vulnerabilidad específica de las iglesias.	154
4.8 Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio histórico.	159
4.8.1 Identificación de los macroelementos.....	160
4.8.2 Identificación de los mecanismos de daño	162
4.9 El terremoto de Lorca de mayo de 2011. Daños en el patrimonio histórico.	164
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	169
5.1 Fachada.....	169
5.1.1 Mecanismos de daño de las fachadas.....	171
5.1.1.1 Mecanismo de vuelco global de la fachada.....	173
5.1.1.2 Mecanismo de vuelco parcial de la fachada.....	179
5.1.1.3 Mecanismo de vuelco en cuña de la esquina de la fachada.	181
5.1.1.4 Mecanismo de separación de la fachada por su eje.	185
5.1.1.5 Mecanismo de vuelco del frontón.	188
5.2 Muro lateral.....	191
5.2.1 Mecanismo de daños.	192
5.2.1.1 Mecanismo de agrietamiento diagonal en muros.....	193
5.2.1.2 Mecanismo de vibración de muros longitudinales en la dirección perpendicular a su plano	195
5.2.1.3 Mecanismo de vuelco de esquinas de muros	197
5.2.1.4 Mecanismo de daños en la zona de contacto entre el muro y el contrafuerte	199
5.3 Nave	201
5.3.1.1 Mecanismo de colapso de nave con cercha.	203
5.3.1.2 Mecanismo de colapso de nave con bóveda y cercha.	205
5.3.1.3 Mecanismo de desplazamiento hacia el exterior del extremo del muro de la nave.....	207
5.4 Torre campanario.....	210

5.4.1 Mecanismos de daño de las torres.....	213
5.4.1.1 Mecanismo de expulsión de una o más esquinas de la torre campanario	214
5.4.1.2 Mecanismo de giro-desplazamiento de la parte superior de la torre campanario resultante de la combinación de una rotación alrededor de un eje horizontal o giro en torno al eje vertical	217
5.4.1.3 Mecanismo de desplazamiento de la parte superior de la torre campanario	219
5.4.1.4 Mecanismo de giro hacia el exterior de las esquinas de la torre formando articulaciones en la parte inferior	221
5.4.1.5 Mecanismo de expulsión de una o más esquinas con grietas verticales o inclinadas	223
5.4.1.6 Mecanismo de abertura de la parte superior de la torre	225
5.4.1.7 Mecanismo debido a la interacción estructural entre la torre campanario y la fachada.....	228
5.5 Campanario	233
5.5.1 Mecanismos de daño de los campanarios.....	234
5.5.1.1 Mecanismo de desplazamiento o de giro-desplazamiento de las pilastras del campanario.....	236
5.5.1.2 Mecanismo de desplazamiento con rotura a cortante de las pilastras del campanario	238
5.5.1.3 Mecanismo de desplazamiento horizontal del cuerpo de campanas..	241
5.5.1.4 Mecanismo de giro-desplazamiento o desplazamiento de la parte superior del chapitel	243
5.6 Espadaña.....	245
5.6.1 Mecanismos de daño de las espadañas.....	245
5.6.1.1 Mecanismo de giro fuera del plano de la espadaña con la formación de articulación horizontal en su base.....	246
5.6.1.2. Mecanismo de desplazamiento o giro y desplazamiento en el plano de uno más pilares de la espadaña	248
5.6.1.3. Mecanismo de fallo por cortante de la espadaña	249
5.7 Arcos.....	250
5.7.1 El caso de los arcos de naves de iglesias	252
5.7.1.1 El caso del arco triunfal.....	254
5.7.2 Mecanismos de daño de arcos.....	256
5.7.2.1 Mecanismo de giro de un apoyo del arco.	260
5.7.2.2 Mecanismo de giro simétrico de los dos apoyos del arco	264
5.7.2.3 Mecanismo de giro de los dos apoyos del arco en el mismo sentido .	273
5.7.2.4 Mecanismo de fallo por cortante simétrico en los dos apoyos del arco	276
5.7.2.5 Mecanismo de desplazamiento de dovelas del arco.....	280
5.7.2.6 Mecanismo de movimiento de dovelas del arco por variación de cargas en las impostas	281
5.7.2.7 Mecanismo de hundimiento de la clave de un arco.....	282
5.7.2.8 Mecanismo de movimiento horizontal de las dovelas	288
5.7.2.9 Mecanismo de elevación de la clave de un arco.....	289
5.8 Bóveda.....	291
5.8.1 Factores que influyen en el comportamiento sísmico de las bóvedas.....	295
5.8.2 Mecanismos de daño de las bóvedas.....	296
5.8.2.1 Mecanismo de separación entre los arcos elementales de la bóveda	297
5.8.2.2 Mecanismo de rotura de los arcos elementales de la bóveda por desplome de los estribos.....	302

5.8.2.3 Mecanismo de rotura a cortante de la bóveda	317
5.8.2.4 Mecanismo de rotura localizado por el desplazamiento de un punto de apoyo de la bóveda	322
5.9 Cúpula	327
5.9.1 Factores que influyen en el comportamiento sísmico de las cúpulas.....	330
5.9.2 Mecanismos de daño de las cúpulas.....	331
5.9.2.1 Mecanismo de separación de los meridianos de la cúpula por incremento de la luz y la aparición de grietas radiales o meridianas.....	332
5.9.2.2 Mecanismo de giro y traslación o traslación de la parte superior de la cúpula con división en casquetes y aparición de grieta horizontal	340
5.9.2.3. Mecanismo de giro y traslación o traslación de la cúpula con separación del tambor y aparición de grieta horizontal en el tambor	356
5.9.2.4. Mecanismo de giro o giro-traslación fuera del plano de los muros del cimborrio	360
6. CONCLUSIONES	364
BIBLIOGRAFÍA.....	378

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos

Cada terremoto representa un momento particular en la historia de la región afectada. Es un evento del que es necesario extraer el mayor conocimiento posible.

Las construcciones históricas, en particular las realizadas con estructuras de fábrica, son estructuras que muestran una alta vulnerabilidad a la tipo de cargas introducidas en la secuencia de un evento sísmico.

Se establece un conjunto de diferentes objetivos dirigidos a la comprensión del comportamiento estructural de los edificios históricos ante los terremotos, en especial en las iglesias y las estructuras de fábrica y mampostería y evaluar los daños producidos por el sismo en estas estructuras como resultado de los terremotos, centrándonos en terremotos importantes y actuales, como por ejemplo el terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2011.

Como principal objetivo está el conocimiento del comportamiento estructural de este tipo de edificaciones.

Los daños que se producen en las estructuras de fábrica después de los eventos sísmicos muestran que los terremotos tienden a seleccionar las soluciones estructurales y tecnológicas más débiles: el análisis del daño de estas estructuras permite prever posibles daños o colapsos futuros de las edificaciones del patrimonio histórico.

A diferencia de lo que se produce en los edificios con estructuras actuales de hormigón o acero, la escasez o la falta de conexión entre las estructuras de fábrica puede producir roturas parciales o el colapso de éstas debido a la pérdida de equilibrio de partes de la misma. Esta condición requiere una observación de las características arquitectónicas precisas de los edificios que se van a analizar.

La presencia de patrones de grietas y rupturas producidos por terremotos pasados proporciona una indicación eficaz para una correcta predicción de mecanismos de colapso incipiente.

Como segundo objetivo se tiene valorar la eficacia de las obras de restauración anteriores producidas en los edificios en relación con su comportamiento ante los sismos. Cada evento sísmico representa no sólo un momento de la verificación del estado de las edificaciones, sino también un momento en el que es posible evaluar la validez de las intervenciones anteriores. Los trabajos de restauración realizados anteriores son sometidos a una acción nueva de terremoto, lo que representa un experimento in situ fiable de la intervenciones realizadas anteriormente. El daño producido por la sollicitación es una función de la acciones sísmicas naturaleza y del

estado de las estructuras afectadas, por lo que el análisis de los daños representa un elemento experimental válido para validar la respuesta de la estructura de los monumentos. La península Ibérica es considerada como una zona de actividad sísmica calificada de moderada. Aún así, se conocen decenas de terremotos destructores que han causado grandes daños en personas y bienes en los últimos siglos.

Cabe destacar el terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2011, el cual ha sido especialmente trágico ya que ha ocasionado 9 víctimas mortales y cerca de 300 heridos. El terremoto de Lorca afectó sobre todo al patrimonio histórico de la ciudad, clasificándose como la mayor catástrofe patrimonial de Europa en los últimos años. Los gravísimos daños que se produjeron en las edificaciones afectaron en mayor o menor medida a todas las viviendas de Lorca, así como a gran cantidad de edificios e instalaciones comerciales y de oficinas, e instalaciones agropecuarias. De la misma forma el terremoto provocó enormes daños en el patrimonio histórico y artístico de la ciudad, afectando tanto a edificios religiosos como a buena parte de la edificación civil. Las pérdidas que sufrieron los bienes culturales son especialmente relevantes en una ciudad que había orientado parte de su estrategia económica hacia el turismo cultural sostenible.

El estudio se apoyará en este caso reciente porque este terremoto es un ejemplo excepcional para el estudio de daños en edificios históricos asociados al campo cercano durante un sismo.

Con los conocimientos alcanzados se intentará identificar los criterios con los que intervenir en el patrimonio monumental para evitar mayores daños con restauraciones no respetuosas con la identidad histórica de las estructuras de fábrica que a veces son perjudiciales en el caso de eventos sísmicos.

El tercer y último objetivo de todo este conocimiento está enfocado a lograr la protección del patrimonio histórico y cultural.

1.2 Interés

Los terremotos constituyen una de las principales causas de daños irreparables y pérdida de los monumentos que forman parte de nuestro patrimonio histórico, artístico y cultural. La mayoría de estos monumentos, al ser anteriores al siglo XX, son estructuras de fábrica de ladrillo y de mampostería, cuya respuesta sísmica es una de las más complicadas de obtener debido al comportamiento mecánico no lineal que presenta este tipo de estructuras.

Los monumentos son edificios vulnerables incluso aunque estén construidos con materiales de buena calidad, debido a sus grandes dimensiones: paredes anchas, torres esbeltas, amplios espacios. Este hecho, unido a lo especificado anteriormente y

al carácter único de los monumentos de nuestro patrimonio, permite tener una clara idea de la importancia de los estudios de los últimos años centrados en su conservación y las posibles formas de reforzarlos frente a posibles sismos en el futuro.

Estudios recientes han puesto de relieve que las técnicas de refuerzo en monumentos y edificios de fábrica y mampostería llevadas a cabo en los últimos años (tales como la restauración de cubiertas con hormigón armado), son a menudo dudosas en cuanto a su función de refuerzo antisísmico, como han puesto en evidencia terremotos recientes. Es más, incluso los trabajos de rehabilitación de los últimos 50 años en algunos edificios de mampostería han supuesto un aumento en su vulnerabilidad sísmica.

La experiencia dada por los terremotos pasados ha mostrado que las iglesias son monumentos especialmente vulnerables. Algunos de los últimos terremotos especialmente dañinos con los monumentos fueron el de Guatemala (1976), donde se dañaron una gran cantidad de iglesias y la Catedral quedó completamente destruida; Irpinia (Italia, 1980); o México (1999), con importantes daños en unas 600 iglesias. Pero fue la serie sísmica de Umbria-Marche (Italia), de 1997, la que afectó especialmente a los monumentos, en la que más de 2000 iglesias sufrieron daños significativos. Además, en varios sismos italianos de baja intensidad ocurridos en 1995, 2000 y 2003, se observó que las iglesias eran el único tipo de estructuras que sistemáticamente presentaba algún tipo de daño. Más recientemente, el terremoto de Italia del 6 de abril de 2009, que destruyó casi en su totalidad la ciudad de L'Aquila, ha provocado daños irreparables en una gran cantidad de iglesias del centro de Italia.

Los movimientos sísmicos ocurridos en la ciudad de Lorca el día 11 de mayo de 2011 causaron graves daños en el patrimonio cultural. Las pérdidas que sufrieron los bienes culturales son especialmente relevantes en una ciudad que había orientado parte de su estrategia económica hacia el turismo cultural sostenible. El terremoto produjo afecciones en 33 edificios históricos con daños de muy difícil cuantificación económica, afectando principalmente a lienzos, puertas y torres de muralla, y a iglesias y conventos que sufrieron daños en bóvedas nervadas, cúpulas, cimborrios, arcos, cubiertas, tejadillos, arbotantes y contrafuertes, así como rotaciones y pérdidas de equilibrio en pináculos y elementos decorativos de coronación

Sabiendo que las estructuras históricas son edificaciones sumamente susceptibles a sufrir daño ante este tipo de eventos sísmicos, sería conveniente tomar medidas de precaución para evitar pérdidas significativas en su estructuración que pueda llevarlas al colapso.

Los daños en iglesias producidos por terremotos son muy variados. Los más frecuentes son:

- Daños en la torres (implicando su caída en algunos casos).

- Separación de los muros perimetrales principales, por rotación en relación a la línea de cimentación.
- Agrietamiento de los muros perimetrales producido por fuerzas cortantes en el plano y grandes aberturas en los mismos
- Colapso total o parcial en esquinas.
- Aplastamiento de elementos verticales (columnas y muros) debido a cargas axiales altas.
- Daños en regiones localizadas fuera de la estructura principal.

La naturaleza de estos daños depende de muchas variables tales como la presencia de conectores entre los muros, el estado de deterioro, las características de la acción y el tipo de terreno sobre el que se encuentran construidas.

El conocimiento de este tipo de estudios es un asunto de gran interés e importancia, en particular para las entidades que controlan la preservación del patrimonio construido, ya que ayuda a evitar errores en el futuro y permite la definición de estrategias de intervención más eficaces, tan importantes para la conservación de este tipo de edificios en el caso de otro evento sísmico.

Esta preocupación surge principalmente de los importantes daños o pérdida total sufrida por este grupo de estructuras debido a estos eventos catastróficos y la necesidad y el interés para su conservación.

1.3 Estado del arte

Es importante reconocer que las estructuras con valor histórico son en su mayoría altamente vulnerables ante acciones sísmicas debido a que éstas en la mayoría de los casos presentan deterioros locales que ponen en riesgo su estabilidad estructural de las mismas, lo cual arroja un gran interés en la preservación de este tipo de edificios ante terremotos futuros. Es importante reconocer que los grandes avances en la tecnología y en técnicas numéricas, así como la existencia de pruebas no destructivas permiten ahora conocer de una forma aceptable el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras.

Durante varias décadas se ha gestionado el daño potencial al cual se encuentran expuestas las estructuras con valor histórico, patrimonio de la humanidad o símbolos de la sociedad a quien pertenecen. Por lo anterior, resalta la importancia de analizar el comportamiento que desempeñaría una estructura de este tipo ante cargas sísmicas, ya que en la actualidad presentan grandes deterioros debido a su antigüedad, al tipo de materiales usados y las técnicas constructivas con las que éstos fueron elaborados.

Esta preocupación surge principalmente de los importantes daños o pérdida total sufrida por este grupo de estructuras debido a estos eventos catastróficos y la necesidad y el interés para su conservación.

En el contexto de la gestión del riesgo sísmico de las zonas edificadas hay dos etapas principales que se recomiendan en la literatura que se lleva a cabo como una medida para lograr la protección del patrimonio cultural. Estas etapas corresponden a la evaluación del riesgo sísmico y la reducción del riesgo sísmico. La consecución de estas dos grandes etapas representa una tarea enorme. El riesgo sísmico de una cierta estructura histórica situado en una zona sísmica se determina por la conjunción de la amenaza sísmica y su vulnerabilidad estructural. El riesgo sísmico también se denomina en la literatura relevante y conocida dentro la comunidad de investigación como la vulnerabilidad sísmica. Hoy en día, hay una gran variedad de metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras.

Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las antiguas edificaciones de mampostería es un asunto de la mayor importancia en la actualidad. La dificultad principal es el comportamiento no lineal de mampostería generado por la presencia y desarrollo de grietas desde muy bajos niveles de carga horizontales debido a su pobre resistencia a la tracción. Este comportamiento, unido a las características dinámicas de la acción sísmica representa un reto importante. Como se ha mencionado, el riesgo sísmico de una estructura depende de la conjunción de la amenaza y la vulnerabilidad de la estructura.

La respuesta dinámica de una estructura en interacción con el movimiento del terreno es muy compleja ya que depende de varios parámetros interrelacionados, extremadamente complejos de predecir de forma precisa. Esto incluye el carácter exacto del movimiento del terreno que la estructura experimentará, la resistencia de los materiales, la calidad de la construcción (a nivel de elementos o de forma global), la interacción de la estructura principal con los elementos no estructurales, las cargas vivas existentes, entre otros factores. Muchos de los parámetros anteriores pueden ser estimados, pero nunca conocidos de forma precisa. Consecuentemente, las funciones de vulnerabilidad deben ser desarrolladas dentro de niveles de confianza.

La vulnerabilidad puede obtenerse a partir del análisis mediante modelos numéricos del daño sísmico en estructuras, de pruebas de laboratorio o de la inspección de edificios existentes. Lo anterior conlleva a realizar una clara distinción entre la *vulnerabilidad observada*, la cual es derivada de la observación de daños posteriores a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo de estructura definida, y la *vulnerabilidad calculada*, que es la obtenida de un análisis matemático mediante un modelo estructural analítico, o a partir de ensayos en laboratorio de modelos a escala y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilísticos.

En esta tesis nos centraremos en la *vulnerabilidad observada* en los edificios de estructuras de fábrica pertenecientes al patrimonio histórico y basándonos en la observación del daño ocurrido en estructuras durante sismos.

No existen catálogos detallados con los daños sísmicos producidos en los monumentos, donde aparezca su localización, tipología, daños ocasionados, reformas realizadas, etc., salvo en contadas excepciones (Italia, Portugal), lo que haría más sencilla su correlación con la intensidad macrosísmica, el tipo de suelo, etc.

Estos daños provocados en los monumentos en los últimos años han puesto de relieve su vulnerabilidad y la necesidad de su estudio para evitar mayores daños en el futuro.

Por ello, y a pesar de que la mayoría de los estudios generales de riesgo sísmico o específicos de vulnerabilidad se centran en los edificios ordinarios, la conciencia de la posible pérdida del patrimonio ha hecho que surjan en los últimos años estudios de vulnerabilidad de iglesias o de monumentos en general, tanto sobre los daños causados en el pasado como sobre la aplicación de nuevas metodologías.

Las estructuras antiguas han sufrido los terremotos en diferentes partes del mundo. Se puede comparar la peligrosidad sísmica existente al paso de los siglos en puntos distantes del planeta; como sucedió con el terremoto del 1° de noviembre de 1755 (M=8.6) en Lisboa, el sismo del 15 de junio de 1999 (M=7.0) que sacudió la ciudad de Puebla, México, con epicentro en Tehuacán, el terremoto del 21 de enero de 2003 (M=7.6), en Colima, México, el terremoto del 6 abril del 2009 en L'Aquila, Abruzzo en Italia.

En la actualidad no existen estadísticas mundiales de los daños causados por los sismos a las construcciones históricas, sin embargo existen algunas observaciones recientes llevadas a cabo por el Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoto (GNDT, 1999), la Dirección General de Edificios y Monumentos Nacionales (DGEMN, 1999), y el Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Puebla, A.C. en México, este último a través de la implementación de un Sistema Digital de Daños (SDD, aplicación al sismo de Tehuacán, Puebla, 1999).

Los monumentos de nuestro patrimonio son edificios vulnerables y tiene un carácter único lo que permite tener una clara idea de la importancia de los estudios de los últimos años centrados en su conservación y las posibles formas de reforzarlos frente a posibles sismos en el futuro.

En los últimos años han ocurrido terremotos que han tenido un gran impacto en el patrimonio histórico mundial, tales como el que se presentó en 1976 en Antigua, Guatemala, donde un gran terremoto destruyó la Catedral y causó daños en muchas otras iglesias. En el mismo año, la región de Udine en el norte de Italia fue seriamente afectada por otros terremotos (Doglioni et al., 1994), y lo mismo ocurrió en noviembre

de 1980 en el sur de Italia durante el terremoto de Irpinia o México (1999), con importantes daños en unas 600 iglesias.

Pero fue la serie sísmica de Umbria-Marche (Italia), de 1997, la que afectó especialmente a los monumentos, en la que más de 2000 iglesias sufrieron daños significativos (Lagomarsino, 1998). Este evento sirvió para recopilar una gran cantidad de información de la vulnerabilidad de las iglesias, que más adelante sirvió para crear una nueva metodología para su estudio incluida en el proyecto Risk-UE. Además, en varios sismos italianos de baja intensidad ocurridos en 1995, 2000 y 2003, se observó que las iglesias eran el único tipo de estructuras que sistemáticamente presentaba algún tipo de daño (Lagomarsino, 2006). Más recientemente, el terremoto de Italia del 6 de abril de 2009, que destruyó casi en su totalidad la ciudad de L'Aquila, ha provocado daños irreparables en una gran cantidad de iglesias del centro de Italia.

Estos daños provocados en los monumentos en los últimos años han puesto de relieve su vulnerabilidad y la necesidad de su estudio para evitar mayores daños en el futuro. Por ello, y a pesar de que la mayoría de los estudios generales de riesgo sísmico o específicos de vulnerabilidad se centran en los edificios ordinarios, la conciencia de la posible pérdida del patrimonio ha hecho que surjan en los últimos años estudios de vulnerabilidad de iglesias o de monumentos en general, tanto sobre los daños causados en el pasado como sobre la aplicación de nuevas metodologías.

Entre estos métodos podemos destacar el método de los índices de vulnerabilidad y su aplicación a monumentos y edificios históricos

El método de los índices de vulnerabilidad se basa en el hecho de que ciertas clases de estructura que comparten el mismo comportamiento mecánico y los mismos patrones de carga, presentan los mismos tipos de daños tras producirse un terremoto. De esta forma, se pueden clasificar los edificios en distintas tipologías y desarrollar unas funciones de vulnerabilidad para cada una de ellas basadas en las observaciones de daños en sismos pasados (Irizarry, 2004).

Este método se ha desarrollado en los últimos 25 años dentro del Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT). Esta técnica se ha aplicado y revisado a lo largo de los años.

El método del índice de vulnerabilidad propuesto en el proyecto Risk-UE para edificios históricos y monumentales, se basa en la clasificación de las tipologías de los monumentos y la función de vulnerabilidad propuestas por Lagomarsino et al. (2003), que divide los mismos en 13 tipologías: palacios, monasterios, castillos, iglesias, ermitas, mezquitas, teatros, torres, puentes, muros, arcos del triunfo, obeliscos y estatuas.

La caracterización del comportamiento sísmico de cada tipología se llevó a cabo mediante un análisis estadístico de los daños observados en sismos italianos durante 30 años, especialmente en los terremotos de Friuli (1976), y Umbria-Marche (1996, 1997).

Este análisis estadístico se ha realizado para los palacios y las iglesias, con los que se definieron MPD, a partir de las cuales se puede conocer, dada una cierta intensidad, la distribución esperada del grado de daño producido en el edificio. Para el resto de tipologías, el comportamiento sísmico se obtuvo tomando como referencia las iglesias y los palacios, y a partir del juicio de expertos (Lagomarsino et al., 2003; Irizarry, 2004).

Cada monumento viene caracterizado por un índice de vulnerabilidad (VI). Este índice se obtiene como la suma de dos contribuciones: la tipología del edificio, y la suma de una serie de correcciones debidas a las características específicas de cada monumento particular. A su vez, estas correcciones se dividen en dos clases: las correcciones generales que se aplicarán a todas las tipologías (calidad de la mampostería, estado de mantenimiento, si ha sufrido transformaciones estructurales o intervenciones recientes, etc.), y las correcciones particulares que dependen de la tipología (por ejemplo, en el caso de las iglesias se debe tener en cuenta el número de naves, la existencia de torres o cúpulas y arcos, etc.). La elección de los correctores para cada tipología se ha realizado empíricamente, basándose en la observación de los patrones de daño típicos de cada una de ellas.

En cuanto a los criterios de intervención y los efectos de la acción del sismo en los edificios del patrimonio histórico existen estudios que indican que los elementos constructivos incorporados para reforzar o sustituir estructuras antiguas han contribuido enormemente a incrementar la vulnerabilidad de las mismas, generando daños adicionales de magnitud considerable.

Mas-Guindal (1996) en su artículo describe las condiciones particulares de las estructuras históricas sujetas a acciones sísmicas y se incluyen algunas recomendaciones de diseño sísmico para estructuras de fábrica. Señala los problemas derivados de la incompatibilidad entre la estructura original y la estructura superpuesta

Esponda (2004) estudia la evolución de los criterios de intervención con hormigón armado en la restauración de edificios históricos. Expone un recorrido histórico sobre la evolución que han tenido los criterios de intervención con hormigón armado como técnica de restauración; se desarrolla desde dos puntos de vista, la primera parte se basa en la formación de los planteamientos teóricos y la segunda parte en la confrontación con la práctica del hormigón armado, a través del análisis de un muestreo de edificios restaurados con este material en México y en España.

En la revista digital del CSCAE (Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España) de marzo de 2013, ANEXO X se publica un interesante artículo titulado "Los terremotos y la conservación el patrimonio" del Catedrático de la Universidad Politécnica de Cataluña José Luis González Moreno Navarro. En este artículo además de analizar el asunto sísmico, exponiendo los pormenores de la normativa italiana sobre seguridad estructural y explicando "las Linee Guida", se hacen un buen número de consideraciones acerca del Patrimonio Arquitectónico, del CTE, etc.... muy necesarias (González, 2013).

En los estudios realizados sobre las consecuencias del sismo de Lorca de 2011 en determinados edificios históricos, ha quedado comprobado que los mayores daños se produjeron en aquellos que, como es el caso de la iglesia de Santiago, habían experimentado cambios consistentes en la introducción de sistemas constructivos ajenos a los originales (De La Hoz, 2012), lo que se ha puesto también de manifiesto en el Plan Director del Ministerio de Cultura (Ministerio de Cultura, 2011).

1.3.1 Experiencia americana

1.3.1.1 Ecuador

Montilla (1996), en Ecuador, evalúa la vulnerabilidad sísmica de iglesias, donde de acuerdo a los niveles de daño, se define un criterio propio de refuerzo, según tres niveles de movimientos sísmicos ya predefinidos.

Proaño, et al. (2003), realizan un modelo tridimensional de una catedral usando elementos finitos. Los parámetros que utiliza son: características de los materiales, condiciones de sitio, algunas consideraciones sísmicas y un resumen de la evaluación de daños, que al ser observados permitieron concluir que los mayores daños se produjeron en pilares centrales, domos, torres y no se apreciaron daños importantes en muros exteriores como interiores.

1.3.1.2 Chile

Chile tiene una gran variedad de edificios históricos de diferentes estilos arquitectónicos. Algunos de ellos fueron construidos tras la llegada de los españoles, durante la época de la conquista, comenzando a partir del siglo XVII. Este patrimonio está constituido por iglesias, catedrales, palacios, fortalezas y torres. Una de las principales causas de daño en estas estructuras son los terremotos, frecuentes y de gran intensidad en los más de 3.000 kilómetros de longitud de Chile. En este sentido, Chile representa un interesante caso de un país muy alta sismicidad, con un importante patrimonio histórico a proteger.

Las primeras investigaciones sobre la conservación estructural de estructuras patrimoniales considerando estudios de vulnerabilidad específicos comenzó en 2008 con una tesis sobre la vulnerabilidad de los edificios históricos en Valparaíso (Sturm,

2008). Los principales objetivos de esta investigación fueron generar una metodología para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería, palacios, en el centro histórico de Valparaíso y comparar los resultados con las llevadas a cabo en otros países con condiciones sísmicas similares.

Valdebenito et al. (2011) presenta una revisión del estado del arte con respecto a la vulnerabilidad sísmica de las construcciones históricas hechas de mampostería, en el que se expone el caso del patrimonio histórico en Chile. Se exponen los resultados del análisis de algunos edificios importantes ubicados en la ciudad de Valparaíso, Patrimonio de la Humanidad, así como el análisis de casos de dos iglesias de mampostería dañadas por el terremoto del 27 de febrero de 2010 ($M_w = 8.8$). Los resultados de esta investigación sugieren la necesidad urgente de estudios de vulnerabilidad sísmica para las estructuras patrimoniales en Chile, con el fin de evitar fallas no deseadas o colapsos.

Sánchez (2013), ha estudiado la vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile, aplicándola a los torreones españoles de Valdivia.

1.3.1.3 México

México se encuentra en una confluencia de placas tectónicas que exponen su territorio a eventos sísmicos. A partir del sismo de ciudad Serdán, Puebla (1973) se establecieron los primeros mecanismos para la rehabilitación estructural del patrimonio edificado. Para el de Izucar de Matamoros, Puebla (1999) la Coordinación Nacional de Monumentos Históricos del Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) organizó y condujo las labores de restauración en 1754 monumentos, financiadas por el Fondo Nacional de Desastres Naturales (FONDEN). Con estos recursos se atendieron básicamente inmuebles de propiedad federal abiertos al culto religioso y algunos de propiedad estatal o municipal, todos de alto valor cultural.

En el caso de los sismos de 1999 fueron los templos los que en sus remates, bóvedas y torres sufrieron los mayores desperfectos. En 1999 tuvieron lugar en México dos terremotos que afectaron especialmente a los monumentos históricos, en Oaxaca y en Tehuacán.

El terremoto del 15 de junio de 1999, con una magnitud $M_w 7,0$, con epicentro al suroeste de la ciudad de Tehuacán, en el estado de Puebla, causó daños importantes en más de 600 iglesias. El patrón de daños más repetido indicaba fisuras diagonales en las zonas de unión entre las torres campanario y los muros frontales, grietas longitudinales en la clave de bóvedas producidas por la abertura de los muros longitudinales de apoyo, fisuras en cúpulas y caída de bloques ornamentales.

En el terremoto del 30 de septiembre de 1999 el estado de Oaxaca fue la zona más afectada y con el mayor número de edificios dañados por sismo incluyendo 667 edificios históricos. Las iglesias en sus remates, bóvedas y torres sufrieron los mayores desperfectos.

Para conocer y evaluar los efectos y la respuesta estructural ante los sismos de 1999 en una región tan amplia y tan rica en patrimonio monumental, el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) recurrió a la experiencia y al conocimiento del territorio de los catalogadores de monumentos históricos. Celestino (2003) estudió los daños, modos de fallo y mecanismos de colapso de las iglesias de los estados de Oaxaca y Puebla. Estas iglesias de Oaxaca y Puebla han sido una de las mayores fuentes de información acerca del comportamiento y daño de este tipo de edificios, ya que cuentan con una gran cantidad de ellas y porque están en una zona donde suceden sismos de baja y alta intensidad con relativa frecuencia. Celestino (2003) recopiló los patrones de daños más comunes de los macroelementos y estudio la frecuencia con la que se presentaban en el grupo de iglesias de estudio. Los macroelementos fueron los siguientes: fachada, torres, coro, nave, transepto y ábside.

En los estados de Colima, Jalisco, Puebla, Tlaxcala y Oaxaca se han aplicado diferentes técnicas de refuerzo estructural, desarrolladas con sistemas y materiales tanto tradicionales como modernos. El nivel de daño de estos edificios va desde la aparición de fisuras y agrietamientos en la mampostería, hasta colapsos parciales de cúpulas, cubiertas y torres. Incluso hay casos en los que se debió apuntalar el interior y exterior del edificio.

De La Torre et al. (2004), realizaron un estudio evaluando las reparaciones efectuadas a algunos edificios históricos en México durante los últimos 50 años. Las estructuras intervenidas han presentado resultados muy diversos: en algunos casos las soluciones fueron eficientes y en otros se cambió el comportamiento local, contribuyendo a las fallas. Además, con la información recogida, puede verse que la proximidad entre los períodos asociados al modo fundamental de vibración de este tipo de edificios y el suelo, amplifica la respuesta dinámica de las estructuras, causando un mayor deterioro en las características mecánicas de los elementos que la integran. Se concluyó que las soluciones tradicionalmente usadas y que han probado tener mayor efectividad, son las que incorporan elementos de refuerzo locales pero uniformemente distribuidos a lo largo de las naves. Por otra parte, a causa de los edificios donde las soluciones no fueron adecuadas, se recalca la necesidad de mejores análisis para corroborar o descartar hipótesis de parámetros de diseño sísmico.

En relación con los modos de daño en los edificios del patrimonio histórico se han realizado diversos estudios. Sánchez, et al. (1998), presentan una descripción de estructuración y análisis de daño en diversas iglesias a partir de un modelo tipo y observaciones realizadas. Revisando los niveles de daño, se encontró que, por orden de frecuencia, los elementos más vulnerables son los campanarios de las torres y los

elementos que sobresalen de cúpulas, torres y fachadas, tales como las linternas, cupulines, almenas y otros. Con menor frecuencia, hubo agrietamientos inclinados en el cuerpo de las torres y en los contrafuertes. La dirección del agrietamiento fue de arriba hacia abajo y del centro de la nave hacia fuera. Presentando también agrietamiento horizontal en la parte del frontón y grietas verticales e inclinadas en la fachada y que atraviesan a las claves de abertura como la ventana del coro y el portón. Con mucho menos frecuencia están las grietas verticales del cuerpo de las torres y la portada, la presencia de agrietamientos entre las ventanas de los tambores y de grietas siguiendo los meridianos de las cúpulas, En las iglesias, en las que tuvieron acceso observaron agrietamiento longitudinal en el espinazo de la bóveda principal, cruzando la clave de los arcos. Los campanarios y linternas son elementos vulnerables pues son relativamente flexibles y débiles, que se encuentran en la cúspide de torres y cúpulas, donde las aceleraciones y desplazamientos son generalmente mayores. Fue frecuente el agrietamiento horizontal en las columnas de los campanarios, que puede atribuirse al trabajo de flexo-compresión primeramente, y después de cabeceo como mecanismo de bloque rígido. Es caracterizada por el desplazamiento y rotación en la parte superior, generándose separación entre piezas y mortero por tensión.

De la Torre, et al. (2000), comentan en su artículo, que durante el sismo del 15 de junio de 1999 que tuvo ocurrencia en el estado de Puebla, varios edificios catalogados por el INAH, en su mayoría de culto religioso, sufrieron daños.

Los daños varían desde agrietamientos y fisuras en la mampostería, hasta colapsos parciales de las cubiertas; en algunos casos se vio afectada la estabilidad global de los inmuebles. En este tipo de edificaciones, tiene que destacarse su vulnerabilidad, debido a que el sistema en conjunto trabaja por gravedad, en el cual, las acciones externas se transmiten como esfuerzos de compresión en los elementos verticales; también tiene que resaltarse que los materiales (mamposterías y morteros), no tienen capacidad de resistir esfuerzos de cortante y tensión significativos. Es importante también considerar que esas estructuras han acumulado problemas por deterioro, falta de mantenimiento, efectos sísmicos y otras situaciones que vulneran su comportamiento.

Los elementos más vulnerables de acuerdo a las fallas estructurales que se presentaron en estas construcciones fueron arcos, bóvedas, cúpulas, campanarios y contrafuertes. Prácticamente fueron nulos los problemas de cimentación. Entre los elementos que presentaron menores daños están los muros longitudinales, en los que sólo se observaron pequeños agrietamientos (sobre todo en discontinuidades de las puertas y ventanas).

Se observó que este sistema estructural (trabajando por gravedad), que es típico en estos templos, tiene buen comportamiento por peso propio y sismos de pequeña magnitud.

La inestabilidad de las bóvedas y arcos se presenta cuando hay variación en el claro.

Durante eventos sísmicos intensos, la cúpula se agrieta por los grandes esfuerzos cortantes presentados en la mampostería (discontinuidad por los huecos de las ventanas), su inestabilidad se presenta en los efectos de flexión, carga axial, torsión y cortante que experimenta el tambor. El comportamiento dinámico genera torsión, por lo que se observa agrietamiento diagonal y horizontal.

En las torres, se registró una tendencia a separarse de la base de piedra, lo que provocó un desplome hacia sus costados exteriores pues no presentaban ninguna restricción lateral. En las torres del campanario, los daños se asociaron a su comportamiento ante el movimiento de volteo sísmico, producido por el cortante dinámico de las columnas más el incremento de la carga axial, que provocó grietas verticales en arcos y grietas horizontales en pilastras.

En las claves de arcos de las torres las grietas se presentaron por tensión directa. Cuando una columna es sobrecargada, se excede la capacidad por aplastamiento de la mampostería.

Los contrafuertes generalmente presentaron agrietamientos verticales en la unión muro-contrafuerte, cuando el “cuatrapeo” era débil. Y las grietas diagonales aparecieron cuando el incremento del esfuerzo horizontal por el cortante dinámico fue superior a la capacidad última del material.

También, De la Torre (2000), presenta los efectos del sismo de junio de 1999 en la ciudad de Puebla, en la iglesia de “La Compañía de Jesús”, formada por tres naves, un crucero, coro, cúpula, arcos y bóvedas.

La iglesia sufrió daños mayores y severos. Los daños observados fueron una grieta transversal a la bóveda de la nave lateral derecha, agrietamientos longitudinales a los cuartos del claro de la bóveda y arcos de la nave central, agrietamientos longitudinales también a los cuartos del claro de las bóvedas de nave lateral izquierda, que fue la nave más dañada. Las columnas centrales tienen algunas fisuras en las juntas de las piezas labradas. Los arcos y bóvedas laterales de la cúpula resultaron severamente dañados en los puntos de contacto con diagonales. En las torres norte y sur se presentaron agrietamientos severos.

López, et al. (2001), presentan un trabajo realizado en el estado de Puebla, se observaron diversos comportamientos de los elementos estructurales que conformaban a las Iglesias.

Las bóvedas y arcos, resultaron fracturados, las bóvedas por la acción de temblores grandes recurrentes, ya que continúan presentando grandes desplazamientos laterales de los muros de la Nave Principal. También percibieron que cuando

realizaban reparaciones locales con viguetas y bovedillas, losa maciza y otros elementos, se inducían fuertes agrietamientos en la frontera con la mampostería no reforzada existente.

Las cúpulas también presentaron daños significativos. En muros se localizó un daño frecuente, que fueron las grietas verticales, que obedecen a un problema de comportamiento global, producto de la falta de elementos que otorguen “integridad” al sistema de bóvedas y muros perimetrales. Cuando aparecen grietas horizontales en los muros longitudinales, es debido a que se tiene una sección insuficiente en el espesor del muro, que debe corregirse adicionando contrafuertes integrados al muro original.

Respecto a los modos de falla de los elementos estructurales, Meli (2003), presenta la siguiente estadística de una muestra de 44 iglesias:

Tipo de daño	Número de casos
Agrietamiento en columnas de campanarios	26
Agrietamiento en cuerpo central de fachada	25
Agrietamiento inclinado en cuerpo de torres	18
Daño en linternas	16
Agrietamiento en cúpulas	15
Agrietamiento en bóvedas	14
Agrietamiento en contrafuertes	14
Agrietamiento en tambores	12
Daño o caída de almenas	10

Araiza, et al. (2005), realizaron un proceso de rehabilitación estructural después del sismo de enero de 2003, en Colima, de magnitud 7.6, donde varios edificios fueron severamente dañados, como el templo de San Pedro Apóstol, templo de planta tradicional en forma de cruz, en el que se presentaron colapsos parciales en la estructura, incluido el desplome de una bóveda, el colapso de ambas torres campanario y desplazamientos en columnas de mampostería, lo que provocó la aparición de fisuras importantes.

El templo del Sagrado Corazón en Colima, Colima, edificio con una nave en forma de cruz y muros de adobe, fue otro inmueble que presentó severos daños, sin que el terreno presentara signos de hundimientos. Los principales daños observados se presentaron en las bóvedas, deformaciones en los muros y por lo tanto distorsiones, que modificaron su geometría y como se trata de un material frágil se provocaron fisuras.

Lozano, et al. (2004), indican que “los daños después de un sismo ayudan a definir los mecanismos de colapso que deben considerarse para conocer la respuesta de una

construcción antigua, esto sobre todo se aplica a iglesias, ya que la ausencia de una continuidad o amarre provoca de manera frecuente colapsos parciales en zonas débiles, que tal vez no se conocían”.

1.3.2 Experiencia asiática

La Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), ha propuesto un plan de protección de los bienes culturales del mundo, a través de la “Convención sobre la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural”. A esta lista de los bienes que pertenecen al Patrimonio Mundial (World Heritage) o más conocido como Patrimonio de la Humanidad, pertenece una gran muestra de patrimonio asiático, además del resto de países ya mencionados.

Asia es un continente donde se encuentra una gran variedad de monumentos y construcciones patrimoniales: templos, mezquitas, enormes fortificaciones y murallas, plazas, palacios, museos, teatros y otros edificios históricos, de todo tipo, debido a las múltiples culturas propias de este continente.

En la ciudad de Petra, Jordania, se encuentra el monumento histórico de Qasr al Bint o también llamado El Palacio del Hijo del Faraón (Fig. 2.12), y fue construida entre los años 30 A.C. y 40 D.C. con mampostería de piedra. Los repetidos terremotos y la cristalización de la sal son los factores que más han contribuido a los graves daños de este palacio. Bani-Hani y Barakat (2006), realizaron análisis de elementos finitos para comprender la situación actual de la estructura.

Para desarrollar métodos y técnicas adecuadas para la reparación sísmica, en Jordania se realizó una investigación nacional durante los años 1996-2000. Uno de los principales objetivos de este proyecto fue desarrollar y probar materiales y métodos de reparación sísmica y fortalecer las principales estructuras históricas, buscando un resultado óptimo con el concepto de mínima intervención en la estructura, ya que muchos edificios históricos en Jordania son vulnerables, debido a las catástrofes naturales, especialmente los terremotos (Building Research Center, Royal Scientific Society Jordan, 1996-2000).

En la investigación realizada en el Qasr al-Bint (Bani-Hani y Barakat, 2006) se extrajeron las propiedades geométricas y mecánicas de estudios preliminares y la evaluación sísmica del monumento fue realizada con un análisis dinámico de elementos finitos para las actuales condiciones y para los escenarios de reparación propuestos. Se diseñaron medidas simples de reparación en 2D y 3D, respetando el valor histórico del edificio. Estas medidas consistieron en piedra consolidante, mortero de reparación y vigas de acero insertadas en los muros. La intención de estas medidas era proporcionar estabilidad y continuidad, así como mayor resistencia. En general la respuesta de los modelos de reparación en términos de desplazamiento máximo lateral, momento torsor máximo, corte basal, reacción vertical y propiedades

dinámicas (períodos), fueron tres veces mejores que la de los modelos no reparados. Los resultados mostraron que el palacio puede ser readaptado y reforzado para que resista sismos moderados, manteniendo su aspecto y valor histórico.

Irán es otro de los países que ha sido afectado por fuertes terremotos que han destruido parte de su patrimonio. Maheri (2004) realizó un estudio sobre el comportamiento sísmico y la vulnerabilidad sísmica de algunas estructuras Post-Islámicas iraníes. Estas estructuras son principalmente de mampostería de ladrillo, aunque también existen algunas de mampostería de piedra o de barro y fueron construidas desde el siglo X hasta el XVII. Algunos han sucumbido a los terremotos, mientras los otros han sobrevivido hasta ahora, con las secuelas del daño causado.

Esta investigación está basada en la revisión de fuentes históricas y en los informes recientes sobre los daños sufridos por los edificios más importantes. A pesar de que varían en su tamaño y forma arquitectónica, tienen características comunes, lo que permite un estudio comparativo. Se incluyeron edificios de notable tamaño e importancia, tales como mezquitas, santuarios, escuelas teológicas (madrasas), baños públicos (hammams), caravasares, bazares, palacios y fortificaciones tales como muros de la ciudad, puentes y presas. Estos fueron categorizados según su forma estructural es: edificios simétricos, complejos de edificios, fortalezas y murallas, torres esbeltas y chimeneas, cisternas de agua y puentes y presas.

Además de identificar las estructuras más vulnerables y sus puntos más críticos, después de esta investigación se propuso una escala de intensidad para las estructuras históricas de Irán y de otros países del Oriente, con el fin de ayudar a evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras históricas típicas de esta zona.

Con el fin de la conservación y la reducción del riesgo de estructuras históricas, se esperan más investigaciones en los países de este continente.

En Irán, en la ciudad de Tabriz, las estructuras de mampostería construidas en el siglo XIV, fueron estudiadas por Miyajima et al (2010). Ellos propusieron una metodología para la evaluación la vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos de mampostería. En esta investigación se tuvo en cuenta la importancia de la resistencia real del edificio, como la magnitud del potencial movimiento del suelo, que es crucial en este caso, ya que una falla importante se encuentra en el norte de Tabriz. Los últimos terremotos grandes se produjeron en 1706, en la que la estructura de mampostería fue gravemente dañada. Utilizando mediciones de microtemblores, se obtuvieron factores de amplificación, así como las características dinámicas del edificio. Los movimientos esperados resultaron mayores que los medidos durante el terremoto de Bam, en 2007, llegando a la conclusión de que la estructura está en riesgo grave.

1.3.3 Experiencia europea

Entre los estudios de vulnerabilidad más recientes en Europa cabe destacar el proyecto Risk-UE (2001-2004) cuyo objetivo era la obtención de escenarios sísmicos basados en la ocurrencia de terremotos realistas en un contexto europeo, y su aplicación práctica a siete ciudades de Europa: Barcelona (España), Bitola (República Yugoslava de Macedonia), Bucarest (Rumanía), Catania (Italia), Niza (Francia), Tesalónica (Grecia) y Sofía (Bulgaria). Se trataba de un proyecto que incluía tanto estudios de peligrosidad sísmica como de vulnerabilidad en edificios ordinarios, históricos y monumentos, así como la obtención de escenarios sísmicos. RISK-UE es un proyecto europeo que ambiciona desarrollar una metodología general y modular para evaluar escenarios sísmicos (con las características particulares de cada ciudad), este proyecto presta especial atención a los edificios pertenecientes al patrimonio histórico. Su metodología toma en cuenta la tipología de los elementos que pudieran tener algún tipo de riesgo y vulnerabilidad para identificar los puntos frágiles del sistema urbano. Los resultados proporcionarán figuras donde se observan los daños directos e indirectos de cada posible sismo.

En aquel momento ya existían proyectos similares aplicados a otras regiones del mundo, sin embargo, no se habían desarrollado estudios de este tipo a nivel europeo, los cuales se hicieron imprescindibles tras el impacto político que causaron los terremotos de Izmit (Turquía) y Atenas (Grecia), de 1999.

El proyecto consistía en un estudio muy completo del riesgo sísmico, dividido en siete partes, que incluían la generación de una base de datos en Sistema de Información Geográfica (SIG), un estudio de la peligrosidad regional y local en cada ciudad, la obtención de escenarios sísmicos y un análisis de la vulnerabilidad de los edificios urbanos, tanto los ordinarios como los monumentos y edificios emblemáticos. El estudio de vulnerabilidad dentro del proyecto Risk-UE se llevó a cabo desde dos perspectivas distintas. De esta forma, la vulnerabilidad de los edificios ordinarios y de los monumentos se estudiaba en dos niveles distintos:

Nivel I: aproximación macrosísmica: en este nivel, el parámetro de entrada es la intensidad macrosísmica, y la vulnerabilidad se relaciona con parámetros cualitativos.

- Nivel II: aproximación mecánica: en él, el parámetro de entrada es la PGA o el espectro de respuesta del terremoto de estudio, y la vulnerabilidad del edificio viene descrita por su curva de capacidad.

El método del nivel I se basa en la clasificación de los edificios por su tipología estructural. El modelo más eficiente de este tipo es el método del índice de vulnerabilidad, en el que se asigna este factor a cada edificio en función de su tipología, y se añaden unas correcciones basadas en los parámetros característicos de cada construcción individual (estado de mantenimiento, regularidad en planta, etc.). Se

trata de una metodología rápida y sencilla que permite obtener escenarios de daño para cada tipología estructural, y que da una idea global de la vulnerabilidad de los edificios ordinarios, históricos o monumentales de una ciudad.

El método del nivel II, por el contrario, se basa en la obtención de información muy precisa de cada uno de los elementos de que se compone el edificio o monumento de estudio, llamados macroelementos, caracterizados por presentar una respuesta sísmica independiente del resto. Se trata de una metodología lenta y detallada pensada para conocer en profundidad el comportamiento sísmico de una construcción en particular, por ejemplo aquéllas caracterizadas por su alto valor histórico o cultural. La metodología es muy similar al método mecánico del espectro de capacidad mencionado más arriba.

1.3.3.1 Italia

Durante las últimas décadas, ha surgido en Italia un interés en las estructuras de fábrica, especialmente las históricas, con el fin de preservar sus principales características y poder garantizar su resistencia frente a las diferentes sollicitaciones que se presenten. En áreas donde existe una alta concentración de edificios históricos, como es el caso de varias ciudades de Italia, el tema de la vulnerabilidad y riesgo sísmico puede estudiarse a escala territorial, aunque siempre es importante un estudio detallado.

Los terremotos italianos de Friuli (1976), y Umbria-Marche (1997) dañaron gravemente las estructuras monumentales italianas. Estos sismos sirvieron para mostrar a la comunidad científica cuán vulnerables podían ser los monumentos que forman parte de nuestro patrimonio. Ello hizo que comenzaran a realizarse análisis de los daños sufridos y que surgieran metodologías para el estudio de la vulnerabilidad en este tipo de estructuras.

El estudio sistemático de la respuesta de las estructuras tradicionales de obra de fábrica en Italia, especialmente tras el terremoto de Umbria y Marche en 1997 ha permitido alcanzar una visión algo más precisa sobre el verdadero comportamiento de estas estructuras. Estos terremotos son los que más daños han causado al patrimonio histórico; más de 2250 iglesias sufrieron daños en el centro de Italia. La crisis estuvo formada por 4 eventos principales con magnitud Mw del orden de 6 con importantes pérdidas en el patrimonio histórico debido a colapsos parciales y fisuras. Cerca de un tercio de estas estructuras habían sido sometidas a algún tipo de refuerzo (vigas perimetrales, tensores transversales y/o longitudinales, forjados de concreto o combinaciones), y los patrones de daño resultantes fueron altamente dependientes de este tipo de intervenciones.

Después de los terremotos de 1997 en Umbría y Marche y el 2002 en Puglia y Molise, las investigaciones del daño en los edificios históricos, especialmente iglesias, bajo

una amplia observación, entregaron varios datos: comportamiento recurrente, patrones de daño, vulnerabilidad intrínseca, etc. A través de estos datos se desarrolló un conocimiento importante sobre las iglesias en áreas sísmicas y se elaboraron, calibraron y testearon modelos fiables de vulnerabilidad (Lagomarsino y Podesta, 2003).

Lagomarsino y Podestà (1999), señalan en su trabajo la necesidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica de las iglesias de Umbría, Italia pues a causa del terremoto que azotó dicha ciudad, estas estructuras de gran valor histórico y arquitectónico tuvieron daños considerables. Al evaluar la vulnerabilidad puede conocerse cuáles son los mecanismos típicos de colapso. Se proponen diferentes metodologías de análisis para evaluar la vulnerabilidad: por una parte definir una matriz de probabilidad de daño en la iglesia en su conjunto y por otra, matrices para los mecanismos individuales que puedan sufrir colapso, también son propuestas curvas de fragilidad basadas en los daños. Todo esto se utiliza en la búsqueda de una correlación de daños a diferentes niveles de la estructura.

Una metodología de evaluación puede ser desarrollada a través de dos enfoques diferentes: de observación y mecánico, con diferentes niveles de profundidad (Lagomarsino et al., 2004). El enfoque mecánico se puede desarrollar a través de métodos simplificados de análisis tales como modelos de colapso. En particular, el análisis límite proporciona una descripción adecuada y razonable de los mecanismos de daño en las estructuras de mampostería, aunque bajo ciertas restricciones (como que la mampostería es considerada un cuerpo rígido sin resistencia a la tracción, por lo tanto la fuerza sísmica es simulada como una fuerza estática horizontal, proporcional a la masa). Esta metodología puede aplicarse de manera diferente a partir de datos detallados y se divide en tres niveles. El nivel 1 proporciona una metodología de estimación general de la vulnerabilidad del patrimonio en la zona sísmica especificada y se puede usar contando con pocos datos o después de una encuesta. El nivel 2 proporciona datos más útiles en caso de un plan de mitigación de riesgo, ya que permite estimar aproximadamente la eficacia de una estrategia de mejoramiento sísmico. El nivel 3 de la metodología es similar a un análisis individual de una estructura histórica, aunque es desarrollada con el fin de obtener un conjunto de resultados fácilmente comparables con los de otros monumentos (adquiridos mediante modelos simplificados) y con el objetivo de crear un escenario de daño (Lagomarsino et al., 2004).

El más reciente terremoto de Italia de abril de 2009, que afectó especialmente a la ciudad de L'Aquila, ha causado daños muy graves en los monumentos de la región, poniendo de manifiesto que aún queda mucho por hacer. Sirvan como ejemplo los daños en la Basílica de Santa María di Collemaggio (del siglo XIII, colapsada en su mayor parte), el castillo del siglo XVI Forte Spagnolo (cuya tercera planta quedó completamente destruida), la iglesia dieciochesca de Santa Agustina (cuya cúpula fue

colapsada), la Basílica de San Bernardino de Siena (cuyo ábside fue seriamente dañado), o la iglesia de Anime Sante (siglo XVIII, cuya cúpula se vino abajo).

1.3.3.2 Portugal

Diversas investigaciones se han centrado en la caracterización de los monumentos históricos tomando en cuenta el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas. Oliveira et al. (1992) hicieron una base de datos con los daños provocados por el terremoto de Azores en 1980. Se clasificaron las iglesias en función del tamaño en: catedrales, iglesias, capillas y ermitas. Otra categoría fue dirigida a los conventos y otra a los palacios según su tamaño. Para cada categoría se definió el tipo de material, el tipo de diseño estructural y los elementos estructurales, el tipo de techo, dimensiones principales y geometría, etc. Otro tipo de información importante incluyó la existencia de cambios, reparaciones hechas, etc. Esta base de datos contiene también una medida de los costos de reparación de los daños.

La existencia de esta base de datos para hacer el inventario de estructuras históricas de Portugal, tiene una importancia primordial para tomar atención sobre el estado de deterioro de estas estructuras, ayudando en caso de un terremoto, a los equipos encargados en la determinación de las que requieren un análisis más urgente. Utilizar los datos de las estructuras dañadas permitiría, en un gran número de casos, determinar la correlación del daño con las características del movimiento del suelo y el tipo de estructuras (Oliveira, 2003).

Los conjuntos de estructuras históricas, referidas como centros históricos urbanos, también se han estudiado con el fin de definir las estructuras más importantes y para ayudar en el diseño de planes de emergencia. En Portugal el primer ejemplo de esto fue desarrollado en el proyecto TOSQA (1994-1996), con el fin de contribuir al conocimiento del comportamiento sísmico de centros históricos urbanos. Se aplicó en Alfama, Lisboa (D'Ayala et al., 1997). Usando métodos similares y usando análisis más sofisticados, también se realizó este tipo de investigación en Lisboa, en Angra do Heroísmo y en Faro (Dias et al., 2001). Aquí se clasificó la tipología de las construcciones basándose en la edad y la presencia de edificios adyacentes, y la vulnerabilidad fue tomada de las experiencias de terremotos anteriores, adaptados a la situación bajo estudio. Con toda esta información pudo hacerse un inventario de los edificios (más de 3000 casos).

Como una contribución a la evaluación de la seguridad en edificios históricos a partir de métodos simplificados, Lourenço y Roque (2006) realizaron una investigación con una amplia muestra de 58 iglesias ubicadas en zonas sísmicas de Portugal. Esta metodología es más simple, rápida y económica, y se basa en un enfoque geométrico simplificado para la detección inmediata de un gran número de edificios en riesgo. El objetivo es descubrir edificios históricos en riesgo para un estudio posterior más detallado con simulaciones avanzadas en computador y una adecuada caracterización

de sus materiales y de su estructura. Los índices se basaron principalmente en las dimensiones y la altura de los edificios. Esta evaluación mediante métodos simplificados indicó que el promedio en área en planta de los muros resistentes y la altura promedio son independientes de la sismicidad. Se realizó un estudio con la misma metodología de análisis mediante métodos simplificados, para 44 iglesias de Portugal, España e Italia (Lourenço et al., 2005).

1.3.3.3 España

El tema de la vulnerabilidad sísmica en España se ha concentrado en los estudios de zonificación sísmica más que en las estructuras de valor histórico. En los últimos años se han llevado a cabo varios estudios de peligrosidad sísmica para la península ibérica y en ciertas regiones del territorio español.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica de monumentos en España son extremadamente escasos en la actualidad. La gran mayoría de los estudios de vulnerabilidad realizados se centran en regiones muy concretas y en edificios normales.

Se ha realizado una tesis doctoral cuyo objetivo principal es el estudio de las estructuras de los monumentos elaborada por Irizarry (2004), con un completo análisis de la vulnerabilidad de 68 monumentos de Barcelona. Aplica el método del índice de vulnerabilidad y el método del espectro de capacidad, tal como fueron formulados en el Proyecto Risk-UE, para evaluar 68 monumentos importantes y edificios históricos de la ciudad, catalogados como patrimonio arquitectónico. También hay un artículo sobre el riesgo sísmico en Barcelona, que incluye estudios de vulnerabilidad tanto de edificios ordinarios como de monumentos (Lantada et al., 2009). Otro estudio de vulnerabilidad sísmica de edificios históricos donde se ocuparon 3 métodos para obtenerla fue el desarrollado por Martínez (2007), donde uno de los métodos consistió en la evaluación del binomio capacidad-demanda y en la generación de matrices de probabilidad de daño. Tal metodología le permitió evaluar las zonas sísmicamente más vulnerables en edificios tipo iglesia formadas por bóvedas, arcos, contrafuertes, muros, arbotantes y columnas.

Un estudio ha mostrado la diferenciación en las técnicas constructivas en función de la sismicidad de la región y cómo todas las Catedrales españolas de Andalucía y Cataluña son enjutas (construidas mediante sistemas antisísmicos), mientras que todas aquellas construidas en Galicia o Castilla (de menor actividad sísmica), son no enjutas (Cassinello, 2007).

Goded et al. (2007) realizaron un estudio para volver a evaluar el daño sísmico de los monumentos históricos producidos por los terremotos históricos en Málaga. De los 31 monumentos que fueron afectados por el terremoto de 1680 (parroquias, monumentos y fortalezas), sólo 12 de ellos existen actualmente y forman parte del legado histórico

de esta ciudad. Realizaron una investigación para reevaluar los daños sísmicos producidos por éstos sismos en Málaga mediante un estudio preliminar de los grados de daño en los monumentos a partir de los índices de vulnerabilidad, los que se compararon con los daños reales observados. Gracias a lo detallado de la información recopilada, se pudo conocer su estado de conservación, reparaciones realizadas, calidad de los materiales, etc.

Martínez et al. (2007) estudiaron la Catedral de Mallorca con el objetivo principal de presentar una metodología para la caracterización dinámica de edificios históricos de grandes dimensiones, partiendo desde un modelo estructural calibrado mediante los resultados obtenidos a partir de la medición de vibraciones ambientales en diferentes puntos de la estructura. Este modelo sirvió como base para el estudio de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de la catedral mediante el modelo de elementos finitos combinado con modelos constitutivos parciales caracterizando un material frágil, con resistencia mínima a la tracción y resistencia limitada a la compresión. Así, se pudo identificar aspectos de interés en relación al comportamiento sísmico, resultando que los daños serían importantes frente a la demanda sísmica estudiada de la zona.

Goded (2010) evalúa el grado de daño de los monumentos que forman parte del patrimonio histórico malagueño ante la ocurrencia de terremotos destructivos en la región, para su aplicación en su refuerzo y conservación, la prevención de daños y los planes de emergencia. Se ha realizado una recopilación de información acerca de los daños sufridos por los terremotos de 1494 y 1680 que causaron graves daños en Málaga.

Un método de estudio y análisis de los daños en elementos estructurales en edificios históricos ha sido aportado desde trabajos multidisciplinares relacionados con los diferentes aspectos de la arqueosismología. La arqueosismología surgió como un método de estudio en el análisis de los daños en elementos estructurales en edificios históricos para reconocer y cuantificar daños de terremotos históricos en enclaves arqueológicos. Su aplicación a la arqueosismología ha sido utilizado en diferentes sismos por los investigadores titulares del Instituto Geológico y Minero de España y las Universidades Rey Juan Carlos y Autónoma de Madrid y Politécnica Superior de Ávila, M.A. Rodríguez-Pascua, R. Pérez- López, F. Martín-González, J.L. Giner-Robles y P.G. Silva.

Tras un sismo es posible reconocer y clasificar los efectos sobre estructuras históricas correspondientes a estructuras de deformación propuesta por los trabajos de Giner-Robles et al., 2009 y 2011, y Rodríguez-Pascua et al., 2011, que son definidos como Earthquake Archaeological Effects, (EAE). Clasifican los datos correspondientes a los efectos arquitectónicos de terremotos utilizando un método próximo a la evaluación arquitectónica. Esta clasificación es muy amplia: fracturas conjugadas, esquinas fracturadas, arcos desplazados, bloques desplazados, giros en bloques de sillería y columnas, muros colapsados, bóvedas colapsadas, columnas caídas y orientadas,

fracturas penetrativas en bloques de sillería y marcas de impacto, etc. La sistemática de estudio consiste en acceder a todos los edificios dañados para reconocer, clasificar y orientar los daños producidos dentro de una sistemática EAE con utilización de claves usadas en la cartografía para la localización de dichas deformaciones.

En la actualidad, hay investigadores trabajando para desarrollar una metodología de intervención en edificios de mampostería no reforzada, línea de investigación ya experimentada por distintos centros de investigación italianos, a partir del terremoto de Friuli, que comienza a utilizarse en 1982. El Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la Universidad de Granada aplica esta metodología a los edificios históricos de esta ciudad española con bienes declarados Patrimonio Mundial en un territorio sísmico de alto riesgo (Arango, 2003).

El Grupo de Investigación de Construcciones Arquitectónicas (GICA) de la Universidad de Extremadura considera que los métodos modernos de cálculo, basados en hipótesis creadas para materiales estructurales como hormigón y acero, con sistemas de nudos rígidos, no son aplicables a las estructuras de fábrica, con las que están contruidos los edificios de arquitectura popular (a pequeña escala) y el patrimonio monumental (a mayor escala), que no son monolíticos, sino formados a partir de piezas pequeñas, cuyo comportamiento es de difícil modelización en ordenador (Salcedo, 2013) (Forteza, 2013).

Este grupo, a raíz del terremoto de Lorca de 2011, tras constatar que las estructuras que fallaron fueron las de los edificios del patrimonio histórico que habían sido rehabilitadas con hormigones nuevos de cemento portland, trabaja en el refuerzo y consolidación de las bóvedas con capas estructurales compatibles que les doten de una mayor ductilidad a la acción sísmica mediante la obtención de un material específico capaz de consolidar estructuralmente bóvedas dañadas, así como de obtener una mejora en su comportamiento resistente frente a acciones externas como el sismo.

Salcedo y Campesino (2012) han extraído las experiencias constructivas del terremoto de Lorca. En relación con los edificios del patrimonio histórico afectados se han constatado el mal comportamiento de las estructuras de fábrica de ladrillo con las que está construido el patrimonio histórico. Se han estudiado los daños en las estructuras de fábrica con un diagnóstico y tipología de daños. De las conclusiones derivadas de la vulnerabilidad de los edificios históricos ante el sismo y de los cuantiosos daños en edificios patrimoniales, con rehabilitaciones recientes, que habían incorporado prácticas restauradoras incompatibles con sus fábricas, se deben aplicar nuevas estrategias de prevención de daños en las estructuras históricas y en las intervenciones restauradoras y rehabilitadoras, para minimizar los efectos de nuevos seísmos.

Feriche et al. (2012) han estudiado los daños causados en las construcciones de Lorca por la serie sísmica de 2011. Este trabajo se centra en analizar las causas principales de los daños causados por los terremotos a los edificios y al patrimonio histórico. Destacando que en las estructuras murarias y en las patrimoniales han influido la excesiva rigidez y cambios de esta, la falta de conexión entre elementos verticales y horizontales y el estado de conservación.

Se ha realizado por los investigadores del Instituto Geológico y Minero de España (Rodríguez-Pascua et al. 2012) la clasificación de los efectos arquitectónicos de terremotos (*Earthquake Architectural Effects*, EAE) en Lorca. Se encuentran los generados en muros de mampostería, sillería, ladrillo, bóvedas, arcos, forjados y cubiertas de madera sometidos a los esfuerzos sísmicos. El inventario de daños utilizado para el análisis estructural en las edificaciones históricas ha sido: fracturas conjugadas, esquinas fracturadas, arcos desplazados, bloques desplazados, giros en bloques de sillería y columnas, muros colapsados, bóvedas colapsadas, columnas caídas y orientadas, fracturas penetrativas en bloques de sillería y marcas de impacto. Dichos efectos arquitectónicos de terremotos (EAE) han sido clasificados y tratados con métodos propios del análisis estructural geológico para obtener las direcciones del movimiento del terreno responsables de su génesis. También se han clasificado dos EAE nuevos que completan la clasificación previa

1.4 Contenido.

El desglose del contenido por capítulos es el siguiente:

En el Capítulo 1 se señalan los objetivos marcados en el trabajo y se hace un estudio del estado del arte sobre los asuntos tratados.

En el Capítulo 2 se describe el comportamiento sísmico de las estructuras de fábrica histórica, previos a cualquier análisis, estudiado pormenorizadamente el comportamiento del material. Se identifican los parámetros más importantes relacionados con las propiedades mecánicas de los materiales, su comportamiento ante los principales estados de esfuerzos tensionales y su comportamiento mecánico. Se describe el comportamiento frente a cargas cíclicas (sísmicas). También se presenta, como aportación, una descripción de los principales mecanismos de fallo observados durante los movimientos sísmicos.

En el Capítulo 3 se estudian los factores que influyen en los efectos sísmicos de los edificios históricos y se analizan los principales factores que condicionan la resistencia de estas construcciones.

En el capítulo 4: Metodología, se explica y desarrolla la metodología utilizada para el estudio.

En el Capítulo 5: Resultado y Discusión, se muestran los resultados del análisis y la discusión sobre los mismos. El proceso de análisis se realiza con la determinación de las subdivisiones o partes constitutivas de una iglesia denominadas macroelementos, el análisis de modo independiente para cada uno de ellos, la descripción de los daños observados en cada uno de los elementos y la descripción del esquema de mecanismo que muestra los esfuerzos y elementos de desequilibrio

En el Capítulo 6: Conclusiones, se dan a conocer las conclusiones sobre el tema.

CAPÍTULO 2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA HISTÓRICA

2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA HISTÓRICA

Las características estructurales esenciales de la fábrica en cuanto a material son: que puede considerarse que tiene poca o ninguna resistencia a tracción; que está sometida a tensiones de compresión tan bajas que la resistencia al aplastamiento no hay que tenerla en cuenta en la práctica y que hay un rozamiento interno suficientemente alto como para que la forma de la estructura se mantenga. (Heyman, 2001)

2.1 Características

Las estructuras de fábrica son las compuestas por un material formado por piezas tales como ladrillos, bloques, sillares, adobes, piedras irregulares y otros, conformada por un conjunto de piezas de pequeñas dimensiones con respecto a las dimensiones globales de la estructura y que se encuentran unidas entre sí mediante un ligante, habitualmente mortero, con un comportamiento marcadamente anisótropo, heterogéneo y en determinadas circunstancias discontinuo.

El enorme número de combinaciones generadas por la geometría, la naturaleza y la disposición de las unidades, así como las características de los morteros, genera dudas sobre la exactitud de la expresión mampostería. No obstante, las investigaciones experimentales actualmente se han concentrado en la mampostería de ladrillo y de bloque, y su pertinencia para el diseño. Esto es ideal para un modelado preciso a la hora de hacer un análisis estructural profundo en construcciones de este tipo (Lourenço, 2006a).

Las obras de fábrica presentan una serie de peculiaridades que las diferencian de otras tipologías y que afectan directa o indirectamente al comportamiento mecánico de las mismas (Martínez et al., 2001):

- Bajo el término fábrica se engloba una gran diversidad de materiales en estado y condición variable. Sólo dentro de las piezas la tipología es enorme (ladrillos macizos, perforados, huecos, sillares graníticos, calizos, lajas de pizarras, etc.). El ligante, por su parte, está sujeto también a una cantidad ingente de tipos. Por último, la traba o aparejo presenta diversas posibilidades. Esta fuerte variación de tipos lleva consigo una gran dispersión entre los valores de las propiedades mecánicas.
- La fábrica es un material compuesto y su comportamiento depende de las propiedades de los componentes y la relación entre estas propiedades.

La distinta deformabilidad de las piezas y del mortero es una de las características propias de la fábrica.

Las condiciones en que se encuentran los componentes en la fábrica son muy distintas de las que se dan en los ensayos de los componentes por separado por lo que su comportamiento también será diferente.

- En las estructuras de fábrica históricas es importante conocer el estado actual en que se encuentran. El hecho de que puedan llevar en pie mucho tiempo implica que han estado sometidas a la acción de agentes de diferente naturaleza, químicos, físicos, biológicos y, también, a la acción humana. No sólo es importante conocer el tipo de materiales y propiedades que conforman la obra de fábrica, sino también el estado en que se encuentran.

- La estructura de fábrica es un material anisótropo. La anisotropía intrínseca de las piezas, pero mucho más la existencia de juntas verticales (llagas) y de juntas horizontales (tendeles) condiciona el comportamiento mecánico de esta tipología, definiendo un comportamiento diferente en cada dirección. Será preciso conocer, por tanto, la dirección relativa de los esfuerzos actuantes con la dirección de las juntas.

- La incidencia de la puesta en obra de la fábrica es mayor que en otros materiales (hormigón, metálicas, etc.) por la gran sensibilidad de sus variables mecánicas a la ejecución.

- Actualmente existe un desconocimiento mayor de su comportamiento que del de otras tipologías debido a la caída en desuso de la fábrica como material portante para estructuras nuevas

- Inexistencia de normativa que ampare la caracterización de la fábrica existente. No existe una metodología que defina el número mínimo de ensayos necesarios para caracterizar, por ejemplo, la resistencia a compresión, tracción, corte, los coeficientes de minoración de los materiales, etc. para fábricas existentes.

- Las estructuras de fábrica tienen una característica común y general que es la práctica imposibilidad de desarrollar tensiones de tracción y su carácter masivo que marca el comportamiento de estas estructuras.

Todas las construcciones de fábrica fueron realizadas en el pasado a partir de reglas empíricas y diseñadas para soportar acciones gravitatorias, usando la carga muerta para estabilizar las estructuras frente a cargas laterales producidas por vientos y sismos. No es hasta mediados del siglo XX, que aparecen las primeras normativas y reglamentaciones de diseño.

Los sismos fuertes que han tenido lugar hasta la fecha, han mostrado en la mayoría de los casos, que las estructuras de fábrica han sido las más afectas y han producido pérdidas de vidas humanas considerables, comparadas con otros sistemas estructurales. El modo de fallo de este tipo de estructuras, ha puesto en evidencia un

comportamiento con muy poca ductilidad, debido a que el colapso se presenta de forma súbita. En la mayoría de los casos, este tipo de fallo ha estado relacionado con las deficiencias características de esta tipología constructiva, como son: malas conexiones, diafragmas de piso excesivamente flexibles y morteros de mala calidad, entre otros. Por otra parte, ante sismos menos intensos, las estructuras sólo se han visto afectadas ligeramente sin presentar daños de consideración (Bonett, 2003).

Esto podría indicar que, para zonas con una amenaza sísmica baja y moderada, utilizando una técnica adecuada de refuerzo, podría garantizarse un buen desempeño de estas estructuras, y por lo tanto, reducir el riesgo al que se encuentran expuestas.

Existen pocos resultados experimentales para estructuras de fábrica, especialmente bajo cargas sísmicas (cíclicas). Esto se debe principalmente a que estas estructuras son normalmente consideradas como poco adecuadas en zonas con una amenaza sísmica elevada y, por otra parte, su desempeño sísmico es bastante variable, esto es, en algunos casos ha resultado catastrófico y en otros se han comportado de manera excelente. La razón de esta variabilidad, se explica a partir de la relación carga-deformación: inicialmente la fábrica es rígida, mostrando poco efecto de carga, sin embargo, una vez se alcanza la deformación pico, suele fallar de manera frágil. Considerando que no existe ningún tipo de refuerzo, la redistribución de los esfuerzos máximos no es posible y, el fallo local rápidamente se convierte en un fallo global de la estructura. Así, el sistema pierde resistencia y puede colapsar. Sin embargo, cuando la respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico, cae dentro del primer intervalo, esto es, dentro del rango elástico, su desempeño es bastante bueno. Las estructuras diseñadas para satisfacer este requerimiento, deben ser de proporciones masivas para cualquier movimiento sísmico, es decir, que tengan una gran cantidad de muros de gran espesor en ambas direcciones en planta. Esto explica, el por qué varias estructuras antiguas de esta tipología, se han comportado adecuadamente frente a sismos de diferente intensidad, con daños muy leves (Bonett, 2003).

Evaluar el desempeño sísmico de este tipo de estructuras no es una tarea fácil, debido a que el análisis está condicionado a ciertos aspectos, tales como:

- El agrietamiento inicial no necesariamente corresponde al colapso de la estructura.
- La capacidad de disipación de energía después de la capacidad pico en la mayoría de los casos es limitada.

En los últimos 20 años, los daños registrados como consecuencia de un número considerable de sismos, dieron origen a un desarrollo importante en el área de refuerzo y rehabilitación de estructuras existentes. Sin embargo, la incorporación de estas técnicas en las diferentes normativas existentes, ha avanzado más lentamente y, en algunos casos, no se cuenta aún con una propuesta aprobada dentro de las respectivas reglamentaciones (Bonett, 2003).

En este capítulo se presenta una descripción de las propiedades de los materiales que conforman la estructura de fábrica y se analiza su comportamiento. Se describe el comportamiento frente a cargas cíclicas (sísmicas) y se analizan los principales factores que condicionan la resistencia de estas construcciones y los modos de fallo que comúnmente se presentan.

2.2 Caracterización de los materiales constituyentes de la fábrica

Las estructuras de fábrica se constituyen con materiales, las piezas, el mortero y la interfaz entre ambos, atendiendo a sus características mecánicas por separado y a cómo se ven modificadas estas características cuando los componentes forman parte de la fábrica compuesta.

Designaremos por fábrica toda construcción de ladrillo o sillería, incluyendo la de aparejo más irregular o mampostería. Se incluyen los rellenos de cascote, mampostería, etc. Designaremos como piezas los elementos mampuestos ya sean ladrillos o sillares. Se designa como mortero cualquier ligante de cal, cemento, yeso, etc., utilizado para asentar unas piezas sobre otras. La interfaz se define como el material de contacto entre pieza y mortero que se forma químicamente desde el instante de la colocación, antes del fraguado del mortero (si lo hubiera), y se desarrolla a lo largo del tiempo.

En las edificaciones históricas su comportamiento estructural depende fundamentalmente por los materiales que la componen, por lo que es necesario describir las propiedades y características intrínsecas de cada material y la influencia que tienen en la vulnerabilidad sísmica de edificaciones antiguas.

La arquitectura histórica y en este caso las edificaciones antiguas tipo iglesia está construida principalmente con materiales conseguidos de la propia naturaleza: piedra y derivados de la tierra (adobes, tapias o ladrillos).

2.2.1 Las piezas

Los principales materiales que conforman las piezas que pueden ser utilizados para la construcción de estructuras de fábrica son:

- Piedra: en muchas de las culturas antiguas, la piedra fue el material más utilizado para la construcción, debido a su alta resistencia y abundancia en el medio. Sin embargo, debido a su peso excesivo, el transporte de este material en la antigüedad era muy difícil, lo cual obligó a las distintas sociedades a usar los recursos locales. Esto dio como resultado, una variedad de formas y detalles, que reflejaban las limitaciones y potenciales de los materiales disponibles.

Los elementos de piedra para su uso en construcción, en función de sus medidas, procedencia y estado de elaboración pueden ser clasificados en (Arcos y Porcu, 2003):

- Sillares: bloques de piedra cuyo peso y dimensiones exige la manipulación mediante dispositivos especiales de suspensión y asiento, tallados por una o más caras que pueden estar provistos o no de modulaciones.

- Sillarejo: diminutivo de sillar, pieza pequeña labrada toscamente y sin modulación u ornamentación, pero de forma prismática aproximadamente.

- Mampuesto: su mismo nombre lo indica “puesto a mano”. Corresponden a piedras cuyo peso es inferior a 25 kg, por lo tanto, es posible su manipulación sin necesidad de recurrir a aparatos de suspensión, y cuya forma es irregular, a veces tal y como sale de cantera, sin desbaste ni talla.

- Ripio: conjunto de piedras de pequeño tamaño, muchas veces procedentes del desbaste de los mampuestos, que son utilizados para asentar, acuñar y estabilizar los mampuestos en las fábricas de piedra, operación que recibe el nombre de enripiado.

- Chapa: sillar de escaso espesor, destinado a encarar o revestir otras fábricas no pétreas, dándoles aspecto de sillería, artificio sumamente utilizado hoy día antela dificultad y precio de la sillería auténtica, y como elemento protector de los materiales que conforman el muro ante los agentes atmosféricos.

• Adobe: es una forma bastante antigua de construcción y puede ser la base de algunas de las unidades que se fabrican actualmente. Estas unidades son piezas formadas con tierra arcillosa, mezclada con paja, arena, estiércol u otro material, con forma paralelepípedica, elaborados a mano con la ayuda de un molde sencillo de madera (gradillas), compactados de forma manual y secados al sol, y de tal manera que sus dimensiones permitan su manejo con un solo brazo. De una forma intuitiva, se puede pensar en los adobes como en ladrillos, cuyos elementos constitutivos principales son arcilla o barro, arena y agua, y que son secados al sol (Arcos y Porcu, 2003).

• Ladrillo: es un mampuesto (puesto a mano) de forma ortoédrica, fabricado con una gran variedad de materiales, tales como: el barro seco, la arcilla, la pizarra, la arcilla cocida, o la mezcla de estos. El proceso de fabricación, consiste en someter a la unidad a temperaturas entre 750°C y 1300°C, de tal forma que el agua se evapore y las partículas de arcilla se endurezcan, causando así la fusión de los componentes debido a las elevadas temperaturas. Posteriormente, tiene lugar una vitrificación parcial y la temperatura se mantiene por un tiempo preestablecido. El proceso completo puede tardar más o menos entre 40 y 150 horas, según el tamaño y volumen de los ladrillos y el tipo de horno. El enfriamiento debe ser controlado, ya que puede

alterar la calidad de la unidad. En la antigüedad se realizaba una masa de arcilla que se amontonaba para dejarla pudrir y después amasarla y darle su forma definitiva con la ayuda de gradillas o con la mano encima de una mesa. El cocido se efectuaba en horno de hormiguero después de que las piezas hubieran secado al sol puestas de canto. Estas unidades son conocidas con el nombre de ladrillos de tejar. En el siglo XIX comienza a utilizarse maquinaria en la fabricación de ladrillos, con utilización de prensas y galleteras, origen de las actuales instalaciones de fabricación (Arcos y Porcu, 2003).

- Geometría

Las piezas de fábrica, piedras labradas o de cerámica, poseen una forma regular más o menos paralelepédica en caso de sillería y ladrillo o irregular en caso de mampostería. Las proporciones entre las 3 dimensiones de las piezas (alto, tizón y sogá) son muy variables y dependen del tipo de piedra y usos de labra o de fabricación de los ladrillos. Es típico encontrar que la mayor dimensión en la dirección paralela a los tendeles sea del orden de 3 ó 4 veces la altura. El tizón no suele ser menor que el doble de la altura.

Para las dimensiones absolutas de los sillares Heyman (1995) indica que los bloques de piedra utilizados en edificación medieval solían tener una dimensión principal (sogá) de 300 mm, siendo muy infrecuente encontrar sillares mayores de 500 mm.

En ladrillo la dimensión del grueso varía entre 25 y 100 mm, con un valor típico de 40 a 50 mm. Las proporciones alto- tizón- sogá suelen ser de 1:2:4.

- Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas dependen fundamentalmente de la naturaleza de la piedra o el ladrillo. Los tipos de piedra más universalmente utilizados son granitos, calizas, areniscas y, en menor medida, mármoles. Las propiedades mecánicas fundamentales a efectos de análisis estructural son la densidad, el módulo de deformación longitudinal y la resistencia a compresión, que tiene un significado trascendente ya que constituye un índice de la calidad y se utiliza para deducir otras propiedades mecánicas. También se suele determinar directamente la resistencia a flexotracción.

- Peso específico γ_b

Dentro del análisis estructural, el peso específico determina la mayoría de las cargas gravitatorias que suponen la principal sollicitación en muros, torres de fábrica, e incluso puentes, debido al carácter masivo de estas estructuras.

Tipo de piedra	γ_b (kN/m ³)
Granito	25-28
Caliza	23-27
Arenisca	19-24
Mármol	25-28

Tabla 1. Valores de peso específico aparente de la piedra (adaptado de Martínez et al, 2001).

Tipo de ladrillo	γ_b (kN/m ³)
Ladrillo blando	17-19
Ladrillo medio	19-21
Ladrillo duro	20-22
Ladrillo clinker	21-23

Tabla 2. Valores de peso específico aparente del ladrillo (adaptado de Martínez et al, 2001).

- Resistencia a compresión de las piezas f_b

La resistencia a compresión de las piezas es un índice de calidad válido para comparar distintas piedras entre sí y, a igualdad de dimensiones de las piezas, mortero y aparejo, incide sensiblemente en la resistencia de la fábrica. Sin embargo, por sí misma no permite hacer afirmaciones definitivas sobre la resistencia a compresión de la fábrica de la que forma parte.

La resistencia de los ladrillos depende fundamentalmente de su composición y del proceso de cocido. En principio, los ladrillos no perforados pueden considerarse isótropos.

La piedra, por sí misma suele ser anisótropa en lo que a propiedades mecánicas se refiere.

Tipo de piedra	f_b (N/mm ²)
Granito	14-191
Caliza	25-166
Arenisca	30-105
Mármol	4-123

Tabla 3. Valores de resistencia a compresión de la piedra (adaptado de Martínez et al, 2001).

- Resistencia a flexotracción de las piezas f_{xb}

La práctica incapacidad para resistir tensiones de tracción es una característica definitoria de la fábrica. Sin embargo la falta de resistencia del material compuesto

fábrica no implica que los materiales constituyentes no posean resistencia a tracción. De hecho es imprescindible para el funcionamiento resistente de la fábrica que las piezas posean, de forma individual una cierta resistencia a tracción. La resistencia a tracción de las piezas tiene interés, no tanto porque en las estructuras de fábrica se dé de forma pura esta sollicitación a nivel de elemento estructural, como por el hecho de que la rotura a compresión está asociada en realidad, al fallo por las tensiones de tracción transversales inducidas al confinar al ligante bajo sollicitaciones de compresión y corte.

- Resistencia a tracción de las piezas f_{tb}

Es frecuente estimar la resistencia a tracción de las piezas como una fracción de su resistencia a compresión.

Tipo de piedra	f_b/f_b (%)
Granito	8,7
Caliza	17,4
Arenisca	14,2
Mármol	15,2
Ladrillo de arcilla	13,5

Tabla 4. Valores de resistencia a tracción (adaptado de Martínez et al, 2001).

- Módulo de deformación longitudinal de las piezas E_b

La deformabilidad de la fábrica es debida en una altísima proporción a su componente menos rígido: el mortero. Interesa, no obstante, conocer el módulo de elasticidad de las piezas puesto que la relación de rigideces entre piezas y mortero es un parámetro que determina el comportamiento del material compuesto.

Tipo de piedra	E_b (N/mm ²)
Granito	8.500-67.500
Caliza	17.000-76.000
Arenisca	7.000-40.000
Mármol	25.000-82.000

Tabla 5. Valores orientativos del módulo de elasticidad de piedras (adaptado de Martínez et al, 2001).

Tipo de ladrillo	E_b (kN/m ³)
Ladrillo blando	1.000-5.000
Ladrillo medio	5.000-10.000
Ladrillo duro	10.000-15.000
Ladrillo clinker	15.000-20.000

Tabla 6. Valores orientativos del módulo de elasticidad de ladrillos (adaptado de Martínez et al, 2001).

- Coeficiente de Poisson de las piezas ν_b

Este parámetro influye en la deformabilidad relativa. Valores típicos son:

Piedra: $\nu_b = 0.15$ a 0.20

Ladrillo: $\nu_b = 0.10$ a 0.15

- Energía de fractura G_f

Se han encontrado valores de G_f entre 0.06 y 0.13 Nmm/mm² para ladrillos de arcilla y de silicato cálcico. Los valores de la resistencia a tracción variaban para esas muestras entre 1.5 y 3.5 N/mm².

2.2.2 El mortero

El mortero es un material perfectamente plástico en el instante de colocación, endureciendo a las pocas horas, y que adquiere rigidez y resistencia a lo largo del tiempo. El mortero tiene 3 misiones dentro de la fábrica (Martínez, 2003):

- Rellenar las juntas impidiendo el paso del agua.

- Regularizar el asiento entre bloques y repartir uniformemente las cargas.

-Colaborar, en su caso, a conducir las sollicitaciones horizontales hasta la cimentación.

- Propiedades del mortero

Entre las principales propiedades del mortero se tiene:

1. La adherencia unidad-mortero: La adherencia se ve favorecida cuando el mortero penetra en las perforaciones y rugosidades de la unidad, formando una especie de llave de corte entre las hiladas.

2. Consistencia: se define como la capacidad que tiene la mezcla de poder fluir o ser manejable utilizando los instrumentos adecuados para ello.

3. Retentividad: consiste en la capacidad de la mezcla de mantener su consistencia o de continuar siendo manejable después de un lapso de tiempo.

Componentes del mortero

Los morteros se componen de árido, un ligante más o menos hidráulico y agua. Los principales componentes del mortero son:

Arena: es la encargada de proporcionar estabilidad volumétrica a la mezcla y atenuar la contracción por secado.

Agua: Su función es darle trabajabilidad a la mezcla e hidratar al mortero.

Cal: La densidad de la cal es del orden de 640 kg/m^3 . La cal endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico del ambiente, en un proceso llamado carbonatación.

El componente reactivo de los morteros utilizados en construcciones históricas es casi universalmente la cal (CaO) con otras impurezas presentes en la caliza utilizada para obtener, por calentamiento, la cal viva. Las impurezas arcillosas, silíceas y aluminosas, le confieren a la cal propiedades hidráulicas al formarse compuestos como silicatos o aluminatos cálcicos, que se encuentran también en el hormigón de cemento Portland. En caso de que la caliza utilizada para elaborar la cal careciera de impurezas y no se hayan añadido puzolanas o arcillas, la cal será aérea y su endurecimiento se debe enteramente a un proceso de carbonatación en que la cal se convierte en carbonato cálcico a lo largo de meses e incluso años (Martínez, 2003).

El mortero es el elemento más “débil” de la fábrica, el menos rígido, responsable de la mayor parte de la deformación instantánea y prácticamente toda la deformación diferida. Al mortero se debe la deformación de retracción por secado que experimenta la fábrica.

De acuerdo con ciertos estudios entre el 60 y el 80 % del asiento total que experimenta un muro de fábrica (incluyendo la parte instantánea y la diferida) tiene lugar en los tendeles de mortero. Si se tiene en cuenta que en fábrica de ladrillo la altura acumulada de mortero representa un 15% del total y en sillería sólo el 2-5 % se concluye que la deformación en el mortero es muchísimo mayor que en las piezas. Estas cifras dan una idea de la importancia del comportamiento del mortero en el conjunto de la fábrica.

A continuación se citan estudios relativos a las propiedades que condicionan estos aspectos dentro del comportamiento general de los morteros históricos (Martínez, 2003).

- Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de fábrica, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas. De la primera propiedad, dependen, en gran medida, las deformaciones totales del elemento de fábrica y, en parte, su resistencia a carga vertical. La adherencia entre el mortero y las piezas, define en muchos tipos de mampostería, sobre todo en aquellos en los que las piezas son muy resistentes, la resistencia a cortante del elemento.

- Peso específico γ_m

El peso específico de los morteros varía entre 15 y 20 kN/m³.

- Resistencia a compresión f_m

La resistencia a compresión del mortero de una construcción histórica depende de una multitud de factores como la naturaleza de la piedra caliza empleada para elaborar la cal, el proceso de apagado, la naturaleza y granulometría de los áridos, las condiciones de exposición a la intemperie, etc.

Como orden de magnitud de la resistencia de morteros de cal, se fija un rango de f_m entre 0.5 y 1.0 N/mm² para morteros, tanto de cal hidráulica como aérea, confeccionados en proporciones cal:arena 1:2 a 3.

En construcciones históricas los morteros han sufrido cientos de años de envejecimiento. Heyman (1995) llega a decir *“resulta apropiado, además de prudente, considerar la obra de fábrica como un conjunto de piedras en seco [...] Puede que se haya utilizado un mortero para rellenar los intersticios, pero normalmente se tratará de morteros ya pobres en origen que se habrán degradado con el tiempo y, por ello, no se puede considerar que añadan mayor resistencia a la construcción”*.

Los morteros están presentes en la construcción y llevan en ella cientos de años. Es preciso tener una idea del grado de deterioro que pueden presentar los morteros debido al paso del tiempo. Como dice Heyman, los morteros son pobres en origen (en el sentido de que su resistencia es decenas de veces inferior a la de los morteros modernos) pero sus propiedades pueden conservarse durante siglos si no tiene lugar un proceso de deterioro específico (lavado, arenizado, meteorización, vegetación, etc.).

- Módulo de deformación longitudinal E_m

Se tienen los siguientes valores orientativos para el módulo de elasticidad de los morteros existentes (Martínez, 2003).

Tipo de mortero	E_m (N/mm ²)
Cal aérea	400-1.000
Cal hidráulica	1.000-2.000
Cemento y cal	2.000-6.000
Cemento	6.000-10.000

Tabla 7. Valores orientativos del módulo de deformación longitudinal.

- Coeficiente de Poisson ν

El coeficiente de Poisson del mortero en la fábrica es muy dependiente del estado tensional. Como referencia puede tomarse un valor de ν próximo a 0,2 (Martínez, 2003).

2.2.3 La interfaz pieza – mortero

La fábrica es un material heterogéneo de tres componentes: las piezas, el mortero y la interfaz entre ambos. Ésta última se considera aquí como un componente más ya que tiene propiedades peculiares y exhibe un comportamiento que condiciona el de la fábrica y debe estudiarse específicamente.

La naturaleza de la unión entre las piezas y el mortero, es decir, de la adherencia entre ambos elementos es el factor que caracteriza la interfaz. Este mecanismo de unión, de naturaleza física y química, (principalmente la primera), se ve afectado por diversos factores, entre los que sobresale el contenido de humedad en las piezas en el momento de su colocación y el índice de succión de las piezas (Martínez, 2003).

El contenido de humedad y la absorción, son las propiedades más importantes de las unidades y tienen un efecto considerable sobre las características de la fábrica.

El contenido de humedad se define como la masa de agua por unidad de volumen, la cual puede ser expresada, en términos absolutos o en términos relativos a la densidad de la unidad cuando está seca. El intervalo típico de este parámetro es 50 - 60 kg/m³ y 2 - 3 % respectivamente

La capacidad de la unidad para absorber agua se mide por dos parámetros: la absorción total y la tasa inicial de absorción. El primer parámetro representa la cantidad de agua requerida para saturar la unidad de fábrica (ésta es una medida de la porosidad), mientras que la tasa inicial de absorción, o succión, es la masa de agua absorbida por unidad de área y por unidad de tiempo, medida en kg/m²min. Usualmente los valores varían entre 0,5 y 1,5 kg/m²min.

La correcta caracterización de la respuesta a corte en las juntas y en las piezas de la fábrica precisa evaluar el estado de tensiones tangenciales y normales

(precompresión) en las mismas. Los resultados de ensayos indican que cuando se cuenta con una tensión normal muy alta, el mecanismo de rotura se produce por fisuración y fallo en la interfaz acompañado por una fisuración diagonal en las piezas de forma que el fallo no se localiza en la interfaz, sino que se propaga a través de los tendeles y las piezas.

2.3 Comportamiento de estructuras de fábrica en compresión

Las estructuras de fábrica en general, bóvedas, torres, muros, etc., están sometidas a esfuerzos predominantemente de compresión. Por ello se debe prestar especial atención al mecanismo de rotura bajo este tipo de sollicitación y, por tanto, al valor de la resistencia a compresión de la fábrica.

Las estructuras de fábrica presentan un comportamiento óptimo cuando está sujeta a esfuerzos de compresión.

El valor de la resistencia a compresión de la fábrica depende de la calidad de las unidades, del mortero y de su interacción. Factores tales como el porcentaje de área perforada de las unidades, la humedad, la capacidad de absorción y la adherencia con el mortero, influyen considerablemente en su resistencia.

El comportamiento y los modos de falla de la fábrica ante cargas axiales, dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse de la siguiente forma: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos, que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable (el mortero), introduciéndole esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por el contrario, en el material menos deformable, se introducen esfuerzos transversales de tensión, que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

Por lo tanto, la resistencia a la compresión de la estructura de fábrica depende tanto de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos como de la forma como éstos se combinan para formarla.

El tipo de fallo más común en los ensayos de resistencia a compresión de la fábrica, es la formación de grietas verticales en las piezas, producidas por las deformaciones transversales incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se producen la inestabilidad del elemento y su fallo (Meli, 1979).

2.4 Comportamiento de estructuras de fábrica sometidas a cargas dinámicas

Los edificios construidos con estructuras de fábrica están constituidos esencialmente por muros de carga dispuestos según dos direcciones ortogonales entre sí y unidos por elementos horizontales como forjados o bóvedas. Estos muros representan los elementos resistentes tanto para las cargas verticales como para las acciones sísmicas horizontales.

Considerando un muro de fábrica empotrado en su base y libre en su parte superior, la fuerza sísmica horizontal puede actuar en el mismo plano del muro o bien en la dirección ortogonal a éste.

Si se considera una habitación elemental constituida por cuatro muros ortogonales, carentes de un atado superior; pero empotrados en la base y bien unidos entre sí, bajo la acción de fuerzas horizontales, los muros con cargas en su propio plano constituyen un vínculo para los muros con cargas ortogonales a su plano.

En los muros ortogonales a las cargas sísmicas se producen fracturas verticales en la proximidad de las esquinas y en el centro de los muros. En los muros con cargas en su propio plano se producen lesiones diagonales y grietas casi horizontales.

Cuando la fábrica está sujeta a cargas de compresión y a cargas laterales, se generan esfuerzos de compresión, de cortante y adicionalmente aparecen esfuerzos de flexión, lo que produce un cambio en la mecánica del comportamiento de la fábrica y, por tanto, la evaluación de la resistencia de edificios de estructura de fábrica se vuelve más complejo. Los elementos de fábrica suelen ser considerados frágiles, limitándose su resistencia lateral a los esfuerzos admisibles, sin tomar consideraciones de comportamiento inelástico.

2.5 Comportamiento de estructuras de fábrica sometidas a cargas laterales en su plano

Para el estudio de estructuras de fábrica, sometidas a cargas laterales inducidas por movimientos sísmicos, es necesario evaluar adecuadamente la resistencia a los empujes laterales. Generalmente, las cargas laterales en su plano son combinadas con los esfuerzos de compresión producidos por cargas gravitatorias u otras acciones y, por lo tanto, la resistencia de la de fábrica sometida a cargas laterales se investiga considerando el efecto de los esfuerzos de compresión en la dirección normal a las juntas horizontales.

2.5.1 Modos de fallo

El fallo de un muro por efecto de cargas laterales ocurre generalmente a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman

generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión pieza-mortero; sin embargo, para piezas con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

El comportamiento de la fábrica se caracteriza por dos efectos importantes: la respuesta frágil de las unidades en tracción y la debilidad introducida por las juntas de mortero. Por lo tanto, los modos de fallo resultan a partir de la combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades y las grietas a lo largo de las interfaces mortero-unidad. Los resultados experimentales ensayados bajo la combinación de esfuerzos, muestran que pueden ocurrir diferentes tipos de fallo de acuerdo con la magnitud relativa de los esfuerzos normales, f_n , (en la dirección perpendicular a las juntas horizontales) y de los esfuerzos de empujes laterales.

Se han identificado, como consecuencia del análisis de los daños producidos por los terremotos y los resultados de ensayos, tres mecanismos típicos de rotura, que serían rotura por corrimiento, por fisuración diagonal y por compresión (Arcos y Porcu, 2003).

- Fallo por corrimiento a lo largo de las juntas. Este tipo de mecanismo ocurre para cargas verticales muy pequeñas y mortero de muy baja calidad. La acción sísmica horizontal puede provocar el desplazamiento de los mampuestos en las juntas. Puede ocurrir un deslizamiento de la parte superior del muro sobre la inferior coincidiendo con una junta horizontal de mortero.

Se puede producir el fallo a lo largo de las juntas de con grietas que se distribuyen en forma escalonada y a través de los planos de debilidad que conforman la unión unidad-mortero (Bonett, 2003). Este tipo de fallo ocurre para esfuerzos normales de compresión bajos y se produce por la unión débil de las interfaces mortero-unidad, dando lugar a esfuerzos deslizantes en las juntas horizontales. La Figura 1 muestra la distribución escalonada de las grietas asociadas a este tipo de fallo, las cuales se forman a partir de los extremos de las juntas verticales, que constituyen planos de debilidad en la fábrica, debido a que su resistencia a la adherencia disminuye por causa de la contracción y de los vacíos existentes.

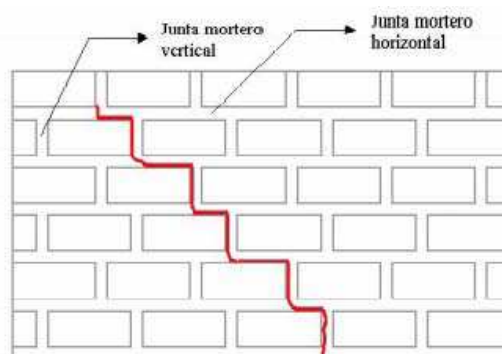


Figura 1. Agrietamiento escalonado diagonalmente producido por un fallo de fricción-cortante.

- Fallo por fisuración diagonal. Este tipo de fallo se presenta para valores de esfuerzos verticales de compresión moderados. Es una modalidad típica de rotura de los muros de fábrica sometidos a cargas sísmicas. Tiene lugar por la superación de la resistencia a tracción de la fábrica y se manifiesta con la formación de las típicas grietas diagonales en el centro del paño murario y pueden seguir las juntas de mortero o romper los elementos del muro.

La Figura 2 muestra la distribución de las grietas que siguen la dirección de las juntas verticales y, pasan a través de las unidades con una inclinación que depende de la orientación de los esfuerzos principales en la unidad.

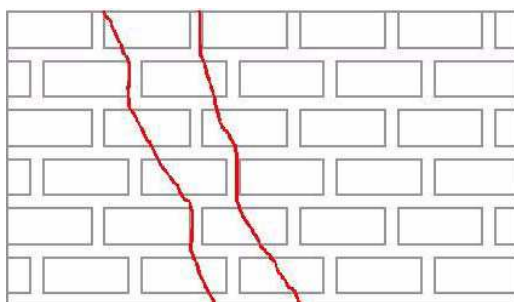


Figura 2. Agrietamiento de la fábrica producido por un fallo de tensión diagonal.

En la mayor parte de los casos se produce la rotura por fisuración diagonal del muro. Dado que en la mayor parte de los casos la fuerza sísmica alternativamente toma sentidos opuestos, las fisuraciones diagonales de los muros son típicamente en forma de cruz.

- Fallo por compresión. Este tipo de mecanismo se presenta para valores muy altos de esfuerzo normal en comparación con los esfuerzos laterales. En este caso, el fallo es similar al que se produce bajo compresión directa, aunque el efecto de la carga lateral causa una reducción en la resistencia a la compresión de la fábrica. En los casos en los que el muro tiene buena resistencia ante los esfuerzos laterales puede suceder una rotura por cesión de las zonas comprimidas en las extremidades del muro.

En el caso de agrietamiento vertical excesivo, las grietas se forman por las deformaciones verticales y se incrementan por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas (Bonett, 2003). Estas grietas se propagan verticalmente y atraviesan la fábrica, llegando en algunos casos a comprometer la estabilidad del elemento y a producir el fallo del mismo (Figura 3).

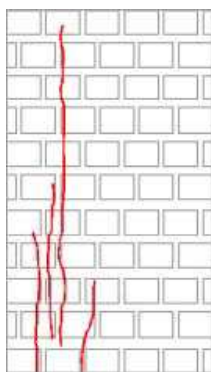


Figura 3. Fallo por agrietamiento vertical excesivo producido por esfuerzos de compresión.

El que se produzca un mecanismo de rotura u otro, depende de la geometría del muro (relación entre la altura y la anchura), de la calidad de los materiales, de las condiciones de los vínculos (por ejemplo el buen encuentro de los muros de carga y su atado en las esquinas) y de las fuerzas aplicadas.

2.6 Comportamiento de estructuras de fábrica sometidas a cargas perpendiculares a su plano

Los daños producidos en muro de fábrica por efecto de esfuerzos horizontales perpendiculares al plano del muro se pueden originar como consecuencia de las aceleraciones transmitidas al muro desde el terreno o por el encuentro de elementos constructivos horizontales o verticales que incidan directamente sobre la fábrica.

Las cargas perpendiculares a plano de la obra de fábrica puede ser paralela (caso a) o perpendicular (caso b) a los tendeles.

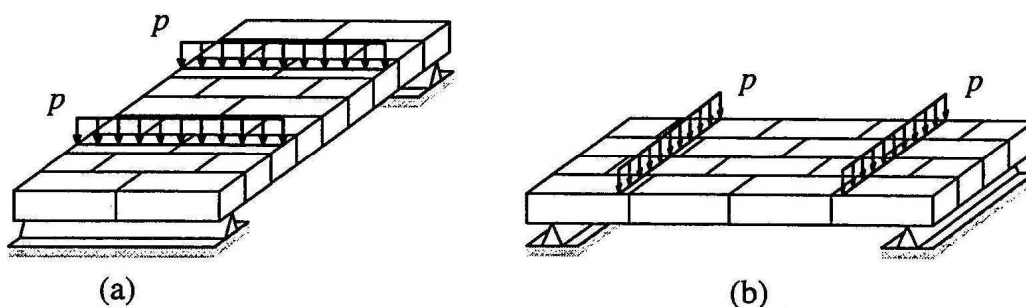


Figura 4. Flexión fuera del plano.

El comportamiento fuera del plano de la fábrica sin armar es extremadamente frágil. Los mecanismos de rotura asociados son, en el caso de cargas de eje paralelo a los tendeles, rotura en el tendel por adherencia en la unión entre pieza y mortero (Figura 5a). En el caso de cargas de eje perpendicular a los tendeles, se producen dos mecanismos de rotura diferentes en función de la resistencia relativa de piezas e interfaz. Si la resistencia a tracción de las piezas es mayor (como es habitual), la

rotura se produce por fisuración dentada a lo largo de llagas y tendeles, (Figura 5b1), en el otro caso (mortero de resistencias relativamente altas), la rotura se produce por un mecanismo mixto atravesando casi directamente piezas y llagas, (Figura 5b2).

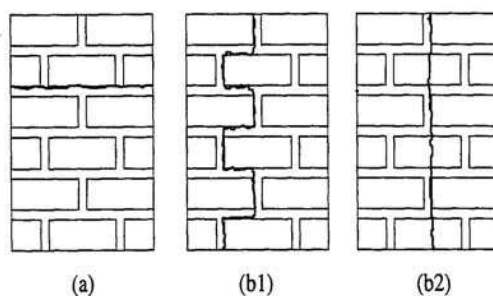


Figura 5. Formas de fallo en flexión simple, para flexión paralela a los tendeles (a) y perpendicular a los mismos (b1 y b2).

El caso de mayor interés en la práctica se presenta cuando además de la carga perpendicular, está presente un axil de compresión perpendicular a los tendeles. El comportamiento es, en general, más favorable, con mayor resistencia y ductilidad.

2.7 Principales mecanismos de fallo producidos por los sismos

Los daños observados en las estructuras de fábrica producidos por las acciones sísmicas dependen de diversos factores, entre los cuales se pueden destacar la magnitud del sismo, las características geológicas y geotécnicas de la zona y la calidad de las construcciones. La combinación de todos estos factores, unida a la incertidumbre implícita del fenómeno, arroja un amplio espectro de posibles escenarios de daño. La interacción dinámica de cada uno de estos factores, es finalmente la responsable de los escenarios de daño que se presentan como consecuencia de un sismo.

Los principales mecanismos de fallo observados durante las últimas catástrofes sísmicas, no están relacionados con la resistencia propia del muro, sino con el comportamiento global de la estructura.

A continuación se describen los principales tipos de fallo que se presentan en las estructuras de fábrica.

2.7.1 Fallos fuera del plano

Este tipo de fallo es bastante común en las estructuras de fábrica incluso para movimientos sísmicos de magnitud moderada. Se produce por la falta de anclaje de los muros a los diafragmas de piso y techo, o por una excesiva flexibilidad de los diafragmas. El fallo fuera del plano pone en peligro la capacidad del sistema resistente de cargas gravitatorias.

Cuando los movimientos de las estructuras verticales de fábrica debido a la acción sísmica provocan que la resultante de las cargas verticales sale fuera de la geometría del muro, debido a la falta de resistencia a tracción de estas estructuras, sobreviene el vuelco que puede llevar al colapso del edificio o las estructuras pueden alcanzar un nuevo equilibrio incluso en el caso en que se haya producido un daño.

El colapso de la estructura se puede producir porque debido a las acciones sísmicas se han producido deformaciones que han variado el estado de cargas provocando un desequilibrio estático, con una deformación mayor y un colapso total. También se puede producir porque las acciones sísmicas no han podido ser resistidas por los materiales constitutivos provocando un colapso parcial que a su vez ha llevado la estructura al colapso total. Otra causa es debido a que se producen deformaciones mayores de las que podían asumir las geometrías de los elementos estructurales.

La Figura 6 muestra un ejemplo de colapso fuera del plano del muro de la planta superior de la estación de tren de Lorca tras el sismo.



Figura 6. Desprendimiento del muro de la planta superior de la estación de tren de Lorca.

Otro fallo fuera del plano es el fallo de los pretilos, que se considera como fallo fuera del plano, debido a que este tipo de elementos no estructurales, se comportan, si no están restringidos o bien anclados, como muros en voladizo extendidos más allá de la línea de techo. Por estar localizados en la parte superior de los edificios se ven sometidos a mayores amplificaciones del movimiento sísmico, que inducen fácilmente al fallo por flexión fuera del plano (Figura 7).



Figura 7. Desprendimiento del muro piñón de la estación de Lorca.

Los pretilos se consideran como una amenaza seria para la vida de las personas durante los sismos y, por lo tanto, algunas de las últimas regulaciones de reforzamiento sísmico han ido dirigidas, directamente, hacia la reducción de estas amenazas. Otras posibles fuentes de amenaza son las chapas y demás elementos de ornamentación que no tengan un buen soporte o anclaje, frente a cargas laterales.

En el terremoto de Lorca se han encontrado numerosos daños en elementos no estructurales. Por un lado, la falta de atado o anclaje de los cerramientos y por otro el de pretilos o antepechos, han provocado 9 de las 10 víctimas ocasionadas por el terremoto principal (Figura 8). La forma de fallo mas típica de estos elementos es el vuelco, en el caso de los antepechos, y la ruptura de cerramientos y tabiques mediante grietas en forma de X (provocadas por la sucesiva inversión de esfuerzos) y, en muchos casos, desprendimiento y/o salida de plano de grandes fragmentos de los mismos (Feriche et al. 2012).



Figura 8. Caída de grandes tramos de antepechos (Izquierda) y de revestimientos (Derecha) (Feriche et al. 2012).

La norma vigente no fija límites de deformación lateral de los edificios que permitan minimizar los daños no estructurales, por este motivo, en muchos casos de edificios de hormigón armado, cuya estructura no ha sufrido daños o ha sufrido daños menores durante sismos, los cerramientos o tabiques pueden sufrir grandes daños. La falta de conexión entre los paneles de fábrica y la estructura hace que dichos elementos se dañen tanto por movimientos fuera de plano como por movimientos en el plano. Además de las víctimas humanas, las pérdidas económicas por esta causa pueden ser cuantiosas a nivel de una ciudad entera.

Los elementos no estructurales con el borde superior libre, como cornisas, antepechos, parapetos y chimeneas, deben enlazarse a la estructura, tal como lo requiere la norma sismorresistente NCSE-02, algunas veces mediante un encadenado de coronación, para garantizar su estabilidad (Carreño et al., 2012).

Se observaron parapetos de ladrillo no reforzados (Figura 9) que colapsaron cayendo sobre edificios contiguos o sobre la calle y chimeneas dañadas en casas residenciales unifamiliares (Figura 10).



Figura 9. Elementos no estructurales no anclados a la estructura (Carreño et al., 2012).



Figura 10. Chimenea dañada por el terremoto en casa residencial (Carreño et al., 2012).

2.7.2 Fallos en el plano

Los fallos en el plano pueden producirse por esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, dependiendo de la relación de aspecto (longitud/altura) de los elementos de fábrica. Por lo tanto, para valores bajos de la relación de aspecto, el fallo se produce por flexión y para valores medios, el fallo se produce por cortante.

2.7.2.1 Fallos en el plano por cortante

Se trata de un tipo de agrietamiento en doble diagonal en forma de cruz (X), que puede presentarse en diferentes partes de la estructura. Este tipo de fallo es una de las principales causas del colapso de las estructuras de fábrica cuando las grietas se forman en los muros del sistema resistente de cargas laterales, debido a que no existe la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio y, por lo tanto, las fuerzas inducidas por el sismo exceden la resistencia a cortante.



Figura 11. Grietas en forma de cruz. Convento de las Clarisas de Lorca.

Cuando el tamaño de estas grietas llega a ser excesivo, la resistencia y la rigidez de los muros se degradan rápidamente, debido a que no existe un refuerzo que controle el tamaño de las grietas y, por lo tanto, la estructura falla de forma frágil. Para grietas pequeñas y poco profundas, el sistema resistente de cargas verticales no se ve comprometido y, por tanto, la estructura continua siendo estable.

Este tipo de agrietamiento en forma de cruz de San Andrés o X, también se produce en las fachadas de los edificios de fábrica que tienen un gran número de ventanas y puertas. En este caso, las grietas se forman en la parte del muro que está limitada por estas aberturas o directamente sobre los dinteles.



Figura 12. Grietas formadas por tensión diagonal entre las ventanas de un edificio de fábrica. Convento de las Clarisas de Lorca.

2.7.2.2 Fallos en el plano de columnas

Las grietas producidas por esfuerzos excesivos de flexión, son generalmente horizontales y se forman en la parte superior e inferior de las columnas o pilares de estructuras de fábrica. La (Figura 13) siguiente muestra los daños en algunas columnas del pórtico que se construyó en el siglo XVIII de la ermita del Calvario de Lorca producida por el sismo.



Figura 13. Agrietamiento por flexión. Ermita del Calvario de Lorca.

El balanceo o el deslizamiento sobre las grietas de flexión horizontal, puede ser una forma efectiva de absorber deformaciones y, al mismo tiempo, limitar las fuerzas generadas en el interior de una estructura.

2.7.3 Fallos de anclaje o conexión

En las estructuras de fábrica existe una práctica constructiva deficiente que consiste en no garantizar las conexiones entre los mismos elementos de fábrica (muros, pretilas, dinteles, etc) o entre estos elementos y los diafragmas de piso y techo. Esta condición es esencial para un buen desempeño de la estructura, de tal forma que

exista una buena transmisión de las cargas verticales y horizontales a los elementos del sistema resistente. Muchas de las construcciones antiguas presentan conexiones inadecuadas o impropias, razón por la cual, se originan fuertes daños e incluso el colapso, cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos.

El fallo por anclaje más común se presenta en la parte superior de los muros, donde no hay un anclaje adecuado entre los muros y los techos y la magnitud de la sobrecarga es pequeña. Generalmente, las vigas de los techos se encuentran simplemente apoyadas sobre la parte superior de los muros o simplemente se utiliza un mortero débil para sujetar las vigas al muro. Por lo tanto, ante la ausencia de un anclaje adecuado, los muros exteriores se comportan como vigas en voladizo sobre toda la altura del edificio.

El riesgo de que se produzca un fallo fuera del plano debido a esfuerzos de flexión excesivos en la base del muro se incrementa con la altura y puede ocurrir un fallo estructural global por desprendimiento de las vigas desde su soporte.

Las malas conexiones entre los muros producen grietas verticales en las esquinas y en los empalmes, que ocasionan su separación y, por lo tanto, aumentan su vulnerabilidad.

Uno de los principales daños que se observa tras un sismo en las estructuras de fábrica es la apertura de grandes grietas verticales, en la unión de los testeros o muros perpendiculares a fachadas, con estas. Si a esto añadimos que, por lo general, se trata de secciones de muros de mampostería de piedra, donde los mampuestos se ordenan a las caras exteriores del muro, rellenando el interior con bolos y material más deleznable, se concluye con las grandes aperturas de grietas, ya que no hay trabas entre un muro y su transversal, además que el muro tiende a comportarse como dos hojas independientes y, finalmente, que los forjados en muchas ocasiones aportan una muy escasa rigidez al conjunto de muros de carga. El resultado suele ser el fallo en la unión de dichos muros, iniciando un movimiento de vuelco de los testeros paralelos a la dirección de las viguetas y la separación casi completa de estos, respecto del muro de fachada al que debería estar “encadenado”.

En Lorca se observó entre los edificios con estructura de muros que los daños más evidentes consistían en la separación de los muros en sus encuentros (Figura 14), desencadenada sin duda por el terremoto pero cuyo origen radica en la falta de conexión eficaz entre los propios muros (Álvarez et al. 2013).

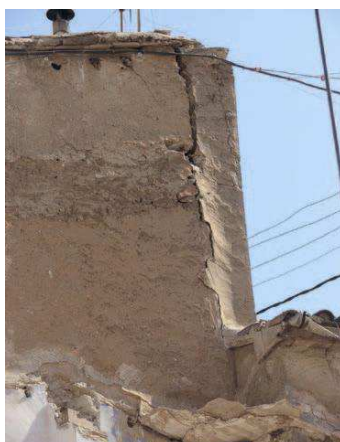


Figura 14.

La acción sísmica degrada la conexión entre los elementos de fábrica que forman los muros y la eventual pérdida de conexión entre los propios muros. Al aumentar el grado de este daño, se puede alcanzar el colapso de uno o más muros, o incluso el de la estructura.

La Figura 15 muestra los daños en un edificio de fábrica en aparente buen estado de conservación. Éste presenta agrietamiento local de sus muros debido a la acción de las cargas dinámicas producidas por el terremoto de Lorca. También se observan daños en las cornisas y en el dintel de la entrada principal (Carreño et al., 2012).



Figura 15. Daños en las estructuras de fábrica (Carreño et al., 2012).

En la Figura 16 se muestran los daños a un edificio de fábrica mucho más vulnerable que el anterior y en un estado de conservación deficiente. El mismo presenta daños importantes en parte de la fachada y de la cubierta, así como abundantes fisuras en sus muros (Carreño et al., 2012).



Figura 16. Daños en las estructuras de fábrica (Carreño et al., 2012).

Generalmente en las estructuras de fábrica la estabilización se realiza con la disposición de nuevos muros en dirección normal (o, al menos, oblicua). Con ello se le dota de un nuevo mecanismo resistente (flexión de eje vertical, como placa apoyada en los muros de arriostramiento) que complementa la flexión de eje horizontal debida al empotramiento en la base (Figura 17) (Álvarez et al. 2013).

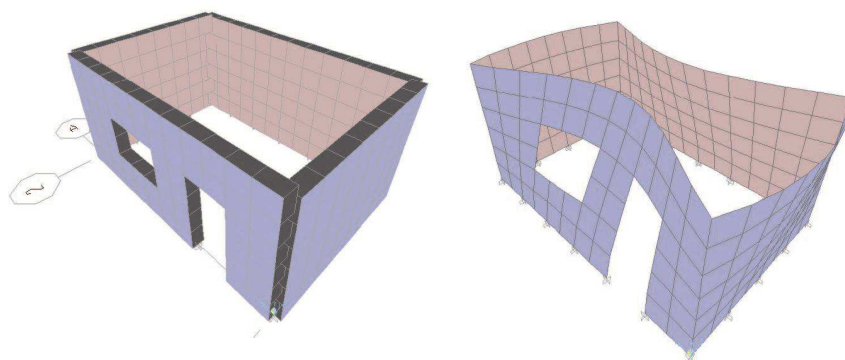


Figura 17.

La eficacia del arriostramiento mediante muros, depende de la distancia entre éstos y de su capacidad. Tradicionalmente se utilizaban como muros de arriostramiento los de fachada, los que cerraban la caja de escaleras y algunos de los que formaban las particiones. En conjunto se disponía, por tanto, de numerosos paños de estabilización.

El problema observado en Lorca, es que muchos de estos muros no pudieron llegar a cumplir su misión de estabilización por la rotura previa de la unión. El encuentro entre paños ha de soportar no sólo los esfuerzos axiales directos sino también las flexiones que se originan. En Lorca se ha observado que en muchos casos no se han respetado estos principios constructivos tradicionales, lo que ha producido la separación entre

muros que muestra la Figura 18, que constituye una forma de fallo frecuente (Álvarez et al. 2013).

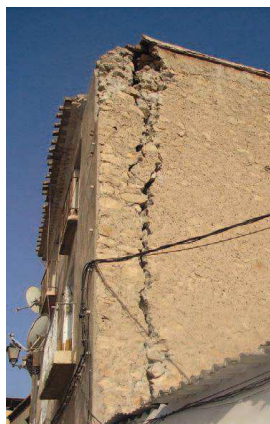


Figura 18.

Aunque en los muros estructurales se puedan emplear fábricas pobres, incluso de mampostería basta y sin concertar, cuando las exigencias de estabilidad se hacen más importantes es fundamental prever mecanismos que las confinen (las tradicionales verdugadas), que resuelvan mecánicamente el encuentro entre paños (el citado enjarje) o que, simplemente, refuercen las zonas de huecos, en cuyas esquinas se producen inevitablemente concentraciones de esfuerzos que sólo una traba cuidada puede afrontar (Álvarez et al. 2013).

En los edificios históricos de estructuras de fábrica, también puede llegar a producirse este fenómeno, incluso cuando se trata de paredes aparentemente muy sólidas como lo son las de sillería. Se puede producir una desagregación interna de una fábrica con separación entre hojas por diferente comportamiento mecánico entre las mismas que en el caso de empujes con componente horizontal, se pueden producir desprendimientos. En el caso de la Colegiata de San Patricio de Lorca, los muros son de sillería a sus dos caras, pero con un alma a base de rellenos de morteros de cal, pequeños mampuestos y cascotes, lo que ha hecho que en la girola se desprenda el más externo de ellos, con el desplome del muro de cierre y el vuelco de su cara exterior en sillería cayendo a la cubierta inferior (Figura 19).



Figura 19. Desplome de la cara exterior del muro de la girola de la Colegiata de San Patricio sobre las cubiertas.

2.7.4 Flexibilidad de los diafragmas y resistencia

Los diafragmas de pisos y techos experimentan sollicitaciones dinámicas en su propio plano y su flexibilidad tiene un impacto considerable sobre la respuesta de los edificios de fábrica. No obstante su comportamiento es bastante complejo.

En muchos casos, los daños en los diafragmas de piso, pueden no deteriorar su capacidad para resistir cargas gravitacionales. Sin embargo, considerando que los diafragmas de piso flexibles, se comportan como vigas profundas extendidas entre los muros de fábrica, las rotaciones en sus extremos pueden inducir daños en las esquinas de los muros. La ausencia de una buena transferencia entre los diafragmas y los muros de carga, también puede producir grietas en las esquinas de los muros, especialmente en edificios estrechos y largos, en los cuales, las fuerzas de cortante en el plano de los diafragmas, debidas a la flexión en la dirección larga, no pueden ser transmitidas sobre la longitud corta del muro y por lo tanto, el diafragma encontrará su soporte empujando a los muros en la dirección transversal.

2.7.5 Daños por impacto

El impacto entre edificios adyacentes no aislados mediante juntas sísmicas, puede producir el colapso parcial o total de los muros de una estructura, particularmente cuando los niveles de pisos y techos no están alineados. Esto se debe a que este tipo de choques producen una carga que no ha sido contemplada en el análisis sísmico.

Por ejemplo, el desplazamiento horizontal del forjado de piso o cubierta de un edificio, puede producir un impacto sobre un muro del edificio adyacente, que puede hacerlo colapsar.

Cuando dos o más edificios adyacentes están muy cercanos la vibración de un terremoto fuerte puede hacer que estos se golpeen mutuamente (Figura 20). Si estos edificios son de diferente altura y sus plantas no coinciden, las plantas y el techo del edificio más bajo pueden golpear a media altura los pilares del edificio más alto, lo que puede causar importantes daños.

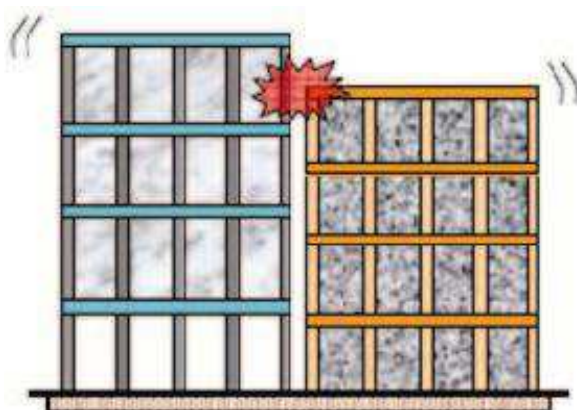


Figura 20. Esquema del efecto de golpeteo entre dos edificios adyacentes de diferente altura (Murty, 2004).

En Lorca se identificaron algunos casos de golpeteo o martilleo como se muestra en la Figura 21. Los daños por golpeteo suceden porque el espacio que se deja entre los edificios es insuficiente para que los mismos puedan desplazarse lateralmente sin perjudicarse.



Figura 21. Efectos del golpeteo observados en la visita post-terremoto a Lorca (Carreño et al., 2012).

En el caso de los edificios del patrimonio histórico con estructuras de fábrica, los daños por impacto, normalmente entre los edificios bajos contra los más altos está mucho menos documentado y es menos habitual pero, en el caso del terremoto de Lorca, se puede analizar sus consecuencias en la Iglesia de Santiago, considerando su cúpula como el edificio más alto (Figura 22).

Tomado así, la diferencia de construcción y, sobre todo, de peso y rigidez, entre el tambor y su cúpula, frente a las naves, hacen que se hayan comportado como elementos distintos e independientes y que, por ello la cubierta, actuando como un solo bloque monolítico durante los movimientos que provoca el sismo, ha llegado a golpear a los cuerpos más altos del tambor y cúpula, lo que dio lugar a la apertura de grietas en los arcos, la formación de mecanismos y el colapso general.

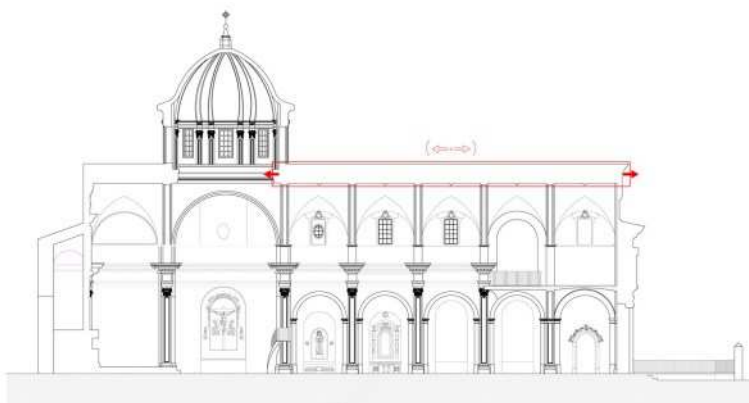


Figura 22. Golpeteo en la iglesia de Santiago de Lorca. Fuente Lavila Arquitectos.

Más adelante se estudiará los problemas derivados del incremento de peso y rigidez de las cubiertas que nos permiten explicar algunos de los mecanismos de colapso, pero en el caso de los daños por impacto, la cubierta actuando como un elemento rígido y de un peso mucho mayor que el que tenía en origen (por la nueva losa de hormigón), hace que “embista” al tambor del crucero, (de mayor altura y diferente rigidez) y ese martilleo, junto con la aparición de rótulas en los arcos torales, hace que el tambor y la cúpula se inclinen a un lado hasta el colapso de un arco y el consecuente vuelco completo y caída al suelo, quedando las tejas debajo de los otros restos, pues la cúpula “gira” en su caída y su cubierta llega al suelo antes que el tambor.

En relación a la geometría de masas, una planimetría regular mejora el comportamiento sísmico de un edificio de estructuras de fábrica. Sin embargo, muchos edificios presentan cuerpos anexos a la planta original casi siempre simétrica que generan martilleo que aumentan el nivel de vulnerabilidad general. La distribución de masas en altura puede generar, frente a las acciones sísmicas, la oscilación de las partes del edificio considerablemente más altas que otras, originando lesiones

importantes en dichos cuerpos altos, mientras que en los cuerpos bajos contiguos se experimentan acciones de martilleo.

2.7.6 Fallos inducidos por configuración geométrica

Las formas regulares tanto en planta como en elevación, reducen considerablemente la vulnerabilidad de cualquier tipo de estructura. Por ejemplo, el comportamiento de un edificio de planta cuadrada es mucho mejor que un edificio de planta irregular.

Los edificios con estructura de muros deberían responder a una organización resistente muy precisa. Los sistemas estructurales tradicionales se deben basar en ideas de simplicidad, regularidad y simetría que deberían guiar la construcción sismorresistente.

La realidad constructiva en Lorca resultó, sin embargo, muy distinta. Los criterios estructurales se han supeditado a las necesidades funcionales, y ello en cada momento a lo largo de la vida del edificio. Así, se abrían o cegaban huecos, se añadían plantas, se mezclaban materiales,... (Álvarez et al. 2013). La Figura 23 refleja algunos de estos problemas.



Figura 23.

En algunos casos, resultaba incluso difícil señalar los límites del edificio, y ello no sólo en planta, en la que al compartir los muros de medianería desaparecía la junta que podría diferenciarlos, sino en alzado, resultado probablemente de ampliaciones que se desarrollaban simultáneamente en vertical y en horizontal. La unidad básica resistente frente al sismo ha sido en muchos casos no el edificio sino la manzana.

A continuación, se describen los principales problemas relacionados con la configuración en planta y en elevación de las estructuras de fábrica:

- Problemas de torsión producidos por una distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio o por los cambios en la sección del muro debido a los vanos en las ventanas, que dan lugar a la formación de muros de poca altura (columna corta), los cuales son sumamente rígidos y, por lo tanto, absorben un gran porcentaje de la fuerza cortante total.

- Mala transmisión de esfuerzos desde los muros superiores hacia los inferiores, por la falta de continuidad vertical en los muros.

- Reducción de la resistencia a cortante y fallos por pandeo que se producen en los muros esbeltos, y que son típicos de los edificios antiguos con altura de entrepiso muy elevada.

- Discontinuidad en elevación de los muros de fábrica y/ o alturas de entre piso diferentes producen la formación de un piso débil o blando, en el cual generalmente se concentra el daño. En el caso de estructuras antiguas, el primer nivel generalmente tiene una altura mucho mayor que los demás. Adicionalmente, muchos de los muros que se encuentran en los niveles superiores, desaparecen por completo en este nivel, buscando espacios mucho más diáfanos. Esto produce una concentración grande de esfuerzos y ocasionan daños severos en este nivel, debido a la disminución de la rigidez con respecto a los otros niveles.

- Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina un fallo por punzonamiento del muro.

CAPÍTULO 3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LOS EFECTOS SÍSMICOS DE EDIFICIOS HISTÓRICOS

3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LOS EFECTOS SÍSMICOS DE EDIFICIOS HISTÓRICOS

Diversos factores influyen en las características del comportamiento sísmico de los edificios. En el caso de los edificios del patrimonio histórico, algunas de estas características adoptan una especial singularidad y son comunes a los edificios con diseño estructural similar.

El daño sísmico en construcciones depende, además de las características del movimiento, de las características geológicas del terreno y de la vulnerabilidad sísmica de los edificios.

En cuanto a las características geológicas estarían las especificidades tectónicas del terremoto, a la composición litológica del suelo urbano, la proximidad del edificio al foco, las características geológicas que modifican localmente la intensidad y el contenido en frecuencia del movimiento del suelo y la duración de la sacudida (considerando premonitores y replicas).

En cuanto a los elementos intrínsecos de los edificios, los factores que más influyen en la vulnerabilidad del edificio frente al riesgo de sismo estarían las características constructivas y el estado de conservación del edificio.

Entre las características constructivas están el sistema constructivo, la morfología y regularidad de la planta, la ductilidad, la axialidad de su estructura en relación a la direccionalidad de la onda sísmica, la relación de contigüidad o el aislamiento respecto a edificaciones colindantes, y la existencia de elementos ornamentales,

La capacidad del edificio para resistir efectos sísmicos puede irse reduciendo con el tiempo por diversas razones como el deterioro natural de los materiales, las patologías estructurales previas de la construcción, el deterioro estructural y las condiciones de mantenimiento de la edificación.

Entre estos factores destacan sobre todo las transformaciones sufridas por el edificio a lo largo de su historia tanto en sus diferentes fases de construcción como las restauraciones realizadas con materiales o técnicas no adecuadas ante los efectos sísmicos que modifican su estructura y pueden disminuir su resistencia ante sismos.

3.1 Características geológicas

Para la comprensión del comportamiento estructural de las fábricas históricas, el comportamiento estructural está condicionado por las características geológicas y estratigráficas locales así como los cambios en la topografía, factores determinantes en el movimiento del suelo, pudiendo producir efectos de amplificación del movimiento sísmico tanto en términos de aceleración máxima como en frecuencia.

El efecto de empotramiento del edificio en el terreno y la naturaleza del subsuelo son factores determinantes de los daños sufridos por efectos del sismo. En estos términos, la vulnerabilidad es una función de las relaciones entre la velocidad de propagación de la onda sísmica y la altura de empotramiento, que viene dada por la profundidad de la base de la cimentación hasta el arranque de la estructura, todo ello conectado, a su vez, con las características geotécnicas del terreno.

La Norma NCSE-02, Norma de Construcción Sismorresistente del año 2002 ¹, advierte de la importancia de evitar la coexistencia en una misma unidad estructural de sistemas de cimentación superficiales y profundos, así como que deben evitarse las citadas cimentaciones superficiales cuando se prevea la posibilidad de licuación del terreno (art. 4.3.1). La Norma también prevé la ejecución de sistemas de atado y enlace de elementos de cimentación contiguos a nivel de las zapatas, de modo que sean capaces de resistir un esfuerzo axial, tanto de tracción como de compresión, igual a la carga sísmica horizontal transmitida en cada apoyo (art. 4.3.2).

La configuración del terreno afecta tanto a la organización de la edificación como a la calidad de la ejecución, y por tanto al comportamiento mecánico (Carocci, 2001). La UNESCO (Fielden, 1987) propone una microzonificación de riesgo (escala 1/1000 a 1/5000) para edificios históricos en las zonas más susceptibles de padecer un evento sísmico, ya que el terreno acusa la vibración sísmica de diferente modo según su naturaleza.

Entre los factores a considerar se habrán de considerar los siguientes:

- Pendiente sedimentaria
- Identificación de los terrenos propensos a licuarse: alto contenido en agua o capa freática, a menos de 8 metros de profundidad
- Profundidad sobre la roca basal, con especial atención a crestas y depósitos
- Especial vulnerabilidad de edificios construidos sobre dos tipos de suelo, y de aquellos construidos sobre roca.

Crespellani y Uzielli (2001) demostraron claramente que el daño en construcciones históricas tiene mucho que ver con el tipo de terreno sobre el que se encuentran construidas. El contenido espectral y la evolución temporal observada en registros de sismos fuertes, son de importancia crítica para el desempeño de la estructura. Estos

¹ Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02). BOE núm. 244, 11 de octubre de 2002.

aspectos dependen mucho de la proximidad a la falla, de la presencia de suelos blandos y de la topografía del lugar.

En el terremoto de Lorca, la proximidad y superficialidad de los focos ($< 5\text{km}$) y la fuerte directividad del movimiento en la falla en dirección hacia Lorca ha dado valores altos del movimiento en roca en el centro de la ciudad ($\text{PGA} = 0,37\text{ g}$ y $\text{PGV} = 35,4\text{ cm/s}$) por el terremoto principal, a pesar de su baja magnitud ($M_w = 5.2$). Además, las condiciones del suelo del área urbana de Lorca han modificado las características de la sacudida dando valores de intensidad local VIII (EMS). Los espectros de respuesta en aceleración en 11 lugares de la ciudad muestran amplificaciones muy significativas en algunos sitios para periodos de $\sim 0.16\text{ s}$ y $\sim 0.4\text{ s}$ (donde la aceleración relativa $a_r \geq 1.5\text{g}$) y en la mayoría de ellos $a_r \geq 1.0\text{ g}$ en el rango de $0.15\text{ s} - 0.7\text{ s}$. Tanto los edificios de 2 plantas como los de patrimonio son muy rígidos y vulnerables a las altas frecuencias de campo cercano (Feriche et al. 2012).

La mayor parte de la ciudad de Lorca se asienta sobre suelos sedimentarios, con una estructura local muy heterogénea formada por una sucesión de terrazas aluviales y sistemas de depósitos coluviales, que datan desde el Plioceno hasta el presente. Estas condiciones del suelo del área urbana de Lorca han influido en las características de la sacudida dando como resultado una distribución espacial heterogénea de la severidad de la sacudida sísmica. La mayoría de los edificios históricos están distribuidos (Figura 24) en la zona de suelos cuaternarios y algunos sobre terrenos duros, los cuales sufrieron menos daños (Feriche et al. 2012).

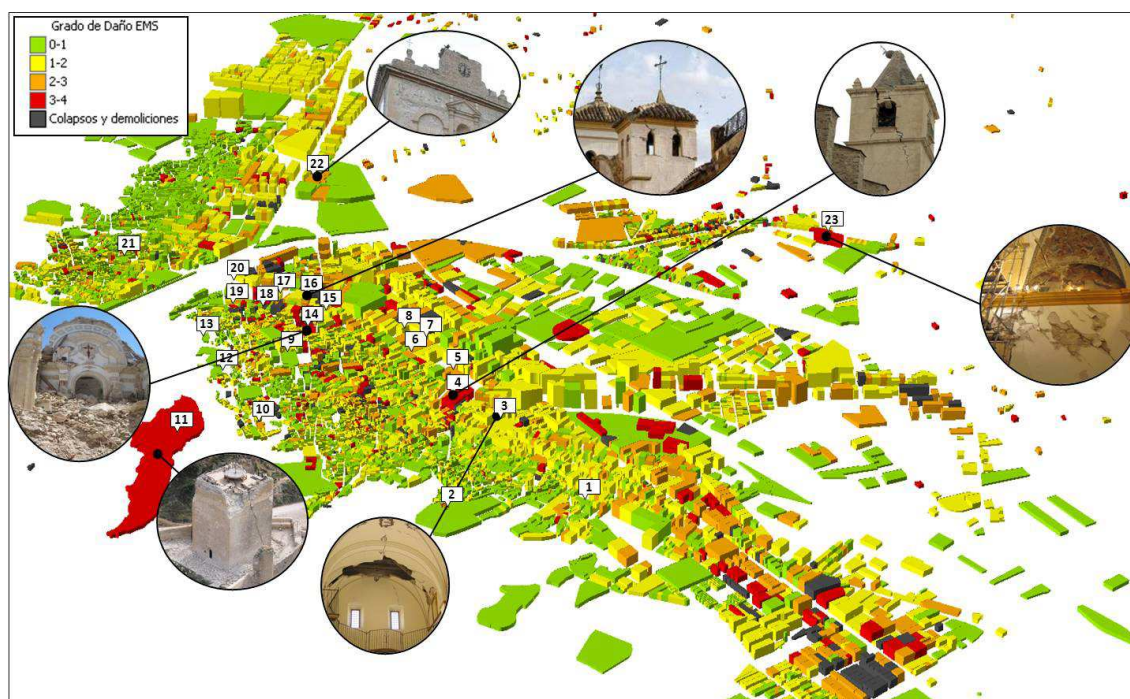


Figura 24. Distribución de los daños en edificios y construcciones históricas en Lorca según Feriche et al. (2012).

3.2 Sistema constructivo

En las construcciones actuales existe una separación entre estructura y construcción mientras que en las edificaciones del patrimonio histórico, realizadas con estructura de fábrica, el sistema estructural forma parte del sistema constructivo.

En las estructuras de fábrica los muros ejercen funciones de cerramiento exterior, las bóvedas y sus elementos cumplen funciones de cubrición desde una función resistente y algunos elementos constructivos, como contrafuertes y pináculos, cumplen también funciones de esta naturaleza. En este tipo de estructuras antiguas la forma de ejecución de los sistemas constructivos que tienen función estructural tiene una especial relevancia con respecto a la vulnerabilidad de dichos elementos frente a la acción del sismo. La correcta ejecución de enjarjes, uniones y trabazones es básica para asegurar la estabilidad de estos elementos frente los empujes horizontales de las ondas sísmicas (Mas-Guindal, 1996).

Desde finales del siglo XVIII, se tiene conciencia de cómo un sistema constructivo que haga trabajar solidariamente a todos los elementos que lo componen tiene una mayor resistencia prevista frente a los empujes horizontales. Para defenderse de los terremotos, los edificios de piedra “quieren ser casas de madera” (D’Avino, 2009), de manera que cada elemento esté tan conectado y encajado con los demás que conformen todos juntos una sola masa.

La forma de conseguir esta continuidad en los muros de piedra se consigue con una ejecución esmerada, cuyas características son las siguientes (Carocci, 2001):

- Empleo de piedras grandes con la mayor dimensión perpendicular al muro, y otras en perpendicular a las anteriores, garantizando una buena trabazón.
- Uso no excesivo del mortero, que tiene un papel secundario.
- Nivelación de hiladas.

La inestabilidad de un muro se puede cuantificar por el incumplimiento de estas premisas, además de otros factores como la proporción, o su situación en una estructura más compleja.

Analizando diferentes formas de ejecución de muros de piedra, se puede observar frecuentemente la existencia de muros de mampostería en los cuales se regularizan los ángulos con sillares perfectamente escuadrados, en la búsqueda de un doble objetivo: fortalecimiento del ángulo en sí mismo y mejora de la trabazón entre elementos ortogonales. Si esa sillería no está bien trabada con la mampostería que remata, el efecto obtenido es el contrario, ya que se produce una discontinuidad del ángulo con respecto a los muros que lo conforman (Lagomarsino, 2012), que tendrán

que hacer frente a los empujes transversales de forma aislada, sin ningún tipo de arriostramiento.

3.3 Morfología y regularidad en planta

La regularidad de la morfología horizontal y vertical del edificio constituye un parámetro básico en la seguridad frente a la acción del sismo.

La Norma NCSE-02 advierte, en el análisis de las masas que intervienen en el cálculo de la resistencia a sismo en los edificios, que en las construcciones en que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica o mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de torsión que se produce. Para ello, se deberá considerar una excentricidad adicional de las masas ó de las fuerzas sísmicas equivalentes en cada planta, a fin de cubrir las irregularidades constructivas y las asimetrías accidentales de sobrecargas (art. 3.2).

De esta forma, el método simplificado de cálculo se acepta para los edificios que presentan regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes; cuando se dispone de soportes continuos hasta la cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en la rigidez y cuando se dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical (art. 3.5.1). Todo ello se refleja en las reglas de diseño, con organizaciones en plantas regulares y simétricas con una composición con dos ejes de simetría ortogonales, con disposiciones precisas sobre la disposición de masas y de elementos estructurales y no estructurales, así como de las juntas entre construcciones (art. 4.2).

En los edificios históricos, la existencia de torres o campanarios y otras estructuras de morfología predominantemente vertical son los elementos arquitectónico-estructurales más vulnerables por efecto de sismo y una de las características propias de la vulnerabilidad al sismo de estos edificios del patrimonio, siendo estos elementos los que presentan mayores niveles de daños en ellos como se estudiará más adelante al reflejar los riesgos concretos de este tipo de elementos.

3.4 Ductilidad

Este aspecto se tiene en cuenta en todos los cálculos estructurales independientemente de la rigidez de la estructura. La ductilidad estructural describe la capacidad de una estructura de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y sin significativa pérdida de resistencia.

La ductilidad estructural está relacionada con la capacidad de disipación cuasi estática de la energía. Por lo tanto la ductilidad permite la redistribución de las cargas. Si una sección mantiene la capacidad resistente con más deformación permite que el incremento de carga, deformada más la estructura, incremente la deformación de en otras secciones críticas.

Las estructuras de fábrica no poseen una ductilidad apreciable. Un ejemplo claro es el factor de ductilidad que para estos edificios tiene valores de 1 o de 2, mientras que para edificios de hormigón armado, dicho factor puede llegar a 8 y, a veces, hasta 10. Todos estos aspectos, pueden minimizar la capacidad de resistencia lateral de los edificios de fábrica. No obstante presentan una capacidad considerable de deformación después de la aparición de las primeras fisuras y por lo tanto, pueden disipar cierta cantidad de energía.

3.5 Axialidad

En cuanto a la axialidad de la estructura en relación con la direccionalidad de la onda sísmica, la direccionalidad del terremoto es fundamental a la hora de determinar la magnitud de los daños, ya que estos dependen de la reacción del edificio frente a los empujes horizontales del sismo. Las direcciones de los distintos ejes del edificio, tanto en lo que se refiere a las tramas estructurales como las de los distintos elementos constructivos y los ángulos que forman con la dirección del movimiento producido por el terremoto, inciden en la capacidad de respuesta de dichos elementos estructurales y constructivos, que oponen la resistencia de las fuerzas de la gravedad a los empujes laterales de la onda sísmica.

Algunos trabajos (De La Hoz, 2012b) presentan un detallado estudio de los efectos de la direccionalidad de la onda del terremoto de Lorca en relación con la de los ejes de las deformaciones producidas en los edificios del patrimonio histórico de la ciudad, con la magnitud de los desplazamientos y la amplitud de las grietas producidas como consecuencia de la onda sísmica. Además, en determinados terremotos, como el de Lorca de 2011, la direccionalidad de la propagación de la onda sísmica a lo largo de la falla principal desde la zona epicentral, unida a la superficialidad del terremoto, aumentan los efectos sobre las axialidades de las estructuras construidas y la importancia de las mismas en relación con los daños (I.G.M.E., 2011).

Se ha constatado una acusada direccionalidad en los esfuerzos pues en todos los edificios históricos (y en el resto también) se aprecia una mayor intensidad de las deformaciones entre los ejes N145E y N195E (orientación NW-SE). Los datos eran muy significativos en las torres de las Iglesias, que presentaban desplazamientos mayores en el eje el Noroeste – Sureste y, por tanto, grietas mayores (y en forma de aspa) en las caras orientadas al Este y Oeste, mientras que las grietas son sensiblemente menores y de disposición horizontal en las caras Norte y Sur. También

en el resto de los edificios coincidía la mayor amplitud de los movimientos durante el sismo y, en consecuencia, las deformaciones, en esos mismos ejes¹⁵.

El estudio de los efectos arquitectónicos de terremotos (*Earthquake Architectural Effects*, EAEs) en las edificaciones del patrimonio cultural de Lorca, ha permitido calcular las trayectorias de deformación sísmica, obteniendo la mayor intensidad de las deformaciones entre los ejes N145E y N195E (orientación NO-SE) (Giner-Robles et al., 2012) perpendicular a la Falla de Alhama de Murcia. Los daños en los diferentes elementos estructurales han dependido de su posición respecto de la orientación NO-SE, y las características de las deformaciones producidas son similares al sismo anterior de 1674 presentando la misma dirección media de movimiento del terreno según los N150°E.

3.6 Contigüidades

La direccionalidad de la onda sísmica tiene como efecto inmediato la producción de empujes laterales en los elementos constructivos. La transmisión de estos empujes a los edificios colindantes, cuando estos existen, supone un factor de riesgo adicional que no se produce en los edificios exentos. La Norma NCSE-02 establece que toda construcción deberá estar separada de las colindantes una distancia mínima para mitigar los efectos del choque durante los movimientos sísmicos. Para ello, se separará de las lindes edificables de propiedad adyacentes y en toda su altura no menos que el desplazamiento lateral máximo por sismo ni menos de 1,5 cm. a fin de evitar el choque con las estructuras contiguas durante los movimientos sísmicos (art. 4.2.5). Además, el art. 3.4 dispone que la construcción deba resistir la acción horizontal del sismo en todas las direcciones, de modo que en los edificios no exentos se calcularán los desplazamientos horizontales debidos a la acción sísmica de cálculo en las direcciones en que puedan producirse choques con las construcciones colindantes.

Giuffré ha estudiado en los efectos del sismo en las construcciones históricas cómo “la componente horizontal de la aceleración sísmica empuja las paredes circundantes hacia el exterior, de forma ortogonal a su plano, lo que, a partir de un cierto valor, provoca su ruptura” (Giuffré, 1995). Las construcciones históricas están con frecuencia interrelacionadas estructuralmente, compartiendo algunos elementos como son los muros medianeros. Por tanto, en el caso de cascos históricos la unidad de actuación (evaluación y, en su caso, refuerzo) es la manzana. La conexión entre la resistencia a los empujes horizontales producidos por la aceleración sísmica y las relaciones de contigüidad entre los edificios afectados ha sido definida, en consecuencia, como “efecto bloque” (o “efecto manzana”), cuyas consecuencias han sido estudiadas reflejando la influencia de un grupo de edificios en el comportamiento sísmico de cada uno de los edificios individuales que componen el bloque (Ramos & Lourenço, 2004).

Esto ha llevado a algunos autores a plantear una “vulnerabilidad directa”, producida por las características propias del edificio, frente a una “vulnerabilidad inducida”, que estaría ocasionada por las “interacciones múltiples entre edificios situados en contigüidad y por la repercusión que los efectos del daño pueden inducir en los espacios abiertos” cuando se trata de edificios exentos (Carocci, 2001).

3.7 Elementos ornamentales

Los elementos ornamentales constituyen piezas especialmente vulnerables a la acción del sismo, tanto si están incorporadas al propio sistema constructivo como si constituyeran elementos independientes del mismo.

Los elementos decorativos como cornisas o pináculos, pueden ser piezas añadidas que pueden desprenderse con facilidad ante movimientos bruscos de los elementos constructivos que les sirven de base.

3.8 Historia del edificio. Fases de la construcción y transformaciones

En muy raras ocasiones los edificios antiguos son estructuras caracterizadas por una sola fase de construcción. Generalmente a lo largo de su historia se han producido distintas fases de construcción durante siglos, realizándose transformaciones de la estructura original. Este conjunto de transformaciones llevadas a cabo en el tiempo producen una heterogeneidad estructural en los edificios debido a los cambios en los materiales y técnicas de construcción.

Las actuaciones de acondicionamiento y reforma de los edificios han afectado en numerosas ocasiones a su comportamiento mecánico ante los empujes horizontales de los terremotos haciéndolos más vulnerables. Por ejemplo, el incremento de alturas en una construcción supone aumentar la esbeltez de la edificación, además de subir el centro de gravedad de la misma, lo cual aporta masa al oscilar ante empujes horizontales.

Desde el punto de vista de la continuidad estructural el principal problema puede venir derivado de la falta de conexión entre los muros, por paredes que han sido acumuladas en el tiempo con la simple yuxtaposición de la nueva la antigua mampostería.

Otra condición negativa es debida a la apertura o cierre de huecos agujeros en la estructura de fábrica. La necesidad de mayor diafanidad espacial en plantas bajas, derivada de la implantación de nuevos usos en edificios preexistentes, así como de la modificación en los hábitos de vida, ha supuesto en numerosas ocasiones la apertura de huecos en plantas bajas, lo que implica la debilitación de las estructuras frente a los empujes transversales debido a la desaparición del arriostramiento generalizado en las construcciones, que garantizaba su estabilidad ante determinadas acciones sísmicas.

3.9 Patologías estructurales

En el análisis de un edificio histórico de estructura de fábrica tiene una importancia fundamental el estudio de las conexiones estructurales, directamente relacionado con los daños tras un sismo.

El principal problema viene derivado de la falta de conexiones entre los muros lo que provoca que en caso de movimientos sísmicos pueda ocurrir un deslizamiento entre las dos partes diferentes del mismo con la separación de las distintas hojas. En esencia, es como si el edificio se divide en partes que se comportan de forma independiente. También son posibles efectos de "martilleo" entre los dos muros diferentes, con formación de lesiones y derrumbes localizados.

La conexión entre los muros y la estructura de cubierta, cuando no se produce de forma correcta produce, bajo la acción sísmica, acciones localizadas que tienden a eliminar la conexión entre ellos con la extracción del apoyo y el consiguiente colapso. Las características tipológicas de las iglesias, con la falta de muros de arriostramiento, muros esbeltos y sin pisos intermedios, agravan el peligro de la conexión muro-cubierta y una vez perdido el enlace los muros oscilan de forma independiente fuera del plano.

Particular atención debe prestarse a la presencia de elementos estructurales que transmiten a los muros fuerzas laterales localizadas en las zonas altas que provocan la rotación hacia el exterior. Los elementos que determinan estos efectos son las estructuras de cubierta o arcos sin suficientes sistemas de contención.

La gran mayoría de las iglesias que se encuentran en zonas sísmicas tienen elementos estructurales antisísmicos como tirantes metálicos y contrafuertes, que con el tiempo se añadieron a la estructura original. Estos elementos, bien contruidos y dimensionados muestran una notable eficacia frente a acciones sísmicas. Sin embargo pueden perder su eficacia si los tirantes metálicos carecen de suficientes apoyos o cuentan con una sección inadecuada. Los contrafuertes pueden ser inadecuados por su incorrecta forma, conexión o apoyo insuficiente en el terreno.

3.10 Deterioro estructural y falta de mantenimiento

Otros factores que pueden afectar el comportamiento sísmico de un edificio son las formas de degradación de los elementos estructurales y la falta de mantenimiento.

La degradación de los elementos estructurales se refiere a los efectos del tiempo que reducen la eficiencia mecánica de la estructura, incluso en ausencia de eventos

destructivos hay, por el mero paso del tiempo, la aparición de problemas que afectan a partes estructurales de vital importancia.

La degradación estructural se identifica como factor que puede afectar el comportamiento sísmico de la edificación. En relación con las características físicas de la fábrica es un problema importante el deterioro del mortero causada por muchos factores tales como la calidad del aglutinante, el tiempo, la presencia de agua, pérdida de adhesión entre el mortero y soportes.

Cuestiones similares relacionadas con la degradación se pueden encontrar en los elementos de madera que forman parte de la cubierta del edificio. Como resultado de los factores naturales del envejecimiento, ataque biológico, la presencia de agua, la falta de mantenimiento, las estructuras de madera pueden disminuir su resistencia.

El estado de conservación de los edificios, previo a un sismo, puede ser determinante en la magnitud de los daños ocasionados por la acción del terremoto. Se encuentra entre los parámetros que contribuyen al índice de vulnerabilidad. La experiencia demuestra que el 50% de los daños ocurridos durante un terremoto se deben a falta de mantenimiento adecuado (Fielden, 1987). Este es un fenómeno que en el caso de los edificios históricos tiene especial incidencia, debido a que frecuentemente no existe más uso para el monumento que el propio interés cultural que representa: por este motivo, el uso es preferible a la mera conservación.

Con respecto a las condiciones de mantenimiento diversas situaciones pueden causar o contribuir a la pérdida de eficiencia estructural. Los principales factores negativos son la presencia de infiltración de agua de lluvia de las cubiertas, que van deteriorando las estructuras de madera y la permeabilidad al agua de los muros.

Las reparaciones realizadas en el pasado mediante la reparación de grietas y restitución de partes dañadas, han alcanzado, en la mayoría de los casos, el objetivo de lograr la supervivencia de los edificios afectados, principalmente al evitar que por filtraciones se incrementara el deterioro de las zonas dañadas; sin embargo, no evitaron la reaparición del daño en los sismos siguientes, al no eliminar las fuentes de debilidad de la estructura y, al no corregir más que el agrietamiento y el deterioro superficial, no pudieron evitar daños y distorsiones de los elementos estructurales, que han ido aumentando con los sismos sucesivos. En contraste con el caso anterior, en las edificaciones en que no se había cuidado el mantenimiento y reparación de daños, se llegó a presentar un debilitamiento de la construcción que agravó el daño respecto al observado en sismos anteriores.

El mantenimiento adecuado y regular de los monumentos, conforme a los métodos aceptados para una buena conservación, resulta más importante en las áreas sísmicas que en otros lugares. La experiencia adquirida en diversos sismos demuestra que las construcciones con estructura de fábrica adecuadamente reparada y

mantenida, resisten con un mínimo de daño y, en ocasiones, sin daño alguno, mientras que edificios inmediatamente vecinos, con poco o defectuoso mantenimiento, se agrietan o derrumban. La importancia vital del mantenimiento requiere, ante todo, que se inspeccionen periódicamente los monumentos, tomando nota de todas las debilidades para remediarlas con la mayor brevedad posible (Fielden, 1987).

3.11 Calidad de los materiales

Los morteros de mala calidad son un factor de contribución significativa al daño sísmico en estructuras de fábrica. La calidad del mortero es especialmente importante en la parte superior de los muros y para los anclajes en el techo, donde la magnitud de las sobrecargas es demasiado pequeña como para permitir que la fábrica resista las cargas impuestas fuera del plano.

La composición de la estructura de fábrica es relevante para el comportamiento sísmico del edificio, cuya estabilidad depende de su resistencia frente a las acciones horizontales, manteniendo su cohesión frente al vuelco, aspecto que depende esencialmente del tipo de materiales y técnicas de ejecución. En las fábricas de mampostería el tamaño de los elementos de piedra es uno de los factores que más influyen puesto que el aumento de la cantidad de mortero (aglutinante) con respecto al volumen de los elementos (parte resistente) constituye un elemento de debilidad.

El material de formación de la mampostería se caracteriza por su heterogeneidad dimensional, siendo elementos de piedra con grandes diferencias que no garantizan la efectiva colaboración entre las partes. Por último, la cohesión varía en función de los morteros utilizados y su estado de conservación. En una fábrica de mampostería la resistencia se consigue mediante una disposición regular de las piedras de mayor tamaño con relleno de huecos con piedras de menor tamaño, teniendo el mortero un papel esencial en la resistencia de la estructura de fábrica.

3.12 Edad de la construcción

La edad de las construcciones está relacionada de forma indirecta con muchos de los daños observados durante los sismos. Así por ejemplo, en los edificios de estructura de fábrica, el deterioro de los ladrillos y el mortero por la erosión causada por el clima y por su degradación con el paso de los años, es más que evidente. Por otra parte, un gran porcentaje de las normativas de diseño sismorresistente, datan de menos de 50 años, con lo cual, construcciones anteriores a esta época, fueron diseñadas sin ningún tipo de consideración sismorresistente.

En Lorca se ha podido observar que los edificios con estructura de muros corresponden a las construcciones con mayor antigüedad. La calidad de la construcción es, en general, baja. Se han utilizado materiales inadecuados, dispuestos sin el mínimo aparejo y formando configuraciones poco eficaces frente a las acciones

horizontales. Por otra parte, y debido a su mayor antigüedad, son precisamente este tipo de edificaciones las que acumulan el mayor número de modificaciones, en muchos casos desafortunadas.

Es habitual observar cómo la fisuración de algunos paños ha puesto al descubierto la existencia de huecos cegados (Figura 25), o abiertos, ampliaciones poco respetuosas con la configuración estructural previa, etc.



Figura 25.

A causa también de su mayor antigüedad, es en este tipo de construcciones donde la degradación debida a los agentes ambientales se manifiesta con mayor intensidad. Las humedades que, por capilaridad, ascienden desde el suelo (Figura 26), las que se manifiestan en las entregas de las viguetas de forjado (en donde, además, es frecuente encontrar problemas por falta de entrega (como se observa en la figura siguiente) o por ataque de insectos y, en definitiva, la ausencia de un mantenimiento correcto hacen que la situación actual de muchas de estas construcciones no sea la óptima (Álvarez et al. 2013).



Figura 26

3.13 Restauraciones con técnicas o materiales no adecuados.

Garantizar la seguridad estructural ante las acciones sísmicas puede entrar en conflicto con la preservación del valor arquitectónico del monumento en el caso de cumplimiento estricto de los requerimientos normativos. La exigencia de niveles de seguridad similares a los que se consideran para nuevas construcciones puede dar

lugar a intervenciones de muy alto impacto y coste cultural, por lo que cabe considerar planteamientos alternativos. En Italia y frente al sismo, la nueva normativa introduce el concepto de “mejora” (meglioramiento) por el cual, la exigencia frente a sismo se limita a requerir que toda intervención de lugar a una mejora en el comportamiento resistente. El articulado de la normativa NCSE-02 española sugiere este mismo concepto.

En España cuando se aborda la intervención en un edificio patrimonial y quiere cumplirse estrictamente la legislación vigente, es preciso aplicar lo prescrito en la NCSE-02. En el apartado 1.2.1 sobre el ámbito de aplicación indica que *"en los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta Norma a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original"*.

En el apartado 1.2.2, sobre la clasificación de las construcciones, las catalogadas como monumentos históricos artísticos se clasifican como de importancia especial y en el apartado 2.2 se indica que, en los edificios de esta clase especial, se calculará el efecto del sismo sobre ellos suponiendo una acción un 30% superior al de los edificios considerados normales. No aparece ninguna referencia más en todo el texto normativo.

Si el edificio catalogado es de hormigón armado, pueden aplicarse, aunque con cierta dificultad, las referencias que sobre los edificios nuevos del mismo sistema estructural indica la Norma. Sin embargo, no es posible aplicar el mismo criterio a los edificios de obra de fábrica, técnica mayoritaria de la construcción histórica, ya que la Norma, al igual que hace el Código Técnico de la Edificación, solo considera en sus indicaciones concretas los edificios de paredes portantes de ladrillo encadenadas y arriostradas con forjados monolíticos, configuración constructiva prácticamente ausente en nuestros edificios hasta la publicación de la norma MV-201 sobre estructuras de paredes de carga en 1972. A ningún edificio con este tipo de estructura anterior a esa fecha se le pueden aplicar ni la Norma de Construcción Sismorresistente ni el Código Técnico de la Edificación.

Por la tanto la NCSE-02 no aporta ninguna indicación sobre cómo pueden comportarse los edificios históricos ante un sismo ni tampoco cómo podemos aplicar lo que sugiere, es decir, que los elementos afectados en una supuesta obra de intervención den una respuesta sísmica mejorada respecto a la existente.

El Código Técnico de la Edificación (CTE) es la normativa de obligado cumplimiento que, en vigor desde el año 2006, determina los requisitos básicos de la edificación establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre de Ordenación de la Edificación (LOE) con el fin de garantizar la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente. Para ello, el CTE desarrolla los aspectos de

seguridad y habitabilidad, dejando los de funcionalidad y accesibilidad, entre otros, para que sean definidos por sus normativas específicas.

Desde su aprobación se ha constatado las dificultades derivadas de la aplicación de esta normativa a la intervención en patrimonio cultural. El Código Técnico de la Edificación es un documento normativo redactado desde la perspectiva de la obra nueva y principalmente para vivienda que, sin embargo, incluye en su ámbito de aplicación la intervención sobre edificios sujetos a algún grado de protección cultural.

Este reglamento es ajeno a muchas de las reflexiones que han orientado la redacción de las leyes de patrimonio, estatal y autonómicas, que constituyen el marco jurídico que rige la tutela, y por tanto también la intervención en patrimonio cultural. Especialmente, es ajeno a las nuevas sensibilidades sociales sobre lo patrimonial que, a través de las nuevas tipologías de clasificación establecidas en las legislaciones autonómicas, han ampliado los límites temporales y tipológicos de los bienes susceptibles de ser objeto de protección cultural.

La aportación de la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02), en relación con el patrimonio arquitectónico, es incluso mejor que la del DB sobre Seguridad Estructural del Código Técnico, ya que este ni siquiera acepta que las exigencias puedan cumplirse parcialmente y, por lo tanto y con mayor razón, tampoco da ninguna orientación sobre cómo intervenir.

El documento promovido según convenio entre el Ministerio de la Vivienda y el Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España y desarrollado por la Universidad Politécnica de Cataluña, "*Aplicación del CTE (Código Técnico de la Edificación) a las obras de intervención y restauración arquitectónica de edificios protegidos*", aprobado por el Consejo Superior en septiembre de 2009, incluye la Guía de Aplicación del Código Técnico de la Edificación a los edificios protegidos. Esta guía está redactada por José Luis González Moreno-Navarro por encargo del Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España y es fruto de anteriores trabajos de análisis sobre la aplicación del Código Técnico de la Edificación a la restauración y a la intervención sobre edificios históricos. Estos trabajos fueron desarrollados, entre 2006 y 2009, por el equipo de la Universidad Politécnica de Cataluña dirigido por José Luis González Moreno-Navarro. En reuniones en el Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España con Manuel Fortea Luna se precisaron, entre otras cuestiones, los tipos de edificios que debía abarcar el estudio como consecuencia del concepto de restauración. Se acordó que fueran tanto los edificios catalogados (o susceptibles de serlo) como los conjuntos urbanos. Por extensión, cabe incluir los edificios no catalogables pero con características propias de la mayoría de edificios catalogados históricos, es decir, estructuras de obra de fábrica, etc.

La Guía persiguen constituirse en una auténtica norma reconocida y asumida por el Ministerio como norma que ayude al proyectista a cumplir los requerimientos del CTE

en las intervenciones sobre edificios protegidos, aportando soluciones y medidas alternativas que otorguen seguridad jurídica a las partes que intervienen y que no impliquen detrimento en los valores patrimoniales.

La Guía de Aplicación del Código Técnico de la Edificación pone de relieve la incompatibilidad entre los conjuntos legislativos que concretan los dos mandatos constitucionales (patrimonio y edificación) y centra las claves del asunto en establecer criterios como la compatibilidad de materiales, que los materiales empleados en la conservación, restauración y rehabilitación deberán ser compatibles con los del bien. En su elección se seguirán criterios de reversibilidad, debiendo ofrecer comportamientos y resultados suficientemente contrastados. Los métodos constructivos y los materiales a utilizar deberán ser compatibles con la tradición constructiva del bien.

A pesar del tiempo que ha pasado desde su publicación sin que se haya sido revisado su contenido, la mayoría de los criterios aplicados sobre la seguridad estructural siguen siendo válidos. Aun así, es preciso ponerlo al día, dado que durante estos últimos años se han hecho aportaciones científicas y técnicas que ayudan a mejorar los procedimientos allí propuestos. Es el caso de todo lo relacionado con el efecto de las acciones sísmicas sobre los edificios patrimoniales y los procedimientos que nos pueden ayudar a mejorar su respuesta.

La Ley 8/2013 de Rehabilitación, Regeneración y Renovación urbanas pretende generar un marco normativo más idóneo para favorecer las actuaciones en el entorno de la rehabilitación y restauración arquitectónica, tratando de corregir los aspectos que imposibilitan la aplicación real a la edificación existente del Código Técnico de la Edificación (CTE), entre otros aspectos, modifica el Código Técnico de la Edificación con un nuevo enfoque más exigente en relación a la responsabilidad técnica de los agentes involucrados en cada intervención y, a la vez, una mayor flexibilidad en relación a las prestaciones a cumplir en función de los requerimientos exigidos.

La posible introducción de estructuras secundarias (como entramados de hormigón o metálicos como complemento o sustitución de estructuras de obra de fábrica) presenta muchos inconvenientes, debiendo reservarse únicamente para casos en los que las soluciones anteriormente comentadas no sean posibles. Los principales inconvenientes tienen que ver con la posible incompatibilidad mecánica entre estructura existente y nueva estructura auxiliar, al presentar rigideces muy distintas. Ante sismo, ello puede traducirse en intensas fuerzas de interacción (motivadas por desfases en la oscilación, golpeteo u otros efectos) susceptibles de dañar la estructura de fábrica. En todo caso es necesario un estudio detallado del comportamiento dinámico del conjunto y posibles efectos derivados; pero ante todo se debe respetar la integridad y los valores artísticos y arquitectónicos del inmueble, es decir debe ser congruente con los principios ISCARSAH de ICOMOS (Lourenço, 2006b; ICOMOS, 1964, 2003).

Las restauraciones y refuerzos deben huir en primera instancia de la utilización de técnicas invasivas, en favor del máximo aprovechamiento de las soluciones estructurales históricas, lo cual exige del restaurador un profundo conocimiento de las mismas que parta, en primera instancia, de la consideración de los valores documentales que ellas mismas encierran.

Para valorar el comportamiento real de las arquitecturas patrimoniales restauradas con materiales o técnicas no tradicionales y sometidos a la acción sísmica, resulta necesario valorar los efectos de los sismos en distintos lugares, ya que estos edificios están realizados con estructuras resistentes de similares materiales y sistema estructural, a base de muros, entramados, bóvedas, etc, para valorar el comportamiento real de estos edificios restaurados con materiales o técnicas no tradicionales y sometidos a la acción sísmica.

Las restauraciones efectuadas con la introducción de nuevos refuerzos con técnicas no tradicionales puede modificar sustancialmente el comportamiento estructural original debido a que presentan formas de trabajar distintas y generalmente rigidizan en exceso las estructuras de fábrica que se vuelven más vulnerables porque no son capaces de absorber los movimientos sísmicos.

La introducción del hormigón armado en la construcción no sólo creó un nuevo tipo de arquitectura, sino que impuso e impone una nueva forma de restaurar los edificios históricos, desestimando un patrimonio de conocimientos que poco a poco están siendo olvidados provocando el abandono de la práctica de restaurar edificios con sus propios materiales originales.

A partir de que surge este nuevo material se produce una confianza en que los refuerzos con hormigón armado proporcionan la resistencia y la seguridad a la estructura, omitiendo, en algunos casos, la posibilidad de una restauración más coherente. Por esto es importante tener presente el concepto de que el hormigón armado es un material homogéneo, isótropo y elástico, mientras que los edificios de obras de fábrica son heterogéneos, anisótropos y presentan un comportamiento plástico. A pesar de estas diferencias en el comportamiento estructural, con excesiva facilidad se sigue recurriendo al acero o al hormigón armado, cuya efectividad y coexistencia en materia de restauración es en algunas ocasiones discutible.

Otro factor que influye, a partir del siglo XX, para que se difunda el uso del hormigón armado y se produzca un cambio en la mentalidad se debe a la teoría de la elasticidad, probablemente debido a este hecho: *“se presupone que las fisuras y grietas en los edificios históricos indican un peligro inminente en su estabilidad, pero esto no necesariamente es así”*; actualmente hay varios debates sobre cuál es la mejor manera de aproximarse al estudio de las estructuras de fábrica y sobre sus intervenciones (Huerta, 1995).

En muchas ocasiones, las grietas y las fisuras son una de las maneras que tiene el edificio de mampostería para “defenderse” por lo que hace articulaciones que le permiten moverse sin colapsarse.

La utilización de refuerzos de hormigón armado y las inyecciones armadas fueron las técnicas para consolidar estructuras de edificios históricos más utilizadas desde los años cincuenta hasta los noventa del siglo XX, considerándolas altamente satisfactorias; esto favoreció a su rápida expansión por muchos países como la mejor y la única solución para conservar el patrimonio, estableciéndose como una regla universal. Es así como, la desconfianza hacia los materiales y los procedimientos tradicionales produjo que, al valorar la seguridad de las estructuras antiguas con las nuevas normativas de construcción y de sismo, se obtuvieran resultados desfavorables en cuanto a la resistencia de estos materiales y se introdujera el hormigón armado como solución.

Estas anomalías de distinta clase que se han comenzado a presentar, en las últimas dos décadas del siglo XX, en los edificios restaurados con nueva tecnología constructiva, requieren un análisis detallado con el objeto de establecer algunos “parámetros límites” que hay que fijar en estas intervenciones. De esta manera se podrá evitar la formación de mecanismos destructores y se conocerá a fondo, de qué modo la presencia de nuevos materiales y técnicas constructivas afecta a las construcciones tradicionales; esto con la vital finalidad de conservar y rescatar nuestro patrimonio histórico edificado de intervenciones que presentan una reducida durabilidad en sus materiales.

Creemos importante analizar la relación que existió entre aquellas construcciones históricas que han sido afectadas por los movimientos sísmicos y sus refuerzos estructurales con hormigón armado.

A pesar de todo esto, en la actualidad se sigue utilizando el hormigón armado en la restauración del patrimonio debido a que no hay una conciencia precisa sobre los efectos negativos, se ignoran los inconvenientes, hay un desconocimiento sobre las técnicas constructivas antiguas y, sobre todo, porque no se asimilan, ni se difunden, ni se transmiten los nuevos conocimientos (Esponda, 2004).

En base a estos antecedentes se ha analizado la naturaleza de los movimientos sísmicos y sus consecuencias para el patrimonio cultural estudiando las experiencias sufridas en países tan dispares como Irán, Turquía, México, Italia y especialmente las consecuencias de la secuencia sísmica registrada en la ciudad de Lorca el día 11 de mayo de 2011, observándose que, ante un seísmo, las estructuras históricas más dañadas son las que han sido reparadas con elementos estructurales rígidos de hormigón armado o la introducción de materiales o técnicas no tradicionales en restauraciones previas a los seísmos. Este tipo de materiales o técnicas constructivas

deben evitarse en las restauraciones y utilizar siempre materiales y sistemas constructivos compatibles.

Tras la visita se pudo constatar que tras comparar varios casos de edificios afectados por el terremoto de Lorca con otros dañados en terremotos recientes de Italia y México, que restauraciones e intervenciones similares producen daños por seísmos similares.

3.13.1 El caso de Irán.

La destrucción sísmica de los edificios del patrimonio histórico es mayor en las obras edificadas en tierra cruda, tapial o adobe, en comparación con las construidas de cualquier otro material. Las construcciones de tierra tienen una resistencia a tracción muy baja, por lo que las fuerzas sísmicas ocasionan en ellas fisuras o colapsos.

La Ciudadela de Arg-e Bam era la mayor construcción de adobe del mundo. Se encuentra en Bam, una ciudad en el sudeste de Irán. Junto con sus alrededores está considerada por la UNESCO como Patrimonio de la Humanidad. La enorme ciudadela, situada en la ruta de la seda, fue construida con anterioridad al año 500 a. C. y continuó siendo habitada hasta 1850. No se sabe con certeza la razón por la que fue abandonada. Toda la edificación era una gran fortaleza en cuyo corazón se ubicaba la ciudadela con un aspecto espectacular en la cúspide por lo que toda la fortaleza recibe el nombre de Ciudadela de Bam.

El 26 de diciembre de 2003 la ciudadela fue destruida casi por completo por un terremoto, junto con gran parte de la ciudad de Bam y sus alrededores. El seísmo, evaluado entre 6,3 y 6,6 en la escala de Richter, afectó al sureste de Irán destruyendo el 70% de las estructuras de la histórica ciudad de Bam.



Figura 27. La ciudadela Arg-e Bam antes y después del terremoto.

Arg-e Bam estaba totalmente abandonado desde antes del año 1932. Se encontraba sin ningún mantenimiento y a la intemperie por lo que las lluvias y la erosión deterioraron gravemente los edificios de tierra antes del terremoto. Por lo tanto, antes de los trabajos de restauración, lo que quedaban eran ruinas y sobre todo enormes daños en los techos abovedados.

Durante las últimas décadas, desde 1973, se inició un proceso de reconstrucción de la Ciudadela. Los trabajos de restauración intentaron respetar las estructuras existentes, devolviendo a estos edificios a su antiguo aspecto. Un excepcional trabajo de restauración se llevó a cabo en varios edificios y los resultados fueron bastante impresionantes convirtiéndose en uno de los destinos turísticos más populares en el sureste de Irán. En el 2003, la ciudadela fue devastada por el sismo, cuando se seguían realizando trabajos de reconstrucción. El terremoto destruyó todo lo que había sido restaurado desde 1973 hasta 2003.

Las conclusiones de algunos estudios realizados sobre la evaluación de daños del terremoto indican que las operaciones de conservación realizadas en los últimos años antes del terremoto de Bam, podrían haber contribuido a la extensión de los daños causados por el sismo, señalando que *"las estructuras que no habían sido restauradas recientemente presentaron mucho menos daños que las que habían sido restauradas e incluso reforzadas en los últimos años"* (Langenbach 2004).

Según este autor el colapso de las paredes fue causado en gran parte por una combinación de los efectos de las transformaciones realizadas en los muros, sobre todo en las últimas restauraciones que habían provocado variaciones en la densidad de los muros y la respuesta a las vibraciones de las diferentes capas de adobe y por otro lado los graves daños causados por las termitas y la pérdida de la cohesión de la arcilla por la degradación y la desecación excesiva, todo lo cual interactuó con las vibraciones del terremoto de inusualmente alta frecuencia de tal manera que muchos muros se derrumbaron por el colapso de sus núcleos internos.

Entre las antiguas estructuras de tierra que no habían sido restauradas recientemente y que presentaron mucho menos daños que las restauradas se destacan el denominado Muro Shahr bast (Figura 28) que fue sólo ligeramente dañado, las ruinas sin restaurar del barrio Konari (Figura 29) que sobrevivió al terremoto con comparativamente pocos daños y zona no restaurada denominada Khale Dokhtar (Figura 30), una pequeña ciudadela en la ribera opuesta a Arg-e Bam que sobrevivió al terremoto con el colapso de algunos arcos.



Figura 28. Muro Shahr bast. (Langenbach, 2004).



Figura 29. El barrio Konari. (Langenbach, 2004).

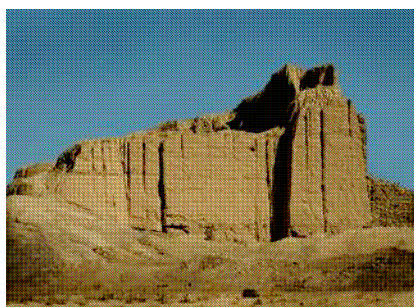


Figura 30. Khale Dokhtar. (Langenbach, 2004).

Otro ejemplo significativo son las murallas orientadas al norte (Figura 31) que fueron significativamente menos dañada en el terremoto que los otros tramos de murallas. Las almenas se encontraban todavía intactas en esta zona, las únicas que se conservaron de todo el recinto amurallado. Las murallas exteriores en el sur, este y oeste de la ciudad amurallada sufrieron una gran cantidad de daños, con la pérdida de sus torreones salientes y la completa destrucción de las almenas (Langenbach, 2004).



Figura 31. Murallas orientadas al norte. (Langenbach, 2004).

Arg-e Bam ha sido reconocido como la más grande construcción en tierra del mundo. A diferencia de muchos monumentos de tierra que están recubiertos con ladrillo de arcilla o de estructuras de piedra, las estructuras de la Ciudadela se componen enteramente de tierra cruda sin cocer. Constructivamente se realizó con dos técnicas distintas: adobes apilados en capas (Chineh) combinados con ladrillos de adobe (Khesht).

Como un recinto arqueológico, muchas de las estructuras de la ciudadela estaban en ruinas antes del seísmo. La ciudad amurallada fue abandonada gradualmente en el siglo XIX cuando sus habitantes emigraron a casas ubicadas en los huertos de palmeras cercanos. Poco a poco, las casas y los edificios públicos de la Ciudadela cayeron en la ruina a través de un lento proceso de erosión de las paredes y cúpulas de barro.

La mayoría de los trabajos de restauración se ha llevado a cabo durante los últimos 25 años reconstruyéndose totalmente algunos edificios. El último paso en este proceso fue el enlucido de las superficies exteriores con una capa de yeso de barro reforzado con paja. La mayor parte de este trabajo de restauración parece haber sido hecho con ladrillos de adobe en lugar de la técnica *Chineh*.

Las estructuras que se habían mantenido y ampliado a lo largo del tiempo (como los edificios de la ciudadela interior) y los que se habían reforzado y restaurado parcialmente o en su totalidad durante el siglo XX (como las murallas exteriores y los edificios de la ciudad baja) tuvieron daños significativamente peores que las edificaciones antiguas que no se habían mantenido, modificados o restaurados.

Entre los daños observados y en relación con las intervenciones anteriores de conservación y restauración, se constató que provocaron la reducción de la resistencia a los terremotos de los edificios de tierra aumentando los efectos secundarios de las cargas sísmicas.

Hay un gran número de casos dentro de la Ciudadela donde la introducción incorrecta de nuevos elementos no adecuados ha causado mayor destrucción de las estructuras como el *Depósito de Hielo* y el *Caravansar* (Langenbach, 2004).

La mayor parte de las cúpulas y bóvedas de adobe, muchas de las cuales habían sido reconstruidas en el siglo XX, colapsaron. La cúpula más grande del edificio denominado *Depósito de Hielo* (Figura 32), una estructura que estaba fuera de la ciudad amurallada y que se había convertido en un auditorio, se derrumbó totalmente. Sufrió el efecto de las vibraciones verticales intensas en la mampostería de ladrillos de adobe. La duplicación momentánea del peso de las estructuras abovedadas era más de lo que podían soportar. La parte de la cúpula que colapsó había sido reconstruida después del año 1974.



Figura 32. El Depósito de Hielo.

En el edificio conocido como *Caravansar*, refugio destinado a las caravanas, se derrumbaron las salas abovedadas del segundo piso de la parte oeste que tenía una serie de contrafuertes a lo largo de la pared exterior, mientras que el lado este opuesto, que no tenía contrafuertes, se mantuvo casi intacto (Figura 33).



Figura 33. El Caravansar.

El lado oeste que se derrumbó había sido casi completamente reconstruido sólo unos pocos años antes. En el año 1974, las cúpulas del lado este estaban casi completamente intactas, mientras que las del lado oeste se habían derrumbado. En ese momento los contrafuertes en el lado oeste sólo estaban hasta el nivel de la primera planta. Hasta 1996 el edificio se encontraba en el mismo estado.

En el momento del terremoto, la restauración de la zona oeste del Caravansar había finalizado. Las bóvedas habían sido reconstruidas y la pared oeste y sus contrafuertes se habían elevado hasta al nivel de la cubierta. En el terremoto este lado de nueva construcción y totalmente apuntalado por los contrafuertes fue el que cayó. Esto es un ejemplo más de que las zonas con mayor cantidad de refuerzo y reconstrucción sufrieron los daños más graves.

La técnica constructiva tradicional ha variado y muchos de estos muros ya no se realizan mediante capas horizontales de tierra o ladrillos secados al sol. En lugar de ello, a través de periodos de erosión, reparación y restauración, muchos de los muros se han transformados en una serie de capas verticales de tierra de diferente densidad y cohesión.

Toda esta evidencia en su conjunto parece apuntar a un fenómeno en el que los muros de tierra que están compuestos de materiales de diferentes densidades y características, como consecuencia de sus diferentes fases de la construcción, reparación y reconstrucción, han demostrado ser más vulnerables a las vibraciones sísmicas.

3.13.2 El caso de Turquía.

El terremoto de Izmit de 1999, también conocido como el terremoto de Kocaeli, fue un sismo de magnitud 7,6 grados en la escala Richter que sacudió el noroeste de Turquía el 17 de agosto de 1999. El temblor también causó daños considerables en Estambul a unos 70 kilómetros de su epicentro.

Las murallas que podemos contemplar en Estambul se corresponden con las mandadas construir por el emperador Teodosio II. Su construcción inicial fue finalizada en el año 413 d.C., si bien fue restaurada en numerosas ocasiones a causa de terremotos y por los asedios sufridos a lo largo de su historia. A partir de los años ochenta del siglo xx se inició un plan de recuperación de las murallas teodosianas, bajo los auspicios de la Unesco.

Las partes más antiguas de las murallas de esta ciudad aguantaron las sacudidas del terremoto (Figura 34), mientras que la única parte de las murallas que se derrumbó era una torre completamente reconstruida con nuevos muros sólo unos años antes (Figura 35).



Figura 34. Torre no reconstruida. (Langenbach, 2004).



Figura 35. Torre reconstruida y colapsada. (Langenbach, 2004).

Las torres de la muralla sin restaurar se mantuvieron en pie a pesar de sufrir graves daños. La mampostería de la fábrica presenta franjas de ladrillo horizontales formando hiladas cada ciertos tramos. Estas franjas se extienden al núcleo interior de piedra funcionando como dispositivo para la detención de fracturas.

La torre reconstruida se derrumbó durante el terremoto. Las bandas horizontales de ladrillo en el muro, en la reconstrucción, solamente se habían dispuesto en el exterior sin anclaje al núcleo interior, en una función únicamente decorativa a modo de chapado y no de unión y anclaje de los distintos elementos, sin tener en cuenta que las partes interiores del muro son tan importantes como las exteriores y sin entender la función estructural y no decorativa de las hiladas de ladrillo.

3.13.3 El caso de México.

Los sismos han sido una de las principales causas de destrucción de los edificios históricos en México y otros países hispanoamericanos. Muchos de los monumentos que han llegado hasta nuestros días han estado sujetos a lo largo de su existencia de repetidos episodios de daño y reparación y, con frecuencia, de modificaciones sustanciales a raíz de los diversos sismos que los han afectado.

La restauración de monumentos históricos en México, aplicando por primera vez las nuevas tecnologías como el hormigón armado, se inició a finales de los años sesenta. El nuevo método de restauración consistía en aplicar a los edificios históricos un nuevo sistema de refuerzos estructurales, introduciendo y/o confinando con hormigón armado: cimientos, muros, bóvedas y cúpulas, modificando en algunos casos su forma de trabajo. El objetivo de esta actuación era que los elementos fueran capaces de combatir esfuerzos de tracción, compresión y cortante tanto en plano vertical como en el horizontal (Esponda, 2004).

La finalidad de estos nuevos refuerzos era proporcionar las características de rigidez al conjunto, para evitar los continuos daños por sismo y asentamientos diferenciales en los edificios de estructura de fábrica. Debido a ello, la nueva teoría de restauración se basaba totalmente en el uso del hormigón, ya que este material ayudado con el acero eran los únicos que cumplían los requerimientos de la teoría de la elasticidad y, por lo tanto, los consideraban idóneos para resistir mejor los distintos esfuerzos de las mamposterías y se proyectaban refuerzos que fueran capaces de soportar todos los esfuerzos (compresión, flexión y cortante) que aparecieran en el cálculo.

A través de los refuerzos de hormigón armado buscaban confinar y hacer trabajar de manera homogénea a la construcción histórica, ya que proporcionaba mayor rigidez al conjunto y cambiaba la forma de trabajo de la mampostería para soportar todo tipo de esfuerzos, considerando que una estructura hecha con un conglomerado de elementos sueltos se le transformaba en una estructura que actuaría como marco rígido, siendo más resistente y menos deformable.

Como técnicas de intervención utilizaban diversas técnicas. En los cimientos realizaban una caja rígida a través de dos plataformas (losas de hormigón y una viga invertida) para que combatiera cualquier asentamiento diferencial. En los muros armaban una retícula con vigas y columnas de hormigón armado, que les proporcionaran rigidez y mayor capacidad de resistencia, para resistir tracciones, compresiones y cortantes en cualquier sentido. En las cubiertas la forma de confinar bóvedas fue mediante zunchos, vigas y cadenas, así como la colocación de redes de malla en el intradós y en el extradós, para combatir los distintos esfuerzos tanto en el plano horizontal como en el vertical. El concepto era confinar los elementos estructurales a través del hormigón armado para que fuera un conjunto homogéneo. En las torres les colocaban una especie de “encamisado” formado por vigas en el sentido horizontal y por columnas en el sentido vertical ambos de hormigón armado. En general lo realizaban por dentro de la construcción (Esponda, 2004).

En 1999 tuvieron lugar en México dos terremotos, en Oaxaca y en Tehuacán, que afectaron especialmente a los monumentos históricos. El sismo de Oaxaca del 30 de septiembre de 1999, de magnitud Mw 7,5 es un caso típico de sismo de subducción, con epicentro en la costa de Oaxaca, mientras que el sismo de Tehuacán, del 15 de junio, tuvo una magnitud Mw 7,0; pero su epicentro fue tierra adentro, siendo sismos de alta frecuencia que afectan a las construcciones de mampostería.

El sismo de Tehuacán tuvo su epicentro al suroeste de la ciudad de Tehuacán, en el estado de Puebla. Más de tres cuartas partes de los daños totales se concentraron en el estado de Puebla, el 15 por ciento de los mismos en Oaxaca y el siete por ciento restantes en cinco estados: Morelos, México, Tlaxcala, Veracruz y Guerrero.

Dada la extensa área geográfica en que se sintió el fenómeno, se vio afectado un gran número de edificaciones, principalmente iglesias, muchas de ellas consideradas

importantes desde el punto de vista del patrimonio colonial cultural de la nación (Alcocer et al., 1999). Esta región es rica en iglesias, conventos y palacios construidos entre los siglos XVI y XIX, de los cuales más de 1.300 sufrieron daños, agrandados en algunos casos, por la falta de mantenimiento. Algunos edificios padecían aún de los daños ocasionados en ellos por los sismos de 1973 y 1980.

Se habían realizado restauraciones en las iglesias mediante refuerzos solamente de los elementos que habían sufrido daños en sismos anteriores. Esta acción puede cambiar el comportamiento dinámico de la estructura. Aunque se puede evitar que el deterioro en el edificio vuelva a ocurrir en el mismo lugar, se puede provocar otro tipo de daño, incluso, de mayores consecuencias. Así lo ejemplifica la Iglesia de Guadalupe (Figura 36), en Ciudad Serdán, en donde los dos niveles de la torre campanario se habían reforzado por el intradós de las huecos de los campanarios con arcos de hormigón armado de modo que no tuvieran daño alguno los campanarios; pero en cambio el cuerpo de la torre sí sufrió un agrietamiento inclinado importante (Alcocer et al., 1999).



Figura 36. Esquema y vista general del daño exterior. (Alcocer et al., 1999).

El agrietamiento o, en caso extremo, el fallo de un elemento limita las fuerzas que se llegan a transmitir a otra parte de la estructura a la que este elemento está conectado y, si se elimina la debilidad del primero, éste será capaz de absorber fuerzas mayores y de transmitir las al resto de la estructura. En el caso de una torre esbelta como las de los campanarios, un sismo produce movimientos laterales importantes que van asociados a momentos de flexión y fuerzas cortantes que agrietan y dañan las secciones más débiles, que son usualmente las partes superiores que tienen las grandes aberturas de los campanarios. Si se refuerzan los cuerpos superiores dañados por un sismo, éstos serán capaces en la siguiente ocasión de transmitir

mayores fuerzas a la parte inferior que puede ahora fallar, aunque en un sismo anterior de misma intensidad hubiese quedado intacta. Hay algunos casos en que el nivel inferior del campanario falló después de haber reforzado el superior, y otros en que el fallo se transfirió al cuerpo macizo integrado a la fachada, después de que se reforzaron los dos niveles del campanario.

En el terremoto del 30 de septiembre de 1999 el estado de Oaxaca fue la zona más afectada y con el mayor número de edificios dañados por sismo incluyendo 667 edificios históricos y se pudo comprobar que algunos de estos inmuebles ya habían sido intervenidos con hormigón armado después del sismo de 1973 (Esponda, 2004). Las iglesias en sus remates, bóvedas y torres sufrieron los mayores desperfectos. En las intervenciones de restauración a los efectos de los temblores ocurridos en ese último tercio del siglo XX se introdujeron sistemas estructurales de reciente desarrollo, que no siempre se asimilaron a la materia constructiva antigua y que, en muchas ocasiones, actuaron negativamente al modificar la rigidez o ductilidad de los inmuebles.

Para conocer y evaluar los efectos de los sismos de 1999 en una región tan amplia y tan rica en patrimonio monumental, el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) recurrió a la experiencia y al conocimiento del territorio de los catalogadores de monumentos históricos. Estos expertos elaboraron cédulas de diagnóstico, que permitieron ponderar los daños y evaluar los costos de restauración de más de 2.000 monumentos (Aceves y Alcántara, 2011).

La tipología de las iglesias en esta zona tiene características similares, con una sola nave longitudinal, aunque en ocasiones existen áreas laterales para baptisterio, sacristía o capillas y, con frecuencia, una nave transversal para dar a la planta la forma de una cruz latina. La fachada principal está formada por una gruesa pared con pocas aberturas, rematada en su parte superior por un frontón que puede sobresalir mucho del nivel de la cubierta. En uno de los dos extremos de la fachada se levantan las torres, que constan de un cuerpo inferior cerrado y robusto, más uno o dos niveles de campanarios con aberturas. La nave longitudinal está cubierta normalmente con una bóveda de cañón interceptada por lunetos para proveer iluminación, y cuenta con arcos que rematan en engrosamientos de los muros longitudinales, donde dan forma a columnas por el interior y contrafuertes por el exterior. La función estructural de los arcos es, en muchos casos, dudosa, ya que sus proporciones son pequeñas en comparación con el espesor de la bóveda que es estable por sí sola al apoyarse sobre los muros longitudinales. Lo mismo puede decirse de las columnas interiores de sección inferior a la de los gruesos muros. Los muros longitudinales son generalmente ciegos, salvo por pequeñas aberturas bajo los lunetos; los contrafuertes exteriores, en correspondencia con los ejes de los arcos de la techumbre, suelen ser bastante esbeltos y poco efectivos para contribuir a resistir las cargas sísmicas. Cuando estos contrafuertes son robustos, parecen ser resultado de modificaciones posteriores a la

construcción original. Por el contrario, la fachada principal y la posterior son muy rígidas, y contribuyen significativamente a la resistencia sísmica del conjunto.

Algunos de estos inmuebles ya habían sido intervenidos con hormigón armado después de los sismos de 1973 y 1980. Se realizaron intervenciones en los edificios que habían sufrido los daños más graves y éstas, con frecuencia, implicaron modificaciones significativas en el comportamiento sísmico de la estructura mediante la inserción de elementos de hormigón armado y, en menor medida, de acero estructural.

La tipología de las intervenciones de restauración en los edificios históricos fue muy variada; pero se consideró especialmente el mantenimiento de la coherencia estructural que garantizara la supervivencia de las obras por medio de la eliminación, en lo posible, de las prótesis nocivas y del reforzamiento estructural en los casos donde fueron detectadas debilidades de origen o adquiridas.

De los principales criterios de intervención en el estado de Oaxaca y Puebla, analizados sobre la utilización del hormigón armado (Esponda, 2004) se pueden clasificar en tres grupos:

- Grupo 1. En algunos edificios los daños del sismo no afectaron gravemente a la estructura y ni los refuerzos anteriores de hormigón armado presentaron fuertes degradaciones ni efectos colaterales.
- Grupo 2. En algunos edificios los daños del sismo si produjeron alteraciones por la introducción de refuerzos de hormigón armado en la estructura, ocasionando diferencia importantes de rigideces en el conjunto. El criterio se basó en eliminar hasta donde fuera posible los elementos de hormigón armado (Como fueron las jambas y marcos de las ventanas de la cúpula en el Templo de San Antonio de Padua, Teotitlán, y la demolición de losas de hormigón armado en el extradós de bóvedas, como en Templo de San Miguel Arcángel, Teotitlán Flores Magón) y en utilizar materiales y técnicas tradicionales para las nuevas intervenciones.
- Grupo 3. En algunos edificios los daños del sismo si afectaron partes de la estructura, pero a pesar de eso, el criterio consistió en volver a reforzar la estructura utilizando hormigón armado, pero de manera puntual, porque se consideró que era la mejor solución para contrarrestar los efectos del sismo.

De los estudios de estabilidad estructural de los edificios se llegó, entre otras, a la conclusión de que los daños ocurridos en los edificios históricos no eran producto solamente del sismo más reciente, sino que eran consecuencia del efecto acumulado de los sismos del pasado y de las reparaciones y modificaciones realizadas a lo largo de la existencia de la construcción (Aceves y Alcántara, 2001).

La consolidación de grietas en la mampostería con daños demostró ser eficiente para que las cubiertas afectadas trabajaran adecuadamente, ante las acciones de peso propio y sismos de poca magnitud. Sin embargo, las bóvedas se fracturan por la acción de temblores significativos recurrentes, ya que se continúan presentando los excesivos desplazamientos laterales de los muros de la nave principal. Se observó que cuando se realizaron reparaciones locales con viguetas y bovedillas, losa maciza o capas de hormigón, se indujeron fuertes agrietamientos en la frontera con la mampostería existente no reforzada.

En los refuerzos rígidos, mediante hormigón armado, de bóvedas y arcos por el extradós del arco de mampostería existente siguiendo la curvatura del arco y si no se integra adecuadamente en el arranque del mismo a la estructura principal, se provocan daños severos en la mampostería (Figura 37), pues en lugar de reforzar al arco y la bóveda, se constituye como un elemento estructural que interactúa con aquella al tener rigideces diferentes que provocan deformaciones (De la Torre et al., 2004).

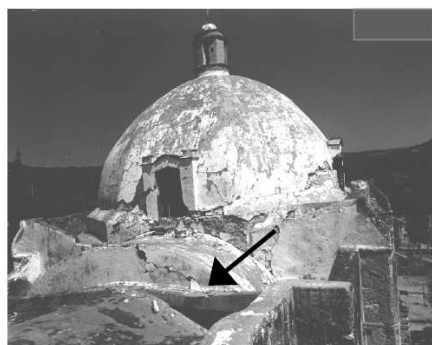


Figura 37. Daño en bóveda y arco. (De la Torre et al., 2004).

El refuerzo de una cúpula mediante una capa de mortero, malla y conectores puede resultar eficiente, siempre y cuando se aplique a toda la superficie del elemento a reparar, al menos por la cara exterior. En la Figura 38, se muestra los daños en una cúpula, en el límite con la zona reforzada. Los daños en cúpulas son menores si el refuerzo incluye al tambor (De la Torre et al., 2004).

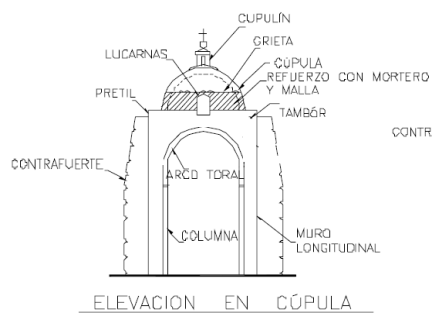


Figura 38. Refuerzo de cúpula con mortero y malla. (De la Torre et al., 2004).

En la Figura 39 se muestra un refuerzo frecuentemente aplicado a las torres de campanarios. Se construyeron elementos verticales y horizontales de confinamiento de hormigón armado para rigidizar las torres a partir de su arranque, sin unir ambas torres o integrarlas con la fachada. El sistema produjo el fallo por cortante (agrietamiento diagonal) en el basamento, además de la grieta en el muro de la fachada principal que se prolonga a la bóveda sobre el coro (De la Torre et al., 2004).

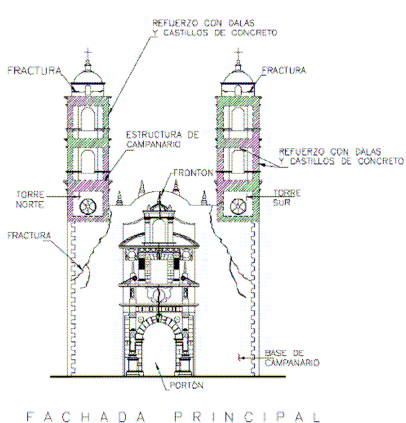


Figura 39. Refuerzo de torres de campanario con hormigón armado. (De la Torre et al., 2004).

En ocasiones, las reparaciones realizadas en el pasado incluyeron la modificación de algunas partes de la construcción que se consideró que influían negativamente en su comportamiento sísmico (Meli, 2001). Este es el caso de la reducción de la altura de campanarios o su eliminación total, así como de adornos y salientes. En general modificaciones de este tipo han resultado exitosas; no así con algunas modificaciones relacionadas con la abertura de vanos y nichos y la sustitución parcial de materiales de paredes y techumbre sin cuidar la adecuada conexión de la parte nueva con la original. En otros casos se llegó a incluir nuevos elementos con la función expresa de incrementar la resistencia sísmica, pero manteniendo características de la construcción original. La más frecuente de estas modificaciones fue la adición de contrafuertes en los muros longitudinales, con el fin de restringir su flexión hacia fuera que es la principal debilidad de estas estructuras. Con frecuencia estos contrafuertes

añadidos no impidieron el agrietamiento de la bóveda, debido a la deficiente conexión con los muros que pretendía rigidizar. Esto no implica, sin embargo, que no puedan cumplir su función principal de evitar el colapso de la techumbre, ya que si las deformaciones del muro crecen, éste llegará a recargarse sobre los contrafuertes. La adición de arcos y nervaduras para reforzar las bóvedas, no tuvo en general un efecto benéfico por la escasa conexión entre los elementos nuevos y los preexistentes; provocando que estas adiciones se desprendan parcialmente en sismos posteriores. Con frecuencia no se procuró conectar e integrar correctamente los nuevos elementos a la estructura original, por lo que éstos constituyeron un debilitamiento de la estructura, o una interferencia con su manera natural de vibrar, como en el caso de la inserción de gruesos refuerzos en muros de mampostería. En otras ocasiones la disposición y características de los elementos de refuerzo muestran desconocimiento del comportamiento de estas estructuras y no producen el efecto deseado.

3.13.4 El caso de Italia.

Alrededor de los años cincuenta del siglo XX, los técnicos italianos buscaron nuevas técnicas para reforzar las estructuras de los edificios históricos y evitar que sus construcciones continuaran dañándose por los terremotos (Esponda, 2004).

Una de las primeras técnicas fueron los “cosidos armados” que consistían en realizar perforaciones rotativas con un diámetro hasta de 40 mm, después se introducían las barras de hierro y se inyectaba a presión lechadas de cemento Portland o de resinas. De esta manera, se rellenaban los huecos y se mejoraban las propiedades de las fábricas antiguas (consolidando las partes adyacentes). Para reforzar las bóvedas se colocaba por el extradós una malla armada formando una red de varillas con diámetro de 6 mm. En correspondencia a los arcos fajones y al perímetro de la nave se construía una especie de vigas armadas con varillas y estribos que seguían la curvatura del elemento y finalmente vertían el hormigón. Esta técnica de reforzar la bóveda por el extradós también se utilizó en bóvedas que presentaban decoraciones pictóricas y de esta manera no alteraban el estuco. En resumen, las principales técnicas de intervención utilizadas fueron el sistema “pali radice” en cimentaciones, perforaciones o cosidos armados e inyecciones con cemento Portland y resinas en muros, pilares, bóvedas, arcos, estructura interior de hormigón armado en columnas y arcos y encadenamientos o zunchos de hormigón armado en muros y cubiertas, losas de hormigón armado en las bóvedas y los arcos.

En Italia, con los sismos de 1976 en Friuli y de 1980 en Campania, los restauradores se encontraron sin preparación para afrontar los fuertes daños en las estructuras de sus edificios. De manera general, los eventos sísmicos aceleraron y ampliaron la difusión de la práctica del hormigón armado, cuando todavía estaba en su fase experimental. La gran parte de las técnicas utilizadas en la reconstrucción del patrimonio, basándose en el principio moderno de garantizar la seguridad estructural,

aplicaron intervenciones muy agresivas, modificando en la mayoría de los casos los comportamientos estructurales originales.

A partir de los recientes daños en zonas sísmicas, la concepción estructural original de las mamposterías ha adquirido un carácter de prioridad absoluta introduciéndose nuevas normativas con un cambio en los criterios de intervención haciendo referencia a la utilización de técnicas no invasivas, reversibles y compatibles con los materiales tradicionales.

El estudio sistemático de la respuesta de las estructuras tradicionales de obra de fábrica en Italia, especialmente tras el terremoto de Umbria y Marche en 1997 ha permitido alcanzar una visión algo más precisa sobre el verdadero comportamiento de estas estructuras.

El terremoto de magnitud 5,8 destruyó en Asís la bóveda de la nave central y el ábside con los frescos de Giotto de 1295, de la basílica de San Francisco, que había sido restaurada previamente. El resultado fue la destrucción de las bóvedas cercanas a la fachada y al crucero, de una parte del crucero y la aparición de grandes grietas y deformaciones permanentes en todas las bóvedas de la basílica, quedando en una situación muy precaria y peligrosa.

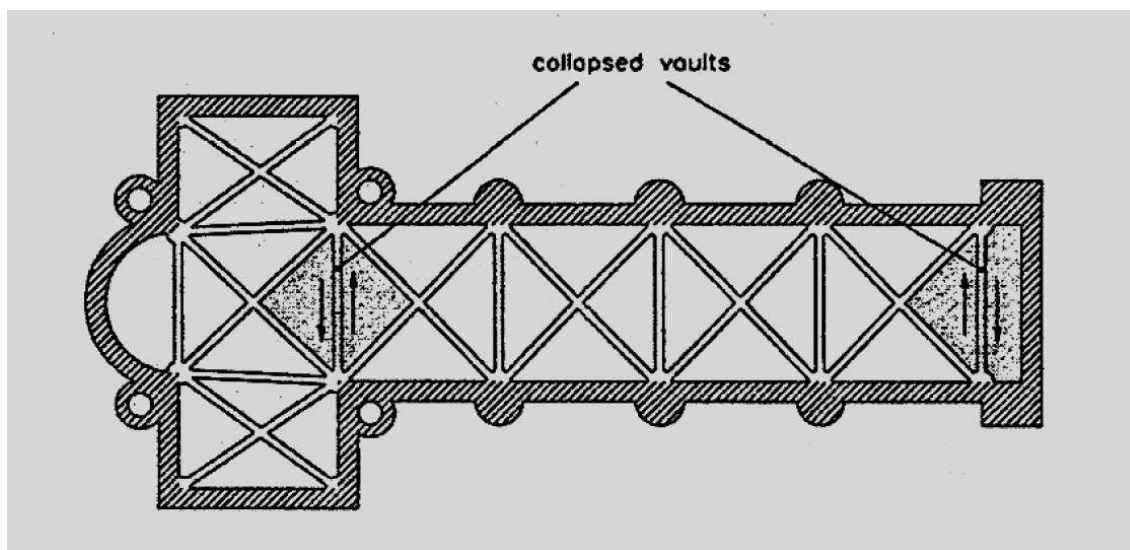


Figura 40. Planta de la Basílica de San Francisco en el que se señala las bóvedas que colapsaron.

Además de los daños causados en la basílica a lo largo de los siglos por diferentes terremotos, otros factores aumentaron su vulnerabilidad. En cuanto a las bóvedas, el colapso se produjo por el gran volumen del relleno, que estaba principalmente compuesto de tejas, baldosas rotas y otros materiales sueltos, acumulados a lo largo de los siglos en las zonas de los riñones, por las reparaciones de las cubiertas. Durante la actividad sísmica, este relleno sin cohesión, alternativamente, actúa solo en uno de los lados, mientras que en el otro se desprende. Además, el relleno suelto

sigue los movimientos de las bóvedas, oponiéndose a su recuperación y facilitando el aumento permanente de las deformaciones. Cuando el terremoto afectó a la basílica, es muy probable que las deformaciones permanentes ya estaban presentes, reduciendo la curvatura y por lo tanto la capacidad portante, habiendo sido producida y aumentada progresivamente durante los terremotos anteriores. El mecanismo de fallo de las bóvedas cerca de la fachada, fue el resultado de la pérdida progresiva de la curvatura de las nervaduras, luego se produjo una articulación en el medio y finalmente el nervio colapsó, arrastrando a la bóveda consigo (Crocì, 2000).

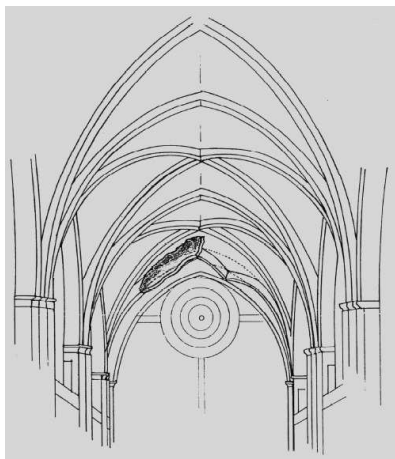


Figura 41. Interpretación del comienzo del colapso de la bóveda.

Un mecanismo similar se originó en la zona cercana al crucero donde colapsó la segunda bóveda.



Figura 42. Captura del video del derrumbe de la bóveda del crucero.

Los colapsos se concentraron en estas zonas específicas debido a que la dirección de la fuerza sísmica era principalmente perpendicular al eje de la nave, y el sistema de las bóvedas se comportó globalmente como una “viga”, donde una especie de fijación se dio en sus extremos por la rigidez de la fachada y del crucero. El movimiento del relleno aumentó la amplificación local de las bóvedas y explican el gran daño general y cómo las bóvedas junto a la fachada y al crucero, que recibieron el esfuerzo adicional, colapsaron.

Diferentes estudios, investigaciones y análisis estructurales se realizaron para decidir la mejor solución para fortalecer las bóvedas y asegurar su estabilidad en el tiempo, sin producir riesgos en los frescos y sin comprometer el valor histórico de la estructura de las bóvedas originales. La hipótesis de construir una cáscara de hormigón reforzado o nervaduras de hormigón reforzado en el extradós fue rechazada a priori, como muy pesada e incompatible con el valor histórico del monumento (Croci, 2000).

El estudio de la respuesta de las estructuras tradicionales de obra de fábrica tras estos terremotos ha venido a demostrar que existe una cierta adaptación entre tecnología constructiva y demanda sísmica local, consecuencia de la cual es una capacidad real de las construcciones tradicionales para afrontar sismos de intensidad media o media-fuerte sin experimentar destrucción. Pero según se ha observado en Italia, tras la ocurrencia de diversos terremotos, los edificios de factura tradicional que han sufrido daño importante o destrucción tenían ya previamente al sismo deficiencias tales como defectos constructivos, o bien se hallaban en un estado de deterioro por abandono, o bien habían sufrido transformaciones inadecuadas. Las estructuras que superaron el terremoto sin destrucción y con daño muy limitado exhibían una buena factura y habían mantenido sus rasgos constructivos tradicionales. Parece poderse concluir que una estructura tradicional bien construida y bien mantenida, en coherencia con técnicas y procedimientos tradicionales, puede resistir terremotos de mediana intensidad.

En edificios históricos restaurados cuya estructura original es reforzada mediante elementos de hormigón, acero u otros materiales extraños a las técnicas constructivas tradicionales o históricas, frecuentemente, tienen un efecto contraproducente debido al carácter heterogéneo del complejo resultante. En particular, se ha observado que la sustitución de forjados tradicionales por losas de hormigón sobre cadenas de atado de hormigón en muros de obra de fábrica puede dar lugar a una forma de refuerzo poco eficiente y puede incluso precipitar el colapso del edificio durante el terremoto.

En el terremoto de Molise del año 2002 se destacó el hecho de que la vulnerabilidad sísmica de edificaciones históricas de mampostería se ha incrementado debido a trabajos de reformas y restauración que se ha hecho en los últimos 50 años (Lagomarsino y Podestá, 2004).

La sustitución de la estructura original de madera con nuevos techos de hormigón armado o elementos de acero, la inserción de hormigón armado y viguetas en la mampostería, las nuevas plantas de hormigón armado, y el uso de revestimiento de hormigón armado en los muros son ampliamente utilizados en las intervenciones de restauración. Esto conduce a una mayor fuerza sísmica (debido al mayor peso) y deformaciones incompatibles con las paredes de mampostería.

Un caso emblemático es el de la iglesia de Santa Elena en San Giuliano di Puglia (Lagomarsino et al., 2004). Aunque presenta un sistema estructural simple y cuenta con contrafuertes, los daños observados plantean graves dudas sobre la eficacia de la intervención de restauración realizada en 1970 y consistentes básicamente en la realización de una cubierta utilizando hormigón armado y un refuerzo en los muros laterales consistentes en un zuncho perimetral de hormigón. Las cargas producidas por el movimiento de la cubierta causaron el colapso del hastial de la fachada y la expulsión de la parte exterior del muro lateral de mampostería debido al empuje del techo rígido (Figura 43).



Figura 43. La iglesia antes y después del terremoto. (Lagomarsino et al., 2004).

Además, se observa que la viga de hormigón armado perimetral se coloca sólo sobre la hoja interna del muro lateral de mampostería y no tiene conexión con la hoja exterior de la fachada. La diferente rigidez del hormigón armado y nuevos elementos (tirante y losa de cubierta) con respecto a las paredes de mampostería (lateral y fachada con el hastial) es la principal causa de la caída del muro de mampostería (Figura 44).

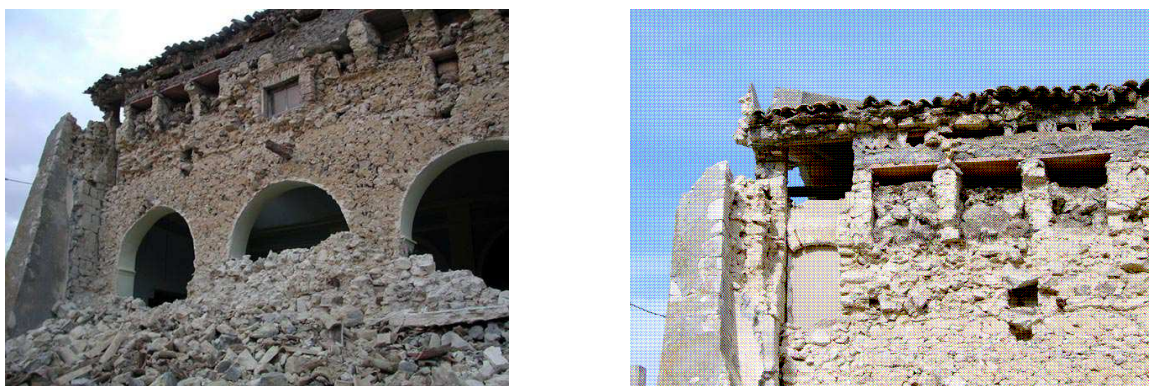


Figura 44. Detalle del refuerzo con hormigón armado. (Lagomarsino et al., 2004).

Otro caso se ha dado en la iglesia de San Juan Bautista en Colletorto (Figura 45) que se encuentra en el centro histórico de la localidad y se estaba restaurando en el momento del terremoto (Lagomarsino et al., 2004).

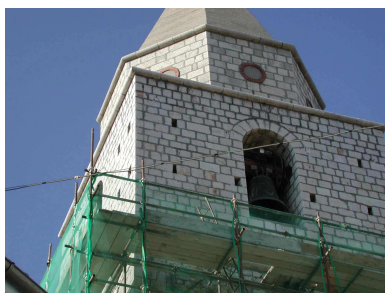


Figura 45. El campanario de la iglesia. (Lagomarsino et al., 2004).

En los años setenta del siglo XX, el campanario y el techo se reformaron con la sustitución del techo de madera original con un nuevo refuerzo de estructura de hormigón, conectados con vigas de hormigón armado de 80 cm. de canto en la parte superior de la pared lateral (Figura 46).

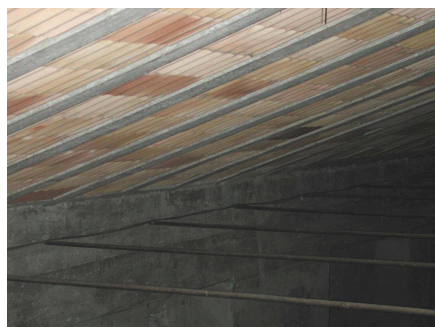


Figura 46. Detalle de la nueva cubierta. (Lagomarsino et al., 2004).

El 31 de octubre de 2002, el terremoto produjo una acción de martilleo del techo que causó un patrón de daño diferente. En la proximidad de la fachada, la limitación rígida debido a la presencia de la torre del campanario causó el colapso de la primera parte

de la cubierta de la cubierta (Figura 47), mientras que en la parte correspondiente al ábside, la acción sísmica causó el desplome de la pared de mampostería (Figura 48).



Figura 47. Detalle de la nueva cubierta. (Lagomarsino et al., 2004).



Figura 48. Desplome en el ábside. (Lagomarsino et al., 2004).

El mismo problema recurrente se puso nuevamente de manifiesto por el terremoto ocurrido en la ciudad de L'Aquila. El 6 de Abril de 2009 se produjo en la región italiana de Abruzzo, con epicentro en la población de L'Aquila, ciudad de más de 70.000 habitantes, un sismo de magnitud 6,3. También se dejó sentir en Roma (a 85 km de distancia) y afectó incluso a las históricas termas de Caracalla. Posteriormente se produjeron diversas réplicas, varias de las cuales superaron los 5 grados. El terremoto causó 308 muertos, 1.500 heridos y más de 50.000 personas perdieron sus casas. Numerosos edificios de alto valor histórico y arquitectónico fueron destruidos, pero también construcciones relativamente modernas fueron severamente dañadas o incluso sufrieron colapso.

En la zona central de L'Aquila empezaron a construirse edificios de mampostería a partir del siglo XIII por lo que muchos edificios históricos habían sido restaurados e incluso parcialmente reconstruidos a lo largo del tiempo antes de la redacción de las normas de diseño sismorresistente. La mayoría de los edificios de viviendas, inclusive los palacios, eran de mampostería de piedra con diferentes calidades del material y de la mano de obra. Datan de los siglos XVIII al XX, de una época posterior al terremoto de 1703 que generó unos efectos catastróficos en la ciudad. Muchos de los edificios de esta tipología, sin que estuviesen considerados monumentales, formaban parte del patrimonio cultural y fueron gravemente dañados (Barbat, 2009).

La práctica de la sustitución de forjados originales por nuevas losas de hormigón resultó común durante los años setenta y se ha mantenido, aunque de manera decreciente, hasta el presente. Ello implica un aumento sensible de las cargas existentes, así como de la masa que el edificio presenta suspendido en altura. La existencia de un elemento masivo y rígido en altura resulta inadecuada frente a la flexibilidad y la fragilidad de las paredes de fábrica que lo soportan.

Las inspecciones realizadas en L'Aquila mostraron que, además, en muchos casos este forjado no había quedado adecuadamente atado a todas las paredes del edificio, o bien se habían eliminado los tirantes originales del edificio por no considerarse ya necesarios. Por el contrario, los edificios o iglesias que mantenían su configuración original y, muy especialmente, contaban con sus tirantes originales, pudieron resistir el sismo a pesar de experimentar cierto daño.

Los trabajos de inspección realizados tras el terremoto permitieron constatar que muchos de los edificios colapsados habían sido reforzados con elementos de hormigón tales como nuevo forjados o faldones de cubierta en sustitución de los originales de madera (Roca, 2011).

Todas las iglesias de la ciudad registraron importantes daños con colapsos totales o parciales de las cúpulas y de las bóvedas, grietas en el plano de los muros, vuelco incipiente fuera del plano de las fachadas y de los otros muros, grietas en las bóvedas, en los arcos, etc. También se encontraron arcos apoyados sobre columnas cuyos apoyos se habían desplazado hacia fuera produciéndose de esta manera algunos movimientos de las dovelas.

En muchas de las iglesias se habían llevado a cabo intervenciones en diferentes épocas, colocándose tirantes metálicos en las dos direcciones ortogonales a fin de limitar los movimientos fuera del plano del muro. En algunos casos este refuerzo dio buenos resultados. Sin embargo, los refuerzos que se hicieron probablemente en los años sesenta del siglo pasado, mediante vigas perimetrales de hormigón armado incorporadas en la parte superior de los muros de algunas iglesias, en un intento de limitar los movimientos fuera de plano de los muros, no resultaron efectivos (Barbat, 2009).

Un ejemplo representativo son los daños producidos por el seísmo en la Iglesia de San Marco. Data de comienzos del siglo XV, y su fachada fue remodelada en 1750 con la adición de dos campanarios en la parte superior. La iglesia había sido restaurada recientemente habiéndose permitida la reapertura al público en enero de 2008. Tras el terremoto ha sufrido lesiones graves con el colapso de los elementos arquitectónicos de la nave, las paredes del crucero, de las capillas de la zona del ábside y el campanario. Se puede observar que la cubierta original de madera había sido sustituida en una reciente restauración por unos nuevos faldones a base de viguetas prefabricadas de hormigón armado (Figura 49).



Figura 49. Daños en la Iglesia de San Marco. (Roca, 2011).

Otro caso significativo se dio en la Iglesia de Santa María del Suffragio (o *delle Anime Sante*). Es una iglesia barroca construida en 1713, situada en la plaza principal, en el lado más largo de la *Piazza del Duomo*. Presenta una característica fachada cóncava terminada en 1775 y una cúpula obra de Giuseppe Valadier añadida en 1805. Seriamente dañada por el terremoto de 2009 es probablemente hoy el monumento de la ciudad más conocido en relación al terremoto y es considerada como una de las imágenes más emblemáticas de los graves efectos del terremoto en el patrimonio arquitectónico de L'Aquila.

Pese a haber sido restaurada recientemente, sufrió el colapso casi total de la cúpula, lesiones en el arco toral y el colapso de elementos de cobertura del presbiterio y del ábside (Figura 50). Se observó un refuerzo de la cubierta de la cúpula mediante una capa de hormigón débilmente armado con una malla. Esta solución incluso pudo ser perjudicial por el incremento de masa en la parte superior de la estructura (Barbat, 2009).



Figura 50. Refuerzo de la cubierta de la cúpula. (Barbat, 2009).

La iglesia de San Marciano y Nicandro, en el centro histórico de L'Aquila, sufrió graves daños debido al sismo de 2009. En el terremoto de 1703 la iglesia quedó casi completamente destruida. Se reconstruyó la nave y se hizo un cierre temporal del arco triunfal a la espera de reconstruir por completo la parte del ábside de la iglesia. En el terremoto de 2009 sufrió, entre otros, daños en el arco de triunfo, cercano al colapso, con la formación de tres articulaciones. En los años 80 del siglo pasado se había restaurado la cubierta construyéndose de vigas de madera y hormigón sobre la cubierta original de madera (Figura 51). El mecanismo de vuelco y colapso parcial fuera del plano fue ocasionado en gran parte debido a la acción de martilleo de la cubierta pesada (Figura 52) (Podestà, 2010).

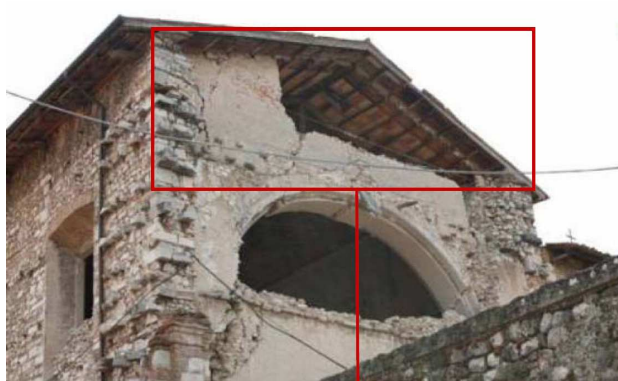


Figura 51.



Figura 52.

Al igual que otras iglesias del centro histórico de L'Aquila, la construcción de nuevas cubiertas de hormigón armado se realizaron encima de la original de cerchas de madera.

La iglesia de Santa María de Paganica fue gravemente dañada por el terremoto de 2009. Se produjo el colapso total del tambor, cúpula, torre campanario, bóveda de la capilla, elementos de cubierta y de los muros laterales de la nave. También se produjeron lesiones graves en la parte superior de la fachada, la bóveda de la nave

lateral y central, del arco triunfal y de los muros del ábside. Se pudo observar que la cubierta original de madera había sido sustituida entre 1960 y 1970 por una nueva cubierta a base de viguetas prefabricadas de hormigón armado (Figura 53 y Figura 54) (Podestà, 2010).



Figura 53.



Figura 54.

En la iglesia de San Domenico en L'Aquila también se cambió la cubierta entre 1960 y 1970 y sufrió unos daños similares tras el terremoto (Figura 55) (Podestà, 2010).



Figura 55.

La Iglesia de San Felice Martire en Poggio Picenze, una ciudad de la provincia de L'Aquila tenía una cubierta en el ábside formada por una estructura de madera y superpuesta a ella viguetas de hormigón. El resto de la cubierta de la iglesia sigue

siendo la original de madera y la única bóveda que se ha derrumbado tras el terremoto ha sido la del ábside (Figura 56) (Podestà, 2010).



Figura 56

La Basílica de Santa Maria di Collemaggio en L'Aquila fue gravemente dañada durante el terremoto de 2009. Se produjo el colapso de la bóveda del crucero, del arco triunfal, del tambor, la cúpula y los elementos de la cubierta del crucero causando el derrumbe de parte de la nave central. También presentó lesiones graves con una situación próxima al colapso en la zona del presbiterio y ábside, relacionados los daños con los elementos de cubierta.

La basílica había tenido varias restauraciones anteriores. Desde 1918 hasta 1921 se realizó el refuerzo de algunos muros con un entramado de vigas y zunchos de hormigón. Entre 1960 y 1962 se reconstruyó en hormigón armado la cúpula del crucero y refuerzo de los muros que la sustentan con un nuevo zuncho de hormigón armado. Entre 1970-1972 se eliminó el techo de madera barroco y se aumentó en casi 3 metros los muros de la nave y se introdujo un nuevo zuncho de hormigón armado en la parte superior de los muros. Finalmente en 1998 se realizaron de tirantes de acero diagonales, bajo las vigas de madera de la nave central y las dos naves laterales e inyecciones de cemento en los muros (Figura 57) (Podestà, 2010).



Figura 57.

3.13.5 La experiencia en Lorca.

Los movimientos sísmicos ocurridos en la ciudad de Lorca el día 11 de mayo de 2011 causaron graves daños en el patrimonio cultural afectando a 33 edificios históricos, principalmente lienzos y torres de muralla, iglesias y conventos.

Este autor visitó la zona del desastre un año después del terremoto para estudiar su efecto sobre los edificios pertenecientes al patrimonio histórico y se pudo constatar los graves desperfectos sufridos por los inmuebles reparados anteriormente con estructuras rígidas de hormigón armado o restaurados con técnicas o materiales no tradicionales.

Los daños sufridos en los bienes culturales han puesto de manifiesto la necesidad del mantenimiento, así como la inadecuación de determinados materiales, métodos y técnicas utilizadas en las intervenciones de conservación y restauración para enfrentarse a las cargas sísmicas.

No siempre los sistemas constructivos empleados en las intervenciones de consolidación y restauración llevadas a cabo en el último siglo han respondido adecuadamente a las acciones sísmicas empeorando el comportamiento de los edificios antiguos, que alteran la estructura original y provocan comportamientos anómalos ante un sismo. Mientras las intervenciones realizadas a partir de los años 90 han funcionado, en general correctamente, las de los años 70 y 80, que introdujeron elementos estructurales rígidos de hormigón, tales como forjados, son las que han registrado más y mayores daños estructurales. Por ejemplo, obras realizadas en los años 60, como las de la Torre del Espolón del Castillo o el Porche de San Antonio han magnificado los efectos del sismo por el empleo generalizado de elementos de albañilería y de hormigón de gran peso en sus reformas.

En las iglesias las torres han sido muy vulnerables junto con otros elementos como arcos, bóvedas, cúpulas y cubiertas cuyo menoscabo ha sido mayor en aquellos elementos en los que el sistema estructural original no respondía holgadamente a los esfuerzos horizontales.

En las intervenciones de restauración realizadas en el patrimonio cultural de Lorca en las últimas tres décadas las técnicas más frecuentes utilizadas han sido el micropilotajes en cimentación, el hormigón armado en parte del trasdós de bóvedas y cúpulas, vaciado de inmuebles con mantenimiento de fachadas y nueva estructura metálica o de hormigón en el interior, y la rehabilitación de cubiertas con hormigón armado. Se ha incorporado el hormigón estructural principalmente en sustitución de forjados de madera y revoltón, así como en capas de compresión en cubiertas inclinadas (Martínez y Granados, 2013).

3.13.5.1 Iglesia de Nuestra Señora del Carmen

La Iglesia de Nuestra Señora del Carmen y el Convento se construyeron durante el siglo XVIII. Fue remodelada hace pocos años. Primero se acometió la reparación de la techumbre y la cúpula, en el año 2003 se restauró la fachada que presentaba riesgo de desprendimiento y por último se arregló el interior del edificio.

La última restauración de la cubierta no incrementó su peso mediante losas de hormigón, aunque sí modificó las pendientes de todos los faldones de la iglesia incrementándolas notablemente, lo que proporciona unos elevados esfuerzos en los durmientes de la nave. Esto ha tenido dos variables a la hora de enfrentarse al sismo: por un lado, al incrementar la pendiente, se ha reducido la componente horizontal del esfuerzo en el plano del faldón (aunque se aumente la componente vertical esto no significa ningún problema para los muros que son capaces de absorberla perfectamente) aunque, por otro, se ha incrementado la componente horizontal en los planos perpendiculares a las fachadas, lo que ha hecho aparecer grietas de desarrollo vertical en gran parte de los muros testeros, si bien no han llegado a provocar colapsos de importancia (De la Hoz, 2012a).



Figura 58. Restauración de la iglesia de Ntra. Sra. del Carmen. Fuente Lavila Arquitectos

Durante la restauración con motivo del seísmo se han modificado las estructuras de la cubierta que se ha renovado en su totalidad dándole una menor inclinación (Figura 58), con lo que la totalidad de los ventanales del tambor de la cúpula, que antes estaban cegados en parte, se han podido abrir. Otro detalle que la intervención ha corregido es el excesivo peso que tenía la anterior techumbre.

3.13.5.2 Convento de las Clarisas

Dos de las iglesias de Lorca, la Iglesia del Convento de las Clarisas y la Iglesia de Santiago, han sufrido desplomes completos o parciales y, en ambos casos, el motivo del colapso está íntimamente ligado a la modificación de las condiciones de contorno

con las que fueron construidos y, más en concreto, por la colocación de losas de hormigón sobre las estructuras de madera de las cubiertas.

La iglesia del Convento de las Clarisas de Lorca presentaba transformaciones fruto de una reciente restauración de las cubiertas, con un losa de hormigón armado de unos 22 cm. de espesor, armada ligeramente y colocada sobre la estructura original de cerchas de madera. Con estas transformaciones la cubierta tenía impedidos gran parte de sus movimientos debido a la rigidez de esta losa que convertía la cubierta en monolítica.

En el sismo del 11 de mayo de 2011 se produjo el derrumbamiento de la nave central por caída de su cubierta y las bóvedas. El mecanismo de respuesta ante los esfuerzos horizontales inducidos por el sismo parte de una cubierta muy rígida y pesada apoyada sobre unos muros poco resistentes pues estaban conformados a base de ladrillo hueco de dos hojas y sin pilastras, ya que las existentes eran decorativas de escayola (Figura 59).

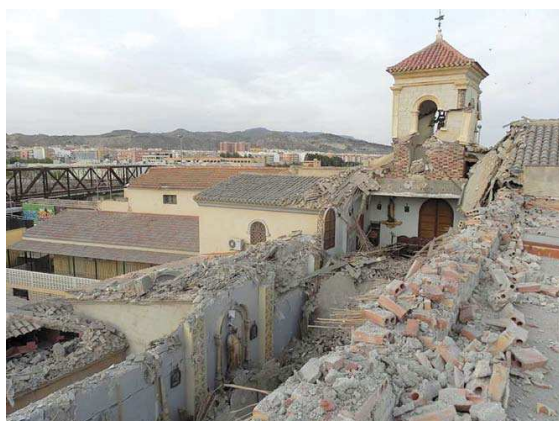


Figura 59. Daños en la iglesia del Convento de Clarisas. (De la Hoz, 2012a).

El azimut predominante en el terremoto fue el Noroeste-Sureste, coincidente casi con el eje transversal de la Iglesia que, además, tiene adosado en su lado Sur el claustro. Por lo tanto, la iglesia tenía impedido el movimiento hacia el Sur por la existencia del claustro y el consecuente desplome de la coronación del muro Norte provoca el colapso de la cubierta.

La gran rigidez y enorme peso de la estructura de hormigón de cubierta hace que, al moverse horizontalmente hacia el Norte, perpendicular a su eje mayor, no encuentre ningún contrarresto a dicho movimiento lo que hace que surjan en la fachada Norte grandes grietas paralelas a tierra cuando el edificio se inclina, llegando a romperse por encima de la coronación de los mismos y de los contrafuertes con el consiguiente colapso de la estructura de cubierta que cae hacia el interior del templo



Figura 60. (De la Hoz, 2012b).

3.13.5.3 Iglesia de Santiago

Uno de los ejemplos más representativos de este estudio ha sido el colapso de la cúpula de la Iglesia de Santiago, en el que una mala intervención de restauración anterior la hizo colapsar. Es un edificio con origen en el siglo XV, reedificado en el siglo XVIII y reconstruido en gran parte en 1940. En las últimas décadas del siglo XX se renovó su solado y se realizó una gran obra de intervención en la cúpula y cubiertas del templo. Desde el momento en el que se construyó el edificio hasta nuestros días, gran parte de su estructura y sobre todo las cubiertas se han modificado de tal forma que han perdido su capacidad de deformación por lo que el sismo ha producido un derrumbe de más del cincuenta por ciento de la iglesia (Figura 61).



Figura 61. Iglesia de Santiago de Lorca.

Hace apenas unos años, se realizaron obras de restauración en el edificio, una de las cuales consistió en la restauración de la cubierta con la ejecución de una losa de hormigón de veinte centímetros de canto, armada con un mallazo de acero de redondo de 8 mm sobre la estructura original de madera original de vigas y correas (Figura 62).



Figura 62. Detalle de la cubierta. Foto del autor.

En la visita realizada se pudo observar entre los escombros una placa conmemorativa que indicaba que se había restaurado la cubierta entre los años 1994-1995 (Figura 63).



Figura 63. Foto del autor.

La iglesia colapsó al tener impedidos gran parte de sus movimientos debido a la rigidez de esta losa que convierte la cubierta en monolítica, llegando incluso durante los movimientos que provoca el sismo, a golpear a los cuerpos más altos del tambor y cúpula, lo que dio lugar a la apertura de grietas en los arcos, la formación de mecanismos y el colapso general. Esto hizo que se produjera la ruina completa, por caída de su cubiertas, cúpula, bóvedas o arcos formeros, el agrietamiento de prácticamente la totalidad de los paramentos y el equilibrio inestable de la torre, rotas en sus cuatro caras y en la zona de apoyos de los testers, con caídas también de las dovelas y sardineles de los arcos de los contrafuertes o bien la completa pérdida del material cerámico y, finalmente, aparición de grandes grietas en forma de arcos de descarga (De la Hoz, 2012a). La cúpula en su caída, arrastró el resto del crucero, hundiéndose hacia el altar mayor, fracturando su bóveda y rompiendo la mayor parte de los palos de la cubierta de esta.

Los edificios históricos y en especial las iglesias son estructuras isostáticas con uniones apoyadas basadas en elementos capaces de articularse. Estas estructuras, sin empotramientos en sus muros, poseen un alto coeficiente de ductilidad, capacidad de deformarse ante un terremoto. La configuración de las iglesias en una única planta provoca que se inicie la distribución de los esfuerzos fundamentalmente en la cubierta, trasladándose después a las bóvedas y a través de ellas, a los muros de las naves, dando lugar esta combinación de acciones sobre sus estructuras a una reacción a las mismas por parte de los elementos constructivos. La más importante es la componente horizontal que incide hacia fuera los apoyos de las bóvedas y cubiertas, contrarrestada normalmente por contrafuertes exteriores (De la Hoz, 2012b).

Debido a la losa de hormigón, la cubierta actúa como un elemento rígido y con mayor peso que la cubierta original lo que provoca una mayor oscilación de la cubierta que inclina el tambor y la cúpula en sentido opuesto que la nave y el efecto sísmico de embestimiento de edificios colindantes, en este caso entre la cubierta y la cúpula.

Al incremento de peso de la cubierta, en una situación desfavorable, se añade la rigidez diferencial que aporta una placa de hormigón armado frente a tableros de madera o muros compuestos por elementos menores.

La cubierta de la nave central rigidizada por la restauración y en una zona más baja empuja por los movimientos horizontales la zona más alta del tambor y la cúpula. Este impacto y la aparición de rótulas en los arcos torales, hace que el tambor y la cúpula se inclinen a un lado hasta el colapso de uno o varios de los arcos y el consecuente vuelco completo de la cúpula y caída al suelo.

Se ha comprobado este mecanismo de colapso porque cayó primero la techumbre pues aparecieron las tejas en el fondo de los escombros y los estucos que recubrían el interior de la cúpula estaban en la parte superior de los elementos derribados (De la Hoz, 2012b).

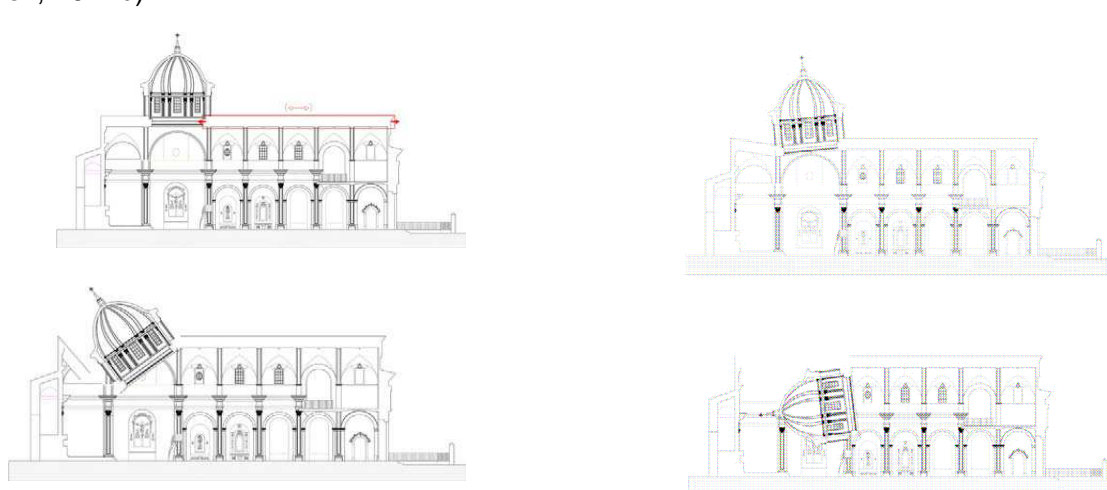


Figura 64.

3.13.5.4 Colegiata de San Patricio

La Colegiata de San Patricio es el templo más importante de Lorca. En el sismo de 2011 sufrió, entre otros daños, la rotura de los forjados y bóvedas de las capillas de la girola, caída de varios sillares de la parte superior de los contrafuertes y grandes grietas en los paramentos exteriores e interiores y en la plementería de las bóvedas.

Las primeras actuaciones de restauración documentadas en Lorca fueron realizadas por los arquitectos de la Séptima Zona del Ministerio de Instrucción Pública y Bellas Artes, desarrollando una política oficial de intervención en el patrimonio. A partir de 1940 José Tamés proyectó actuaciones de reparación y mantenimiento en la Colegiata de San Patricio. Pedro A. San Martín, su sucesor, realizó proyectos de intervención en la colegiata de San Patricio entre 1977 y 1983 donde están documentados seis proyectos vinculados con la reparación de la cubierta (Martínez y Granados, 2013).

En la Colegiata se habían realizado obras de restauración en los 25 años anteriores al terremoto que habían supuesto dos tipos de modificaciones respecto de su configuración original (De la Hoz, 2012a).

La primera modificación fue la sustitución de las estructuras de cubierta de madera de la girola y sus capillas por otra estructura a base de forjados de viguetas metálicas o de hormigón pretensado con refuerzos metálicos por su parte inferior, tablero cerámico y capa de compresión de hormigón (Figura 65).



Figura 65. (De la Hoz, 2012c)

Estos forjados de hormigón o metálicos se disponían con las viguetas directamente apoyadas sobre los muros, sin zunchos de atado que rigidizaran las estructuras y mantenían parte de la posibilidad de deformarse y articularse, no siendo una estructura completamente rígida, lo cual le permitió resistir los movimientos del terremoto (De la Hoz, 2012c). Pero debido al enorme incremento de peso de los faldones y sobre todo la rigidez de este tipo de cubiertas se sobrepasó el esfuerzo que eran capaces de resistir los muros y provocó desprendimientos y la caída de los sillares superiores del muro norte de la Girola a las cubiertas más bajas (Figura 66), tanto por la direccionalidad de los esfuerzos del terremoto, como por el excesivo empuje que provocaban por las cubiertas transformadas más pesadas de hormigón pretensado y bovedilla cerámica (De la Hoz, 2012a).

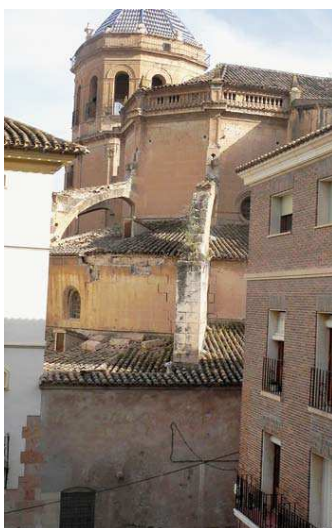


Figura 66. Desplome de la cara exterior del muro de cierre NE de la girola de la Colegiata de San Patricio sobre las cubiertas.

La segunda modificación en la cubierta se pudo observar por el autor en la visita realizada al edificio y había consistido en instalar sobre el entablado de la cubierta de la nave central de una tela asfáltica y una pequeña losa de hormigón a base de mortero de cemento de espesor medio de cinco centímetros ligeramente ramada con un mallazo, no unida a los tirantes y durmientes de madera (Figura 67). Esto hizo que hubiera una cierta capacidad de deformación.



Figura 67. A la derecha se observa el estado previo de la cubierta de la nave central. Foto del autor.

También se constató en la visita que en la estructura de la cubierta central se habían retirado algunos de los tirantes de madera (Figura 68) en anteriores obras y problemas puntuales que estaban afectando a los durmientes y a los encuentros de estos con los tirantes (Figura 69).



Figura 68. Foto del autor.

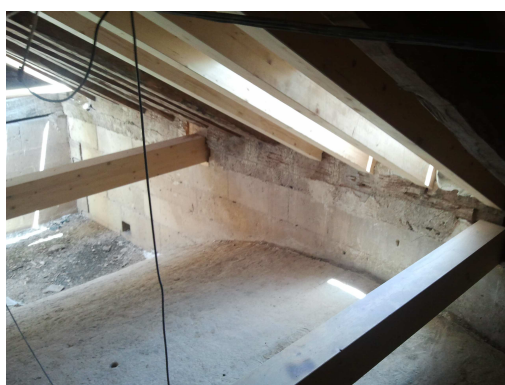


Figura 69. Foto del autor.

El incremento de peso produjo durante el sismo de 2011 un incremento del número y dimensión de las grietas de las bóvedas y paramentos de la nave central aunque sin dar lugar al colapso. Todas las cubiertas de la girola y nave central se han restaurado tras el sismo, eliminando forjados o capas de compresión de hormigón y recuperando las estructuras de madera pues se ha comprobado durante el terremoto que las estructuras de madera son las que mejor se adaptan a los movimientos sísmicos al ser más ligeras y menos rígidas.

3.13.5.5 Capilla del Rosario

La Capilla del Rosario se encuentra en el Conjunto Monumental de Santo Domingo. Esta Capilla, con identidad propia, se encuentra adosada por el lateral sur a la Iglesia de Santo Domingo. Presenta una sola nave, con capillas laterales en forma de hornacinas que conforman una planta de cruz latina con coro a los pies. La nave se cubre con bóveda de cañón, ejecutada con bóvedas tabicadas está coronado por una cúpula.

En la Iglesia de Santo Domingo y la Capilla del Rosario se habían realizado obras de restauración. Se han podido constatar dos obras vinculados con la reparación de la cubierta en el año 1987 consistentes en un proyecto de restauración total, habilitando

la nave central y laterales para museo y exposiciones y primera fase de restauración de cubiertas y un segundo proyecto de obras de emergencia de levantamiento de cubiertas, consolidación de bóvedas colgándolas de un cascarón de hormigón armado, reejecución de cubiertas y reparaciones varias (López, 1993).

En la visita realizada al edificio se pudo observar que los movimientos del edificio debidos al terremoto de 2011 habían ocasionados daños de gran relevancia en las estructuras de fábrica, afectando con mayor virulencia en los elementos de mayor rigidez, como son los muros estructurales en la dirección Norte-Sur, bóvedas y la cúpula de la Capilla del Rosario, que tras el sismo, había quedado en un equilibrio muy inestable, amenazando su caída, por lo que se tuvo que proceder a su inmediato apeo.

La cúpula resultó desgajada en su totalidad, seccionada horizontalmente en dos partes a la altura de la zona superior de los óculos y desplazada horizontalmente hasta 12 cm en la dirección norte- sur con pérdida de la decoración pictórica en esta zona. La cornisa de arranque que apoya directamente sobre las pechinas, quedó partida, sin trabazón con las mismas y con desplazamientos horizontales en varios puntos en la zona sobre el presbiterio.



Figura 70. Daños en la Cúpula del Rosario. Fuente Juan Carlos Cartagena

Se trata de una cúpula de media naranja. Su base está ejecutada mediante un tambor de ladrillo macizo dispuesto a soja, sobre el que arranca la cúpula de ladrillo mediante tres hojas, en una altura de tres hiladas dispuestas a panderete, para después desarrollarse el conjunto con dos hojas.

El trasdós de la bóveda cuenta con una serie de elementos rigidizadores, diafragmas o costillas, que cumplen la misión de contrarrestar los empujes de tracción de la cúpula en su deformación. Estos diafragmas están contruidos formando muretes de ladrillo macizo, sin aparejo alguno, corroborando, de esta forma, que su función es únicamente la de provocar una carga muerta sobre la cúpula (Cartagena, 2013).

En una intervención reciente sobre la cúpula, se ejecutó un refuerzo estructural a base de una capa de hormigón de unos 4 cm de espesor, incluyendo un mallazo

electrosoldado. La actuación terminaba con un zunchado perimetral de hormigón armado a la altura de la cara superior de los diafragmas de ladrillo.

La superficie de contacto entre la parte hormigonada y la no restaurada generó una fractura horizontal en la cúpula, cerca de su base. La zona hormigonada marcó la línea de fractura con un desplazamiento de 12 centímetros en la dirección media del movimiento sísmico norte-sur del sismo provocando un desplazamiento en esta dirección del conjunto cimborrio-costillas-cúpula. Los esfuerzos a los que se somete la cúpula hacen que ésta se parta en un plano horizontal (plano que coincide con el plano teórico -52° respecto un plano vertical que pasa por el centro de la bóveda- en el que pasan las líneas horizontales de tensión de la cúpula de compresión a tracción), quedando de esta forma dividida en dos partes a la altura de la zona superior de los óculos (Cartagena, 2013). La fractura y desplazamiento de la cúpula se produce al permanecer estática al movimiento la parte de la cúpula hormigonada, mientras la base sufrió un desplazamiento con el movimiento horizontal de la nave, generando una fractura en el límite de la zona hormigonada, permaneciendo la cúpula intacta desde este límite hacia arriba (Rodríguez et al., 2012).

En nuestro caso, en la Capilla del Rosario, la aparición del zuncho perimetral de hormigón como elemento radial de sostén, además de aumentar la masa de la estructura incrementando paralelamente las fuerzas horizontales y en consecuencia las fuerzas sísmicas, ha hecho la cúpula excesivamente rígida y que trabajara de manera no homogénea. En la Figura 71 se observa el trasdós de la cúpula, su arranque sobre el tambor, el contrarresto de las costillas, el zuncho y la rotura y desplazamiento de la cúpula. Las costillas de ladrillo quedaron completamente disgregadas perdiendo con ello, en gran parte, su acción de contrarresto. El tambor, apoyado directamente sobre las pechinas, quedó sin trabazón con las mismas, ya que la cornisa resultó partida y con asientos, perdiendo el contacto en varios puntos en la zona sobre el presbiterio.



Figura 71. Trasdós de la Cúpula. Foto del autor

3.13.5.6 Ermita del Calvario.

El conjunto arquitectónico del Calvario fue construido en 1695 y ampliado en el siglo XVIII. Constituye un original centro de celebración religiosa, situado en un montículo a

las afueras de la ciudad de Lorca. La construcción de la capilla Mayor o ermita del Calvario destaca por el pórtico añadido en 1710. Se trata de un pórtico con cubierta a varias vertientes que apoya sobre cuatro columnas sencillas de orden dórico. El espacio interior se resuelve con bóveda de medio cañón y arcos fajones. Se encuentra pintada con motivos en color bronce.

La ermita del Calvario fue la edificación del conjunto que presentó mayores daños tras el seísmo. Los daños fueron en el pórtico exterior y en el interior la bóveda y los arcos se vieron afectados por el seísmo en su integridad estructural con grietas en las bóvedas de la nave y separación de las bóvedas de los arcos formeros (Figura 72).



Figura 72. Daños en la bóveda (Peñalver, 2013).

En restauraciones anteriores se había colocado una viga de acero laminado de gran canto sobre la que apoyaba la cumbrera de la cubierta de la nave única. El apoyo de esta viga de acero sobre los muros de carga laterales era deficiente y además descargaba su gran peso sobre unos caballetes de acero laminado, perfil L, que a su vez apoyan directamente sobre la bóveda de una única rosca de ladrillo. Los apoyos de esta viga de acero sobre los muros testeros de la nave de esta ermita no estaban bien resueltos constructivamente (Peñalver, 2013).



Figura 73. Apoyo de las vigas de acero (Peñalver, 2013).

El movimiento sísmico produjo el movimiento de los muros de mampostería, lo que provocó la abertura de los apoyos y la modificación de la línea de presiones del arco respecto a su trayectoria original. A ello hay que sumar las cargas puntuales que esta

viga metálica de gran peso había transmitido a la bóveda. Ello provocó la aparición de grietas en la clave de los arcos fajones, que descendieron y arrastraron parte de la bóveda. Las bóvedas se fracturaron los desplazamientos laterales de los muros de la nave y las cargas que se añadieron en la restauración anterior.

3.13.5.7 Iglesia de San Diego

La iglesia de San Diego de Lorca sufrió daños en su estructura interior con la rotura de la totalidad de las bóvedas de los brazos del crucero y de la nave central con grandes grietas en todas las bóvedas y separación de algunas de ellas de los arcos fajones.

Una vez iniciado los trabajos de restauración, la iglesia de San Diego se sumará a los templos que han sido desde el terremoto de mayo de 2011 aligerados de peso para evitar que nuevos movimientos sísmicos vuelvan a producir en ellos daños similares a los ocurridos. El equipo técnico que dirige las obras de rehabilitación de San Diego ha propuesto la retirada de una capa de hormigón de la cubierta de 80 toneladas de peso para aligerar la nave central.

La capa de hormigón fue añadida al templo, del siglo XVII, en una actuación en los años ochenta del siglo XX y puede haber condicionado el mal comportamiento del edificio en los seísmos de mayo de 2011.



Figura 74. Daños en la nave central de la Iglesia de San Diego de Lorca

3.13.5.8 Iglesia del Convento Virgen de las Huertas

La iglesia del convento de Santa María la Real de las Huertas se levantó en 1690, elevándose la torre primitiva hasta el cuerpo de campanas. El 6 de noviembre de 1901 se viene abajo, a los pies del templo, la torre de la iglesia, así como la parte contigua del coro. La nueva torre fue levantada junto con la capilla funeraria anexa en la cabecera del templo por el arquitecto José Antonio Rodríguez y fue terminada de construir en 1917.

Los terremotos sufridos en Lorca el día 11 de mayo de 2011 causaron graves e importantes daños en el complejo del santuario de la Virgen de las Huertas, provocando el colapso del cupulín de su torre campanario. El último cuerpo de ladrillo

y la cúpula de remate colapsaron con el segundo movimiento sísmico produciéndose el desplome del material sobre las cubiertas de la Iglesia y el entorno próximo de la plaza.

La torre estaba coronada con una cúpula construida a base de madera y hormigón armado sobre unas pilastras de ladrillo. Esto constituía ante un movimiento sísmico, un cuerpo altamente inseguro y peligroso por su gran peso al estar realizada en hormigón a mucha altura y sobre una base nada rígida como son las paredes de ladrillo de un pie de espesor.



Figura 75. Desplome de la estructura de hormigón del cupulín de la torre de la Iglesia Virgen de las Huertas.

3.13.5.9 Torre del Espolón

La construcción de la torre del Espolón se sitúa a finales del siglo XIII, como parte de las obras de reforma en la fortaleza. Está situada en el extremo occidental del castillo y ha sido uno de los edificios históricos más dañado por el reciente seísmo de Lorca, hasta el punto de que su aspecto exterior después del terremoto era casi similar al que presentaba a finales del siglo XIX.

Se trata de una torre militar de planta cuadrada con un alzado de algo más de 21 metros. Su estructura interior consta de un aljibe subterráneo, dos plantas y terraza. Está construida con gruesos muros de 3,20 metros de grosor, a base de mampostería de caliza trabada con mortero de cal y los ángulos reforzados por sillares. Las bóvedas del interior, tanto en las saeteras como en el aljibe y en las habitaciones, son de ladrillo.

La torre del Espolón resultó muy deteriorada con el tiempo y el abandono hasta el punto de que el tercer piso había desaparecido a finales del siglo XIX, por lo menos en los muros exteriores. El interior se mantuvo debido a que la bóveda de crucería de la primera planta no se derrumbó.

En 1957 se hicieron obras de consolidación en la torre del Espolón, que se repitieron en 1970. La restauración de la Torre del Espolón, realizada con criterios historicistas en el año 1970 alteró considerablemente el perfil tradicional de la misma. La parte más polémica de la obra fue la reconstrucción de las almenas que, al parecer, nunca existieron, sino que, basándose en una reinterpretación historicista de las almenas que se encuentra en el porche de San Antonio (almenas que también alteró en número y forma) las utiliza como modelo para coronar esta torre, cambiando entonces el perfil tradicional que se apreciaba desde la lejanía en las últimas décadas (Jurado, 2013).

El 11 de mayo de 2011 se produce un movimiento sísmico con magnitud 4.5 que provoca los primeros daños en la torre, derribando una buena parte de las almenas de la Torre. Este primer terremoto ya demostró que las almenas que poseía la torre eran inestables ante la aceleración. Buena parte de ellas cayeron con esta primera sacudida, mucho más leve que la segunda, que derribó toda la parte superior de la torre.

Los movimientos sísmicos causaron, en la zona de coronación, el desplome de las almenas y la rotura de parte de la cubierta de la torre de pavimento cerámico sobre tabiquillos ejecutada en 1970 por el arquitecto Pedro A. San Martín Moro.

Las almenas de la torre, que cambiaron la imagen de la misma, se desplomaron con el movimiento sísmico, manifestando así su vulnerabilidad y que eran inestables ante la aceleración horizontal que provocó el sismo (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

También se produjo el desprendimiento parcial de las fábricas de mampostería realizadas por el arquitecto José Tamés Alarcón en 1957 (Granados, 2010).



Figura 76. Daños en la Torre del Espolón.

Todo ello evidencia el distinto comportamiento estructural frente al sismo de las soluciones constructivas ejecutadas en estas restauraciones. Tras el terremoto el edificio ha salido lesionado pero, sobre todo, se ha desprendido de los elementos constructivos contemporáneos que le eran más ajenos a nivel de compatibilidad de materiales y de solución constructiva. El seísmo eliminó la terraza “a la catalana” que dispuso en su cubierta y buena parte de todas las fábricas que habían sido recibidas con cemento, en vez de la tradicional cal, mucho más elástica como ha quedado patente en las murallas afectadas (Jurado, 2013).

3.13.5.10 Porche de San Antonio

El Porche de San Antonio se vio seriamente afectado por los terremotos sufridos el día 11 de mayo de 2011.

Entre los años 1965 y 1968 se restauró por el arquitecto Pedro Antonio San Martín Moro. Se planteó la reconstrucción del nivel superior de la torre, completando en altura sus cuatro caras. La elevación se coronaba con unas almenas (similares a las que propuso en la intervención de la Torre del Espolón), y en las que no se tuvieron en cuenta ni el número total de almenas, ni su tamaño y proporciones.

Los daños observados afectaban principalmente a su tercio superior, localizados principalmente en las partes añadidas en los años sesenta del pasado siglo y que eran claramente visibles por el fuerte agrietamiento que presentaba sus esquinas, con desplome de las fábricas hacia el exterior, siendo evidente el peligro de derrumbe de alguna de las piezas de fábrica, y la caída de algunas de las almenas hacia el interior

del recinto, fracturándose así el forjado dispuesto por San Martín en sus intervenciones (Figura 77). La mitad inferior del porche, mayoritariamente constituido por fábricas originales, presentaba una menor afección, con lesiones leves de poca gravedad (Fernández et al., 2013).



Figura 77. Daños en el Porche de San Antonio.

CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA

4. METODOLOGÍA

La primera necesidad que surge al tratar el problema de la protección sísmica de los edificios pertenecientes al patrimonio histórico artístico es la de su conservación y el respeto de las características históricas del monumento.

Con demasiada frecuencia el objetivo de la "seguridad" se antepone al de "conservación", con resultados contraproducentes. Las intervenciones llevan a distorsionar la identidad del edificio con nuevas técnicas que, sin ninguna referencia a las técnicas históricas originales, incompatibles e ineficaces, terminan fallando incluso en el objetivo que era conseguir su seguridad estructural.

Ya en 1945, Gustavo Giovannoni, proponiendo el concepto de "restauración científica", era muy consciente de este problema: "... El concepto de limitar el trabajo de refuerzo al mínimo necesario lleva a utilizar el uso de los *"esquemas de recursos"* formadas en la estabilidad del edificio sin alterarlos"².

Es necesario no perseguir un único objetivo, la "seguridad", sino que se debe combinar con el aspecto de la "conservación".

En este sentido, el problema de la protección sísmica surge como un problema particular de la restauración, la "restauración antisísmica" y debe seguir la metodología normal. El primer paso es analizar y comprender el objeto de la protección. Es necesario luchar por una intervención "mínima", tanto desde el punto de vista del impacto sobre el monumento como desde el punto de vista económico, para poder reducir la vulnerabilidad sísmica con el respeto de las características del monumento.

4.1 Análisis tipológico y estructural de las iglesias.

La estimación de la vulnerabilidad sísmica de las iglesias no puede ignorar la comprensión de la conducta que se espera en el caso de un terremoto. Este conocimiento se relaciona directamente con las características tipológicas y estructurales.

El significado atribuido a este término es bastante amplio e incluye todos los aspectos, que se describen a continuación, que se combinan para influir en la respuesta sísmica de las estructuras de fábrica.

Hay que señalar que algunos de estos problemas están relacionados con las características específicas de las iglesias, como la tipología, la concepción espacial o

² Giovannoni, G., (1945) *Il restauro dei monumenti*. Roma.

materiales y técnicas de fabricación y otros aspectos hacen hincapié en la "especificidad" de cada edificio como su historia del edificio, los terremotos sufridos en el pasado y la degradación estructural.

4.2 Características formales y constructivas de las iglesias.

4.2.1 Características formales.

Las iglesias suelen tener unas características formales similares.

La nave principal o central es el espacio disponible para los feligreses. Sus muros suelen tener pequeñas aberturas en la parte superior de los mismos, colocadas por debajo del arranque de la bóveda. La cubierta suele estar a una altura mayor que la nave para darle mayor importancia a este espacio.

El ábside o presbiterio suele tener una planta trapezoidal o rectangular, algunos con curvas en el interior y rectangulares al exterior. Es usual que su nivel de piso sea mayor que el de la nave y que lo delimite un arco triunfal.

El coro es un balcón que se encuentra en la parte posterior del muro de la fachada y abarca su primera crujía, su profundidad, usualmente, es igual que el ancho de la nave; algunos están sostenidos por un entramado de madera, pero es común que tengan bóveda de mampostería.

Las torres están compuestas por un basamento y campanario. Los basamentos son de forma generalmente rectangular y sostienen al campanario que alojan en su interior una escalera. El campanario está constituido por uno, dos o más cuerpos apoyados sobre pilastras y formados por arcos pequeños. Generalmente, a éste lo cubre un cupulín o está rematado por una linternilla o un chapitel. Un elemento característico en algunos templos es la espadaña, consiste en pequeños arcos construidos en la parte superior de la fachada donde se colocan las campanas.

4.2.2 Configuración geométrica-espacial (tipología) y concepción estructural

En una clase de edificios históricos como son las iglesias, el aspecto tipológico y formal es de gran importancia. El valor simbólico del edificio en sí hace que algunas características morfológicas sean invariables, además de sus factores dimensionales.

Es necesario para entender el comportamiento sísmico la utilidad del análisis tipológico de las iglesias debido a la relación entre la estructura y formas constructivas.

Estos edificios históricos presentan algunas características estructurales típicas que son relevantes para la vulnerabilidad sísmica. Las iglesias tienen una configuración espacial que está definida por unos muros de fábrica de grandes dimensiones, tanto

en sentido longitudinal como en altura y que generalmente y que generalmente no están conectados entre sí con muros transversales. Esta conexión sólo se realiza mediante el muro de fachada y mediante los arcos interiores, aunque las distancias son grandes y hacen que estas conexiones sean irrelevantes.

En general se puede decir que, en comparación con la construcción ordinaria, nos encontramos con elementos de unión de los muros muy reducidos, es decir, que está lejos de lo denominado como "comportamiento de caja" que es crucial para la supervivencia del edificio durante el terremoto por la importancia de las conexiones para la resistencia sísmica.

Se define "el comportamiento de caja" como la capacidad de una estructura para resistir eficazmente las fuerzas sísmicas con paredes de buena calidad, ortogonales entre sí y colocados a distancias limitadas y conectadas en las intersecciones.

De hecho, las partes individuales deben estar conectadas entre ellas para mostrar un comportamiento de "caja". Esta condición puede evitar los deslizamientos verticales que normalmente frenan la capacidad de estabilización del peso en contra del empuje horizontal (De Tommasi, 2002).

Más allá de las conexiones en elementos individuales de los edificios, las buenas conexiones entre los diferentes elementos de construcción deben ser globalmente asegurado en la estructura global (muro-muro, muro-suelo, muro-techo), para reducir las deformaciones por la presencia de restricciones efectivas y, también, para evitar movimientos provocados por el balanceo de las estructuras en un momento diferente cada una.

De acuerdo con Rondelet *"los naturistas han señalado que los organismos de la naturaleza de los seres vivientes están organizados para que los huesos no estén sueltos los unos de los otros. Incluso, los marcos deben estar conectados con los otros marcos y reforzados con nervios y ligamentos. Entonces, la serie de marcos debe ser capaz de resistir solos y perfectamente cerrados en su solidez, incluso si algún otro elemento falla"*³.

Estas conexiones, en caso de acción sísmica, provocan el comportamiento de "caja", que es el principal objetivo para cualquier trabajo de refuerzo y/o mejora de la resistencia sísmica. El comportamiento "caja", también asegurado por conexiones superiores (zunchos), pueden permitir, por una parte la diferente resistencia de elementos para intercambiar tensiones sísmicas horizontales entre cada uno y la distribución de las tensiones inducidas de todas las diferentes partes. De hecho, las conexiones deben oponerse a la rotación de las paredes (por ejemplo, las caras de los edificios) y transmitir la acción a las paredes perpendiculares para que se agrieten

³ Rondelet, J. (1802). *"Traité théorique et pratique de l'art de bâtir"*. Paris.

dentro de su plano. Particularmente, la relación entre las paredes y las cubiertas de madera debe ser garantizada, ya que las vigas pueden actuar como conectores, evitando que las paredes roten hacia el exterior.

Este comportamiento adquiere una especial importancia en las iglesias en las que los elementos (fachada, cubierta a dos aguas, muros laterales, etc.), funcionan a veces estructuralmente independientes. De ello se desprende una marcada debilidad de las iglesias en relación con las acciones fuera del plano que tienden a provocar rotaciones del plano del muro.

Con particular referencia a la geometría de las masas, entre los elementos positivos que mejoran el comportamiento sísmico de un edificio de fábrica es una planta regular. En las iglesias, sin embargo, es casi la norma que los edificios tengan una planta irregular, pues a una planta original simétrica, se le añaden por yuxtaposición nuevos elementos constructivos (capillas, la sacristía, la casa parroquial, etc.). Estas situaciones crean amplificaciones de las cargas sísmicas, martilleo y efectos de torsión que aumentan el nivel de vulnerabilidad. Incluso en relación con la distribución de las masas en altura hay una alta vulnerabilidad debido a las partes del edificio considerablemente más altos que los otros (cúpulas, campanarios, espadañas, adornos, etc.), y éstos, en presencia de acciones sísmicas, oscilan libremente y producen lesiones graves, mientras que los edificios más bajos adyacentes sufren la acción de su golpeo.

Otro factor de vulnerabilidad típica de las iglesias está constituido por la configuración de los elementos de cubierta y la transmisión de las cargas a los muros.

4.2.3 Concepción estructural

La estructura de las iglesias está formada generalmente por muros gruesos de mampostería, con pocas aberturas y reforzados por un sistema de contrafuertes siendo la acción del sismo principalmente resistida por éstos. Los muros son elementos de soporte del peso del edificio y se encuentran conectados con los sistemas de cubierta para recibir sus cargas y transmitir las a la cimentación. Además cumplen otras funciones estructurales como la de absorber los empujes laterales debidos al empuje provocado por arcos y bóvedas y al efecto del viento y sismo.

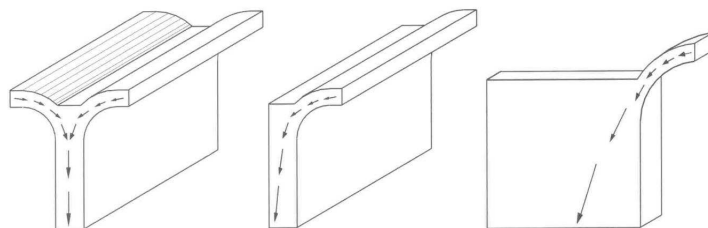


Figura 78. Distribución de los empujes producidos por la cubierta (Meli, 1998)

Son elementos muy eficientes para soportar cargas axiales, pero su capacidad para soportar fuerzas perpendiculares a su plano es menor que la vertical. Algunas iglesias en principio se cubren con cubiertas de madera que fueron reemplazadas posteriormente por bóvedas de mampostería.

En muros interiores la descarga es aproximadamente axial, sin embargo en muros exteriores no sucede lo mismo, ya que el componente horizontal de descarga puede ser significativo y esto induce a que se tengan problemas ya no de resistencia sino de rigidez al movimiento normal a su plano, ya que si debido al empuje, el muro se desplaza hacia fuera, la bóveda del techo se abre y se agrieta, lo que nos llevaría a una pérdida de estabilidad.

Existen casos de sollicitación predominante fuera del plano como en los muros sometidos a contención de material granular, ya sea el terreno o rellenos de los senos de bóvedas. Un tipo de muro con una sollicitación preponderante fuera del plano son los hastiales de iglesias o catedrales que reciben el empuje perpendicular de los arcos perpiñones de las naves. Frecuentemente estos muros reciben los empujes en cotas altas, donde la compresión de peso propio es reducida, por lo que suelen estar dotados de estribos o contrafuertes. En estos casos, la posición de los empujes recibidos y de los puntos de arriostramiento define la forma de trabajo en flexión fuera del plano con compresión moderada.

Un efecto importante que daña estas estructuras son los sismos, y dicho efecto es resistido principalmente por los muros. Ya que como habíamos visto la mampostería tiene baja resistencia a esfuerzos en tensión, se puede presentar en los muros una grieta diagonal perpendicular a la dirección de los esfuerzos en tensión. Como los movimientos del sismo se alternan en ambas direcciones horizontales, su efecto se hace notorio por la aparición en los muros de grietas diagonales cruzadas. Si por otra parte el edificio sufre de hundimientos diferenciales en distintas partes de su cimentación, estas producirán distorsiones en los muros que dan lugar a la aparición de un estado de esfuerzos similar al inducido por las fuerzas laterales del sismo pero en un solo sentido, por lo que las grietas producidas se dan en una sola diagonal.

Los contrafuertes son una solución estructural que ayuda a los muros de las iglesias a soportar empujes laterales. Visibles al exterior y de forma prismática, se usaron para transmitir cargas perpendiculares al muro a la cimentación. Las bóvedas, debido a su peso, tienden a abrirse y empujar transversalmente al muro que la sustenta. Por ese motivo, dicho muro debe reforzarse con contrafuertes para no volcar.

La función básica de las pilastras adosadas a los muros es transmitir el peso del edificio hacia los niveles inferiores y, finalmente, a la cimentación. Por su forma y su trabajo constituyen el elemento estructural más simple pues recibe cargas esencialmente en la dirección de su eje principal.

Las columnas exentas disponen de una sección bastante generosa y pueden presentar geometría diversa con formas rectangulares, circulares y de forma irregular. Su función básica es soportar la estructura y transmitir el peso de ésta hacia los niveles inferiores, hasta llegar a la cimentación. Constituye un elemento estructural simple, que recibe las cargas en la dirección de su eje principal y está sujeto a esfuerzos de compresión. La función resistente principal de los pilares es la de sustentar las cargas verticales y además se debe tener en cuenta la excentricidad del axil y los empujes horizontales de bóvedas, arcos y cúpulas. Su capacidad de carga está definida por la resistencia del material del que está constituida. Cuando en la columna existe excentricidad en la aplicación de la carga, ya sea por desviación de las fuerzas transmitidas por la cubierta o bien por irregularidades en la forma de la columna y posibles desplomes debido al asentamiento de su cimentación.

Las columnas tienen un tipo de fallo frágil, ya que solo muestran signos de daño visibles cuando están cerca del colapso. Una de las características más evidentes de deterioro es que aparece un sistema de grietas verticales que indican que la expansión lateral del material alcanza niveles elevados y se puede presentar el desprendimiento del material y de esta manera la falla del elemento. La problemática de las columnas radica en que al ser elementos sometidos a carga axial, por su flexibilidad no absorben fuerzas laterales o momentos flexionantes significativos, por lo tanto no son eficaces para resistir cargas laterales por sismo ni efectos de asentamientos diferenciales de edificio.

Sobre las columnas se apoyan arcos y pechinas que reciben la descarga de las bóvedas o cúpulas.

El arco es la forma más natural de cubrir las luces. Los esfuerzos de compresión que se generan en condiciones normales de carga (peso propio del arco, más relleno, más sobrecarga; todo distribuido simétricamente en la longitud de la luz), son razonablemente pequeños si la geometría del arco es la adecuada para que las cargas se transmitan siguiendo aproximadamente el eje del arco. El diseño de un arco es más problema de geometría que de esfuerzos.

Las bóvedas de ladrillo o piedra han sido un elemento arquitectónico muy apropiado para cubrir espacios arquitectónicos amplios. La sollicitación predominante en sus elementos es de compresión. Sus esfuerzos se asemejan a las de un arco o conjunto de arcos que conforman una superficie. Las bóvedas son diseñadas para que los estados de esfuerzos sean simétricos y queden inscritos dentro de la configuración del arco que define la bóveda. Cuando aparece una fuerza lateral, el estado de esfuerzos se hace asimétrico y provoca articulaciones.

Se ha empleado en la arquitectura un gran número de variantes de la bóveda que dan lugar a distintas formas eficientes desde el punto de vista estructural.

Las estructuras de bóveda usuales son bóveda de cañón, bóveda de cañón con lunetos y la bóveda de arista.

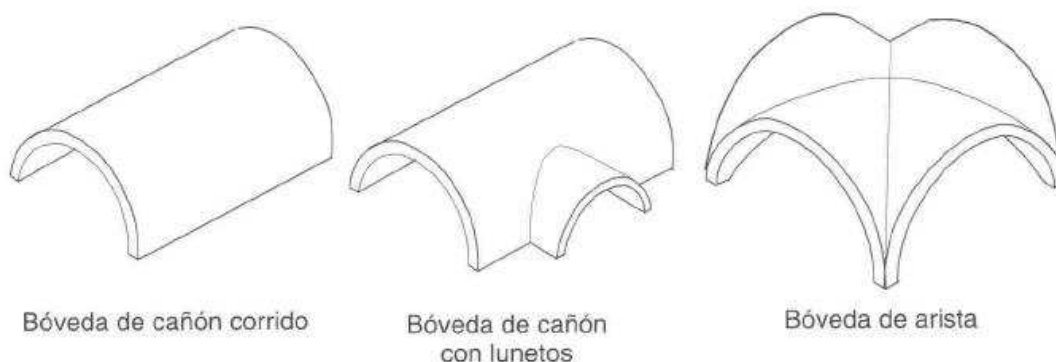


Figura 79. Cubiertas típicas de las iglesias (Meli, 1998)

La bóveda de cañón es una superficie semicilíndrica, generada geoméricamente por la prolongación de un arco de medio punto a lo largo de un eje longitudinal. Es una sucesión de arcos situados uno junto a otro. Desde un punto de vista estructural basta analizar una rodaja de bóveda para obtener todos los datos necesarios (Fortea, 2013).

Las sucesivas secciones de una bóveda de cañón pueden considerarse arcos que se analizan por unidad de longitud paralela al eje de la bóveda. En ocasiones, el cañón presenta regresados del canto que constituyen arcos perpiaños de refuerzo, si bien en construcción pudieron utilizarse como cimbra. El reparto de carga entre arcos y bóveda dependerá de la proporción de su rigidez relativa y de la concentración de la reacción horizontal dada por la posición de los posibles contrafuertes exteriores y machones interiores que rigidizan el muro.

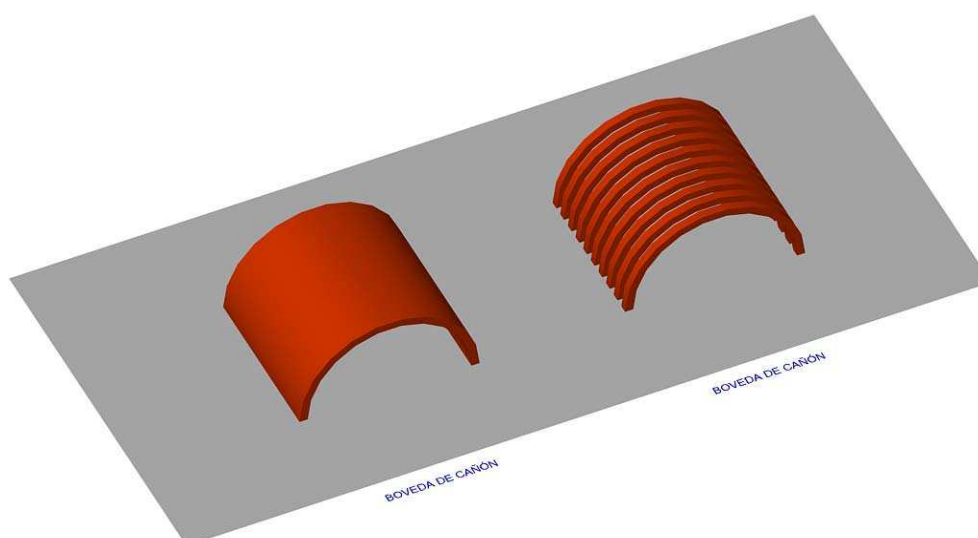


Figura 80. Gajo bóveda cañón (Fortea, 2013)

Estas bóvedas se emplean para cubrir grandes espacios en el sentido longitudinal como las naves de las iglesias o sus transeptos. Al igual que para los arcos, el aspecto crítico para la estabilidad es la rigidez de sus apoyos pues se necesita evitar el movimiento hacia afuera en toda la longitud de la bóveda.

Cuando los arcos de medio punto evolucionaron estilísticamente hacia arcos apuntados, las bóvedas de cañón también siguieron la misma tendencia, por eso las hay de carácter apuntado y ojival.

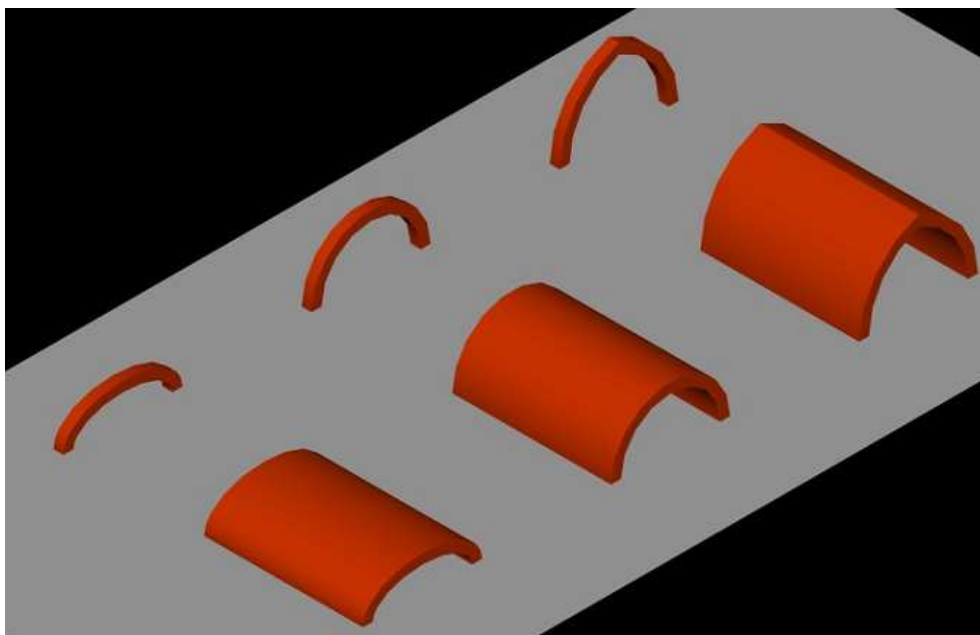


Figura 81. Bóvedas continuas generadas por la extrusión de un arco.

En la bóveda de cañón, como en todas las estructuras basadas en el arco, el empuje se dirige hacia los elementos estructurales que la sostienen que deben soportar una gran presión tanto vertical como lateral. Para contrarrestar el empuje horizontal la bóveda se construía generalmente con arcos de refuerzo, denominados arcos fajones o torales. Otra posibilidad era construir dos o más bóvedas en paralelo, para contrarrestar sus respectivos empujes; no obstante, los muros exteriores requerían igualmente reforzarse.

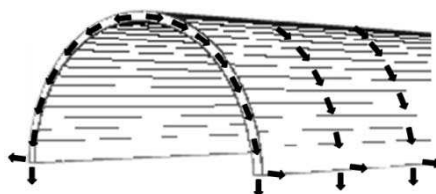


Figura 82. Esquema de cargas de una bóveda de cañón.

Una bóveda de lunetos se genera de la intersección de una bóveda principal con dos o más bóvedas de cañón de menor altura. Los lunetos tienen una altura, desde su plano de arranque a su punto más alto, menor que la distancia entre apoyos o estribos. Este

tipo de bóvedas se encuentra generalmente como cubierta de naves principales. Una de las principales ventajas de los lunetos es que dejan entrar la luz exterior para iluminar el interior del templo, evitando la perforación de los muros. Prácticamente el comportamiento estructural de la bóveda de lunetos es parecida a la de cañón; sin embargo, tiende a ser más flexible en el sentido longitudinal por los huecos.

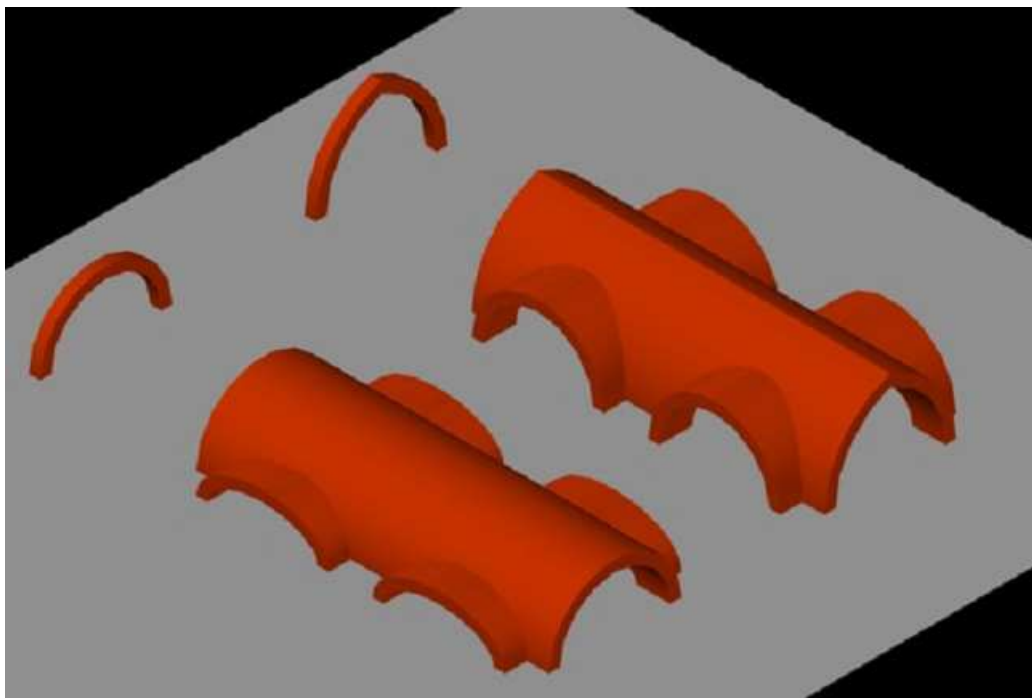


Figura 83. Bóvedas de luneto.

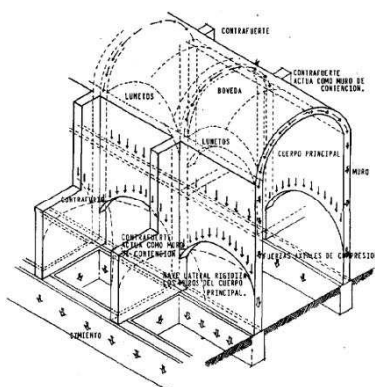


Figura 84. Esquema de cargas de una bóveda de lunetos.

La bóveda de arista es el elemento arquitectónico que resulta de la intersección perpendicular de dos bóvedas de cañón.

Para su análisis estructural se puede descomponer en un conjunto de arcos: dos arcos que circulan por las diagonales con arranque en dos vértices opuestos y que se cruzan en la clave y arcos en cada una de las cuatro bóvedas de cañón que emergen de cada lado (Fortea, 2013).

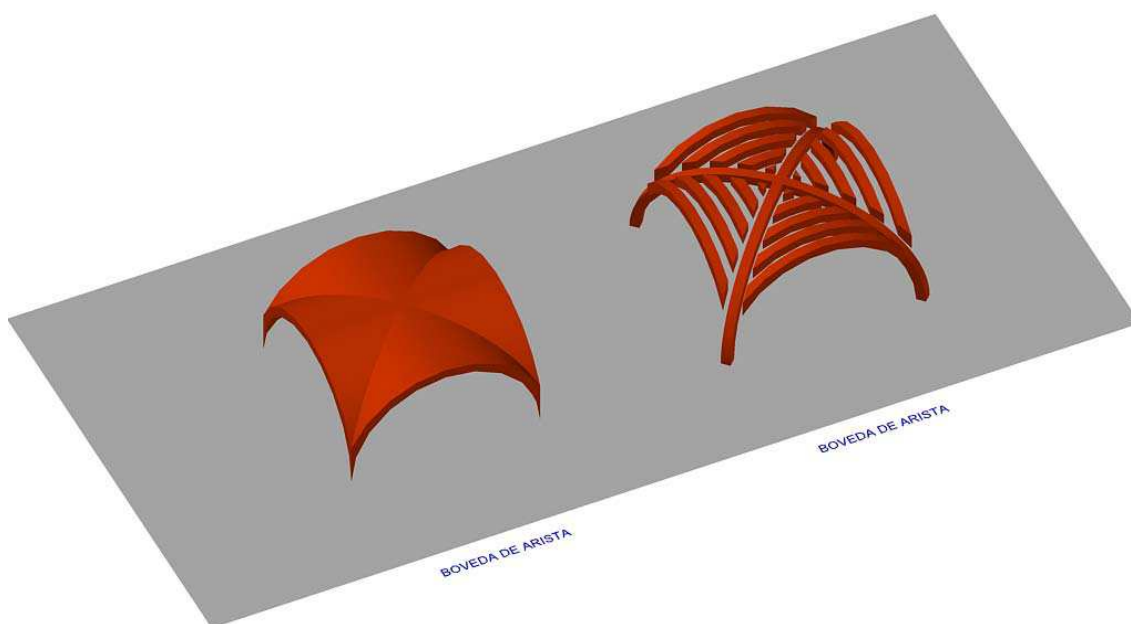


Figura 85. Gajo bóveda de arista (Fortea, 2013).

Geoméricamente, está generada por dos superficies semicilíndricas ortogonales cuyas líneas de intersección, o aristas, son arcos de elipse que se cruzan en el vértice superior. Su uso se extiende por su fácil construcción con cimbras y porque los empujes laterales hacia los muros exteriores son menores; se utilizó principalmente para cubrir espacios cuadrangulares. Debido a las dimensiones de este tipo de bóvedas, los empujes suelen ser menores que la bóveda de cañón. Concentrándose en sus cuatro puntos de apoyo.

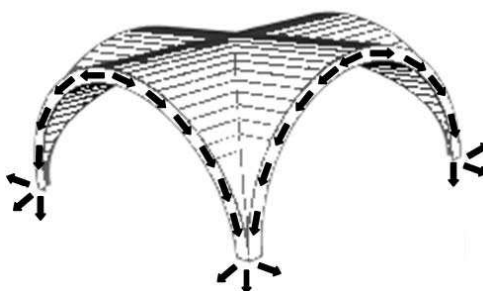


Figura 86. Esquema de cargas de una bóveda de arista.

La bóveda de crucería es una bóveda formada por una serie de arcos o nervios con función estructural. Los espacios que se originan entre ellos constituyen los plementos. La forma y disposición de los nervios puede ser muy variada y compleja, llegando a complejos diseños geométricos, las principales son: cuatupartita, sixpartita, reticulada, estrellada, etc.

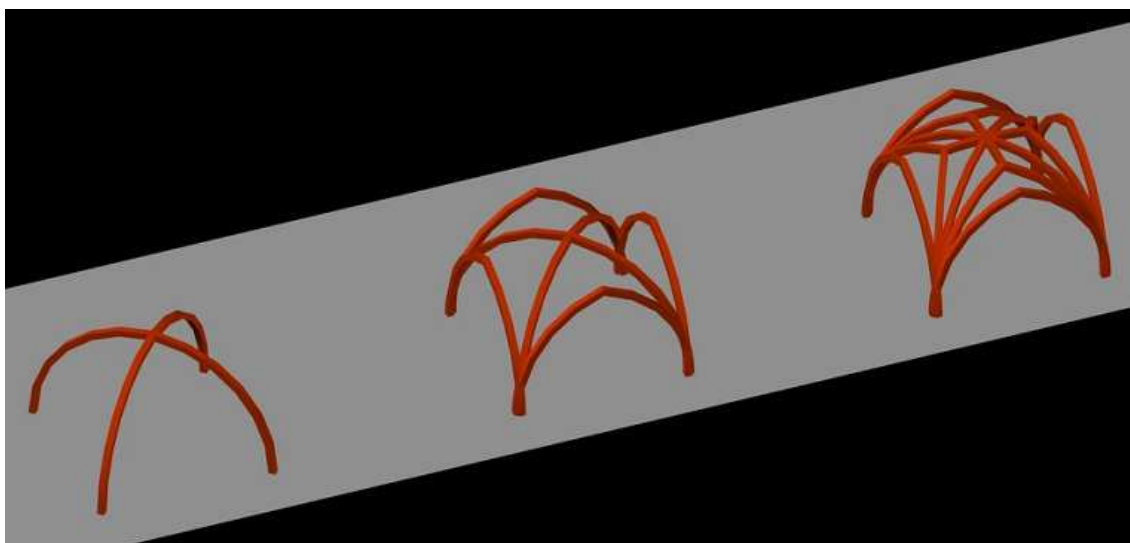


Figura 87. Bóveda de nervios

La ventaja de usar bóvedas de crucería es que emplea un esqueleto de nervios que sirven como cimbra. Los nervios establecían la geometría de la bóveda y distribuían los empujes a las esquinas de la misma. Esto permitía reducir el espesor de los muros y contrafuertes, permitiendo además construir grandes ventanales entre los estribos.

Se consideran cúpulas de fábrica las láminas no formadas por entramados de nervios resistentes y plementería isostática, como es el caso de las bóvedas de crucería cimbradas sobre sus nervios.

La forma de trabajo es más favorable que en arcos y bóvedas por el efecto tridimensional de las tensiones circunferenciales. Ello hace posible esbelteces mucho mayores que en arcos y bóvedas y la construcción sin cimbra y sin clave.

Las cúpulas se levantan, en la mayoría de los casos, sobre el transepto, siendo éste el sitio en que se intercepta la nave principal con la nave del crucero. Estas cubiertas descansan sobre arcos torales y pechinas, los cuales, a su vez, se apoyan sobre robustos muros y columnas. La cúpula transmite las cargas, debidas sobre todo a su peso propio, esencialmente por esfuerzos de compresión, en dos direcciones principales. Los elementos rígidos debajo de la base de la cúpula, como el tambor, son de gran utilidad para evitar el agrietamiento provocado por la tensión que genera la cúpula.

Con el objetivo de contrarrestar el volteo de los muros, provocado por el empuje que genera la bóveda, se recurre a la colocación de contrafuertes. Están dispuestos a lo largo de la nave para equilibrar el empuje de las bóvedas. Su altura puede llegar al nivel de arranque o continuar, incluso, más arriba que el del extradós de la bóveda, llegando a la cornisa. Los contrafuertes son muros transversales exteriores a través de los cuales se conducen los empujes laterales hacia el terreno sin introducir tensiones en la mampostería; para absorber los empujes se cuenta con el propio peso del muro

que equilibra el momento de volteo. Para una acción efectiva del contrafuerte debe contar con un soporte rígido sobre el terreno, de lo contrario girará hacia afuera y perderá la acción de contrarresto.

Los elementos no estructurales son principalmente decorativos: almenas, cornisas, pináculos, nichos, retablos, etc. Estos elementos varían de acuerdo con la época y estilo arquitectónico a los que pertenecen.

4.3 Vulnerabilidad sísmica

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. Resulta evidente que para mitigar el riesgo sísmico de una zona es necesario disminuir la amenaza, la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas.

El conocimiento adecuado de la amenaza sísmica existente permite, en las futuras edificaciones, definir la acción que debe tomarse en el diseño y el sitio donde pueden ser construidas. Sin embargo es poco lo que se puede hacer para las estructuras ya existentes, especialmente las históricas, por lo tanto si se desea disminuir el riesgo se requiere de una intervención directa sobre la vulnerabilidad de éstas. El conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras, permite definir los mecanismos y acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno (Bonett, 2003).

El concepto de vulnerabilidad sísmica se define como la predisposición de una estructura de ser susceptible a sufrir cierto daño a consecuencia de un terremoto de cierta intensidad. El riesgo sísmico es la probabilidad de pérdida en la estructura como consecuencia de un terremoto con una cierta intensidad y durante cierto período de exposición. Por otro lado, la función de vulnerabilidad de una estructura es aquella que describe de forma gráfica o matemática su vulnerabilidad para varias intensidades de movimiento del suelo. Estas intensidades del movimiento se expresan en un parámetro físico que puede ser la aceleración máxima del terreno o la intensidad en cualquier escala macrosísmica (Caicedo et al., 1994). Estos conceptos están íntimamente relacionados entre sí.

La vulnerabilidad de los edificios se identifica con el grado de exposición a sufrir daños derivados del sismo y se considera una función, tanto de la localización concreta con respecto al origen del terremoto como de las características estructurales y constructivas y de su capacidad para soportar la acción de aquel y, básicamente, la de los empujes horizontales de las ondas sísmicas frente a las fuerzas gravitatorias producidas por las masas de los elementos estructurales y constructivos.

En el caso de las construcciones históricas, ésta clase de vulnerabilidad y el daño que puede provocarse en los elementos no estructurales, cobra mucha importancia debido

al valor patrimonial que significa. El problema puede incrementarse cuando las estructuras son intervenidas, modificadas, remodeladas y/o ampliadas, sin contemplar los efectos sobre los elementos estructurales durante un sismo lo que conlleva a que se modifique la vulnerabilidad.

Para obtener el grado de vulnerabilidad sísmica, se hace un estudio detallado estructura por estructura, entendiendo a fondo su construcción y los eventos que ha soportado a lo largo del tiempo y cargas a las que ha sido sometida.

La vulnerabilidad sísmica puede obtenerse mediante análisis del modelo numérico del daño sísmico de la estructura, a partir de pruebas de laboratorio o de la inspección del edificio. Lo anterior conlleva a realizar una clara distinción entre la *vulnerabilidad observada*, la cual es derivada de la observación de daños posteriores a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo de estructura definida, y la *vulnerabilidad calculada*, que es la obtenida de un análisis matemático mediante un modelo estructural analítico, o a partir de ensayos en laboratorio de modelos a escala y cuyos resultados han sido expresados en términos probabilísticos (Caicedo et al., 1994).

El método del índice de vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1984) fue el primer procedimiento en graduar la fragilidad de los edificios frente al sismo, consistente en una evaluación de los daños sufridos y su identificación con la calidad del diseño y el grado de sismorresistencia de la construcción. El método se basa en un sistema de panel de expertos para fijar determinados parámetros de naturaleza estructural a los que asigna una calificación numérica que permite obtener el índice de vulnerabilidad. Para los edificios de mampostería no reforzada, se considera la organización y la calidad del sistema estructural, las características de la cimentación y de los elementos horizontales, la configuración en planta y altura, la distancia entre muros paralelos, las características de la cubierta, los elementos no estructurales y el estado de conservación.

En 1998, la Comunidad Europea creó la Escala de Intensidad Macrosísmica EMS, que por primera vez incorpora criterios e instrucciones de aplicación, así como imágenes gráficas que muestran la naturaleza de los daños en distintos tipos de edificios. La Escala de Intensidad Macrosísmica EMS describe las distintas categorías de magnitud sísmica en función de la vulnerabilidad de los distintos tipos estructurales frente al sismo y de la magnitud de los daños sufridos en cada uno de ellos. La escala determina seis clases de vulnerabilidad, señaladas con las letras A a F, en grado decreciente, que se vinculan a cada uno de los cuatro tipos estructurales básicos: fábrica, hormigón armado, acero y madera. En cada uno de ellos diferencia a su vez distintas categorías. Dentro de estos niveles, el asociado a un mayor grado de riesgo corresponde a las estructuras de fábrica; y, más concretamente, las de mampostería y sillería, que constituyen la mayor parte de los sistemas estructurales de los edificios del patrimonio histórico. Para las estructuras de fábrica, los muros de piedra suelta o

de adobe alcanzan la máxima vulnerabilidad (tipo A), los muros de mampostería y de fábrica de ladrillo o bloque sin reforzar se sitúan en el grado B, los de sillería alcanzan el grado C y la máxima seguridad en este tipo de estructuras murarias se atribuye a las fábricas reforzadas o confinadas, a las que se asigna la categoría D.

La norma española Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 establece los criterios de su aplicación en función de la aceleración sísmica esperada en cada zona. Su artículo 1.2.3 fija la obligatoriedad de la aplicación para valores de la aceleración superiores a 0,04 g (cada unidad de g equivale a la aceleración de la gravedad, igual a 9,8 m2/sg) y modifica este criterio en función de las características estructurales del edificio, fijando límites en el número de alturas a medida que se incrementa la aceleración. La NCSE-02 vincula la peligrosidad sísmica a la aceleración básica, definida como “un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno”. La aceleración sísmica de cálculo se obtiene en función de la aceleración sísmica definida anteriormente, de un factor de riesgo que evalúa la probabilidad de que se exceda esta aceleración dependiendo de las características, normales o especiales, de la edificación y, finalmente, de un coeficiente de amplificación del terreno, dependiente de los dos valores anteriores y de las características geotécnicas del terreno de cimentación. Todo ello da lugar a un mapa de peligrosidad sísmica y, finalmente, a una tabulación de los coeficientes de aceleración sísmica por Comunidades Autónomas y municipios. Vincula la peligrosidad sísmica tanto a la localización geográfica como a las características geotécnicas del terreno, la existencia de sótanos que favorece la función de empotramiento en el terreno, las masas y las características de su distribución, la existencia de colindancias, la altura, las condiciones de regularidad geométrica de la planta, el tipo estructural y la organización y características del propio sistema estructural y constructivo del edificio.

4.4 La Vulnerabilidad Sísmica en las Estructuras Históricas

Al evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura de fábrica, sobre todo del tipo histórico, nos enfrentamos con varias dificultades porque los edificios históricos presentan algunas particularidades que introducen una notable complejidad en su análisis y evaluación frente al riesgo sísmico:

- La normativa sobre edificación sismorresistente está redactada de acuerdo con los sistemas constructivos empleados actualmente, cuyo comportamiento es contrario al de las estructuras históricas: los análisis por elementos finitos descomponen la continuidad de los muros de piedra, despreciando el rozamiento entre los diferentes elementos.

El análisis por elementos finitos ha puesto de manifiesto que hay tracciones en un material que no resiste tracciones y para evitar esta contradicción se piensa que la estructura está mal y no que el modelo de cálculo, en concreto la hipótesis relativa al material, ha sido mal elegido (Fortea y López, 2001).

Además, el comportamiento anisótropo de las estructuras causa dificultades añadidas a la modelación del edificio para su análisis: existen materiales de comportamiento muy distinto, como son piedra, cerámica, madera, ripio de relleno, a las que añadir imperfecciones constructivas e intervenciones anteriores (García et al., 2014).

- En hormigón armado, el objetivo es diseñar vigas que plastifiquen antes que el soporte, y este antes que el nudo. Debe fallar antes el acero (por elongación) que el hormigón (por aplastamiento), dotando a la estructura de lo que se conoce como ductilidad. Este efecto no se consigue en edificios históricos donde los adintelados son de madera, siendo imposible una unión al muro rígida. La única rigidez del conjunto de muros paralelos la otorgan los elementos transversales, contrafuertes y rellenos laterales de bóvedas, que aportan estabilidad pero pueden volverse perjudiciales en caso de sismo (Mas-Guindal, 1996).

- Es necesario realizar un análisis pormenorizado de cada caso, para evaluar el riesgo sísmico. La modelización teórica implica aumentar el grado de incertidumbre ya que las estructuras antiguas en estas situaciones han sido intervenidas previamente (Ramos y Lourenço, 2004).

Los métodos clasificados dentro de la vulnerabilidad observada, se basan en la observación del daño ocurrido después de un terremoto o de la opinión subjetiva de expertos. Debido al paso del tiempo como también a los factores ambientales, mucho de este patrimonio cultural es vulnerable a las cargas dinámicas y a su principal amenaza, los terremotos, lo cual hace que el colapso total o de una parte de la estructura sea impredecible, ya que muchas de estas construcciones no están sujetas a un continuo y adecuado mantenimiento y una gran parte presenta problemas estructurales serios, los que amenazan la seguridad de los edificios y de las personas.

El análisis sísmico y la vulnerabilidad de las estructuras históricas son los aspectos claves para su conservación, para la seguridad de la población y los intereses económicos que envuelven, ya que al ser el turismo una de las más importantes industrias de estos últimos años, por ende factor importante de la economía, es una razón más para la necesidad de la preservación del patrimonio histórico.

Las construcciones históricas han sufrido daños severos, parciales o totales. Estas pérdidas no son cuantificables económicamente, así como tampoco lo son las vidas que se pierden en el colapso de un edificio durante un sismo.

La experiencia acumulada durante la observación de daños en estructuras luego de ocurridos los terremotos, tiene un valor incalculable en el momento de la evaluación sísmica de edificios existentes.

El estudio de las construcciones históricas debe llevarse a cabo con un enfoque basado en el uso de la tecnología moderna y la ciencia, por lo tanto, el estudio de los

mecanismos típicos de daño en iglesias es útil tanto para la interpretación de los daños como para realizar las medidas necesarias para contrarrestar o impedir la ocurrencia de estos mecanismos durante terremotos futuros.

La edificación histórica se caracteriza por su carácter aditivo: se trata de una yuxtaposición de muros (a su vez conjunto de piedras), forjados, y cubierta, unidos por un elemento que los une, la escalera. Durante un terremoto, el muro tiene que resistir empujes horizontales paralelos y perpendiculares a su eje, además de soportar las cargas verticales. Si está bien construido, el muro gira sin romperse, como si estuviera articulado, manteniéndose unidos grandes bloques, incluso después del colapso. Cuando hay una trabazón adecuada, el muro se comporta de forma monolítica (Carocci, 2001).

Este procedimiento de adición de elementos es el que limita las posibilidades de fuerte trabazón entre las partes. Los empujes horizontales tienden a provocar el vuelco de los muros perimetrales. Por esta razón, la primera normativa de construcción antisísmica en Europa, realizada tras el terremoto de Calabria en 1783, propone la construcción con entramado de madera para garantizar un comportamiento solidario de la edificación, y relleno con cal y canto en lugar de cascote (García et al., 2014).

Los monumentos más representativos, construidos normalmente con estructuras abovedadas, funcionan por gravedad y su capacidad mecánica está basada en las características geométricas y el peso, careciendo de resistencia a flexión, lo que ocasiona agrietamiento y desplazamiento de sus masas ante la acción dinámica que supone el terremoto: estas estructuras no son tan sensibles a la cantidad de carga como a la forma de ser aplicada (Mas-Guindal, 1996).

La forma de evaluación más eficaz es el estudio de los terremotos ya sucedidos, que pueden considerarse auténticos test de vulnerabilidad, identificando el nivel de daños provocados con la magnitud del evento ocurrido.

Para obtener información a partir de los terremotos anteriores a la existencia de un sistema objetivo de medición de intensidades, se hace uso de escalas macrosísmicas, concretamente de la EMS 98 en el caso europeo, desarrollada como evolución de la MSK. Esta escala clasifica la vulnerabilidad de los edificios de la A a la F, y la magnitud de daños K, de 1 a 5:

- 1, de imperceptibles a leves
- 2, moderados
- 3, sustanciales a elevados
- 4, muy elevados
- 5, destrucción/colapso

Para elaborar un modelo de vulnerabilidad se realiza una clasificación tipológica lo cual, en el caso del patrimonio cultural y la gran variedad de edificios que contempla, dependiendo de la localización, la época de construcción o el estilo arquitectónico, por ejemplo, no es ni mucho menos inmediato.

Bernardini y Lagomarsino (2008) realizan una clasificación en función del uso, la arquitectura y el previsible comportamiento ante el sismo: palacio, iglesia, monasterio/convento, mezquita, torre, obelisco, teatro, castillo, arco triunfal, y puente.

El objeto del modelo es la estimación del daño medio esperado en cada edificio, en función de la intensidad del sismo, utilizando como base dos parámetros: el índice de vulnerabilidad -V0-, y el índice de ductilidad -Q-. Los valores más desfavorables en ambos casos corresponden a las iglesias, siendo los monumentos menos vulnerables los puentes.

<u>Tipología</u>	<u>V0</u>	<u>Q</u>
palacio	0,62	3,0
iglesia	0,89	3,7
convento	0,74	3,0
mezquita	0,81	3,4
torre	0,78	2,6
obelisco	0,74	3,7
teatro	0,70	3,0
castillo	0,54	2,6
arco triunfal	0,58	3,4
puente	0,46	3,0

El índice de vulnerabilidad tipológico es susceptible de individualización en función de las características de cada caso particular, tomando en consideración al menos los siguientes factores: grado de mantenimiento, calidad de los materiales, regularidad estructural, tamaño y esbeltez de los elementos estructurales principales, interacción con otros elementos, intervenciones o reparaciones realizadas, y características del emplazamiento. Con el índice de vulnerabilidad específico y las diferentes intensidades de sismo posibles, se puede elaborar una matriz de probabilidad de daños, que permita hacer a priori proyecciones de daños estimados.

En un estudio comparado del comportamiento de diferentes tipologías, se comprueba cómo iglesias y palacios tienen un comportamiento similar con altas intensidades sísmicas, mientras que para bajas intensidades las primeras son más vulnerables (García et al.,2014).

4.5 Concepto de macroelemento

Una de las complicaciones que se tienen al analizar el comportamiento sísmico no-lineal de una iglesia es encontrar su relación con los distintos daños que presenta. Las iglesias generalmente son de grandes dimensiones, lo que hace difícil evaluar el estado global de la estructura si los daños están distribuidos indistintamente por todo el edificio. Por esto una de las opciones viables sería analizarla por partes. El análisis de las iglesias en partes más pequeñas permitiría entender más claramente su comportamiento dinámico no-lineal. Además, dividir una iglesia reduciría el tamaño de los modelos, el tiempo de solución y simplificaría la interpretación de los resultados. Incluso, se podrían establecer similitudes de comportamiento de partes estructurales del mismo tipo; los cuales tiene la misma conformación, función y/o posición en la iglesia. De esta manera es más fácil correlacionar las características individuales de cada parte estructural con el daño observado después de un sismo y se podrían realizar diagnósticos con relativa rapidez, para identificar daños y/o la posibilidad de colapso parcial o total de las iglesias.

En los edificios históricos, el comportamiento sísmico se infiere a partir de una observación minuciosa de los daños causados por eventos sísmicos que han afectado la zona. Los daños después de un sismo ayudan a definir los posibles mecanismos de colapso que deben considerarse.

En el contexto de vulnerabilidad sísmica se hace referencia al concepto de macroelemento como la parte estructural de una edificación donde se pueden dar los mecanismos potenciales de daño.

El concepto de macroelemento surge en Italia en el texto *Le chiese e il terremoto*⁴ y tras un examen sistemático de los daños observados en iglesias después del terremoto de 1976 en Friuli, Italia (Doglioni et al., 1994). El método empleado, basado en macroelementos, se aplicó una vez que sucedieron los terremotos.

El objetivo del estudio fue el de registrar los daños de la gran variedad de iglesias afectadas por el sismo. Se hicieron comparaciones entre ellas para saber si existía una relación entre el daño y las características arquitectónicas/estructurales de las iglesias.

El estudio de Doglioni et al. (1994) no se hizo físicamente; se basó en fotografías de daños de 350 iglesias. La documentación fotográfica estaba dividida en tres etapas secuenciales: antes del sismo del 6 de mayo de 1976, entre el 6 de mayo y el sismo

⁴ *Macroelemento* es un término empleado por A. De Colle, F. Doglioni y L. Mazzorana en *Le chiese e il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisísmico nel restauro, verso una politica di prevenzione*. Edizioni LINT Trieste. Trieste, 1994. Pag.71

del 15 de septiembre y después del 15 de septiembre. Durante el estudio observaron que las iglesias generalmente tienen configuraciones geométricas que definen secciones con diferente rigidez, que una vez dañadas tenían un comportamiento estructural prácticamente independiente del resto de la estructura. Además, se observó que la respuesta sísmica podía describirse de acuerdo con el tipo de daño. Este enfoque permitió una interpretación cualitativa del comportamiento de las iglesias a través del daño; resultó una idea fácil y adecuada para evaluar e investigar las partes más vulnerables de las iglesias de Italia.

De esta forma el macroelemento es una parte de la iglesia caracterizada por una repuesta sísmica suficientemente autónoma con respecto de otras partes de la estructura y se aplica siempre que se confirme el comportamiento aislado de las partes, característico de las estructuras de fábrica sin refuerzo, después de un evento sísmico. El comportamiento global de la estructura es evaluado como la suma de la contribución de cada macroelemento de la iglesia.

El método planteado en *Le chiese e il terremoto* determina la subdivisión por macroelementos, definiendo estos como:

"una parte constructivamente reconocible y completa de la obra, que puede coincidir - pero no necesariamente coincide - con una parte identificable también bajo el aspecto arquitectónico y funcional (ejemplo: fachada, ábside, capilla); y se extiende normalmente por lo menos a toda una pared o un plano horizontal; pero por lo general está formada por múltiples paredes y elementos horizontales conectados entre sí para constituir una parte constructivamente unitaria y, en algunos casos, volumétricamente definidos, pueden estar independiente del conjunto de la construcción.

... por macroelemento se entiende también, la parte de la construcción en que se puede observar y describir completamente un comportamiento unitario de mecanismos como resultado de la actividad sísmica, por lo que se define como una parte de la construcción que permite la descripción de los fenómenos de daño con el menor grado de complejidad, manteniendo al mismo tiempo la lectura unitaria del fenómeno que se produce."

Así el concepto de macroelemento surge de la observación general del modo de trabajar de las partes y los daños que les afectan. La ventaja de la división es que permite relacionar las características particulares mostradas por cada macroelemento con las características del comportamiento global observado.

Cada macroelemento debe ser una parte constructiva unitaria del edificio y en algunos casos volumétricamente definido, que puede coincidir o no con una parte arquitectónica identificable (fachada, ábside, capillas), no independiente del conjunto de la construcción, dentro de la cual es observable un comportamiento unitario y reconocible en los que se define como una unidad basada en el comportamiento

observado y que permite la descripción de los fenómenos de daño con el menor grado de complejidad, manteniendo la lectura unitaria del fenómeno que se produce.

La división debe ser simple y clara, teniendo en cuenta siempre la conformación propia y la posición respecto a la obra. Se debe observar los daños e interpretar los mecanismos de inestabilidad entre las partes del macroelemento, entre los distintos macroelementos continuos y la interacción de todos dentro del conjunto. Es decir separamos las partes, para analizarlas de manera individual y posteriormente de manera integral.

En una estructura continua, cualquier división en partes es sin embargo de carácter convencional, en este caso está especialmente dirigido a la descripción y la ubicación de los fenómenos de daño, la observación y la interpretación de los mecanismos de inestabilidad, reconocibles en particular, por los desplazamientos relativos con respecto a los macroelementos contiguos desplazarse o entre partes de un mismo elemento macro.

Las interacciones entre los diferentes macroelementos interacciones que motivan el tamaño atribuido a cada macro en virtud de los diferentes comportamientos al borde de éstas tienden a ocurrir; borde que no pueden ser definidos por una línea divisoria nítida, sino más bien de un área dentro de la cual más frecuentemente se producen daños y discretizaciones que son una consecuencia de la diferente comportamiento de la macro. Esta zona se define como una banda o zona de solapamiento, con este término se entiende la parte del borde macroelemento constructivo considerado, pertenecientes principalmente a otro macroelemento, se necesita la descripción de lo que para entender el conjunto de fenómenos peculiares macroelemento examinado.

El modelo es útil para describir el comportamiento mecánico no lineal en el plano de los paneles de mampostería y determinar el daño que sufren este tipo de estructura cuando se ven sometidos a sismos.

Por lo tanto el concepto de macroelemento permite analizar las partes más vulnerables de la iglesia, las cuales están caracterizadas por la activación de mecanismos de colapso parciales. El comportamiento sísmico global se obtendrá entonces como la suma de la contribución de cada macroelemento presente en la estructura. Augusti et al. (2001) hace distinciones entre los diferentes macroelementos calificando de críticos a aquellos cuyo colapso implican la destrucción de todo el edificio, y de no críticos a los que su colapso no necesariamente conlleva a la destrucción de toda la estructura.

4.6 División de una iglesia en macroelementos

Las iglesias resultan particularmente vulnerables durante el sismo: el hecho de que estén constituidas de un único gran espacio, sin paredes verticales de unión o horizontales intermedias, junto al hecho de que los muros no necesariamente gozan

de una buena unión recíproca, hacen que resulten no enlazados. Al momento del sismo, cada elemento tiende a vibrar automáticamente respecto a los otros elementos, con su propia frecuencia de vibración (demostrado en los numerosos colapsos parciales que se verifican en las iglesias), por esto las verificaciones sísmicas para el caso de edificios de iglesias con estructuras de fábrica se pueden efectuar por macroelementos.

Sobre la base de los daños observados en las iglesias tras un seísmo y para caracterizar mejor el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras Doglioni *et al.* (1994) considera que las iglesias están formadas por elementos arquitectónicos repetitivos caracterizados por tener una respuesta sísmica que es autónoma del resto del edificio. Dichos elementos son llamados *macroelementos* y se muestran en la Figura 88. Los macroelementos que consideraron fueron:

- A) Fachada
- B) Pared lateral
- C) Capilla lateral
- D) Arco triunfal
- E) Ábside
- F) Torre campanario

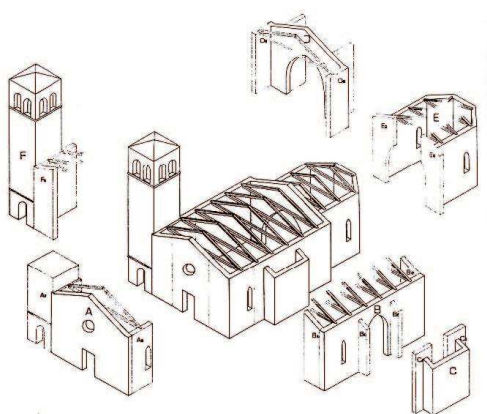


Figura 88. División de una iglesia en macroelementos (Doglioni et al., 1994).

La subdivisión de la iglesia en macroelementos (Figura 89) consiste en la identificación de elementos arquitectónicos caracterizados por un cierto comportamiento sísmico, casi independientemente de la resto de la estructura: a) modelo de la iglesia completa; b) macroelemento fachada; c) macroelemento torre de campanario; d) macroelemento nave; e) macroelemento ábside; f) macroelemento cúpula.

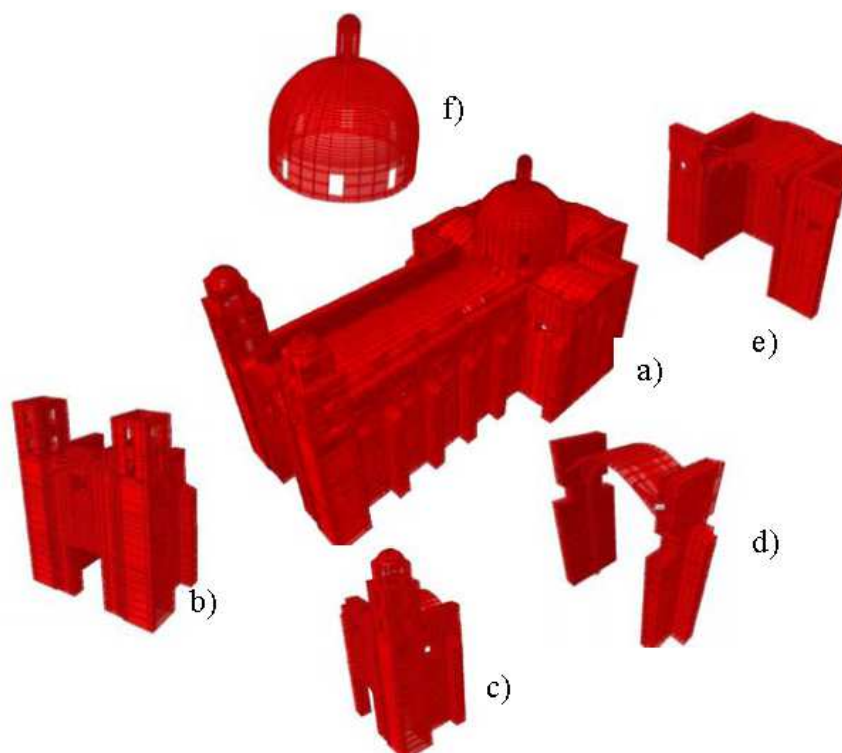


Figura 89. Macroelementos típicos de una iglesia en forma de cruz latina según Peña (2010).

Después de un terremoto, es el mejor momento para evaluar, analizar y comprender el daño en los edificios históricos de mampostería, causadas por el comportamiento sísmico con la ayuda de las inspecciones de campo es después de un terremoto. Desde aquí es posible determinar un marco de mecanismos de colapso tomándose como mejor opción su estudio a través de los macroelementos.

Esta metodología se basa en la investigación posterior al terremoto de Umbria y Marche (Italia) en 1997 de las antiguas iglesias, que se llevaron a cabo por Sergio Lagomarsino (1998). A partir de la observación del comportamiento estructural evaluó las iglesias con una metodología de daños sísmicos utilizando 16 indicadores de daño en las iglesias (Figura 90), cada uno representativo de un posible mecanismo de colapso para un macroelemento:

1. Vuelco de la fachada
2. Daño en el frontón de la fachada
3. Mecanismo de cortante en la fachada
4. Vibración transversal de la nave
5. Arco triunfal
6. Bóvedas de la nave
7. Empuje de la cubierta
8. Cúpula o cimborio

9. Vuelco del ábside
10. Bóvedas en el presbiterio o en el ábside
11. Vuelco de muros extremos
12. Falta de continuidad en muros
13. Falla por cortante en muros
14. Torre campanario
15. Campanario
16. Vuelco de espadañas o chapiteles

El método no se basa en la evaluación numérica del daño sino en una interpretación subjetiva del mismo a través de los indicadores, los cuales incluyen los modos de falla más recurrentes. Para establecer el estado del macroelemento, se identifica el tipo y nivel de daño, el cual se escala de acuerdo con el fallo parcial o total más probable del macroelemento y se le da un valor de 0 a 1; 0 indica que no hay daño y 1 significa fallo. Para conocer el estado global de la iglesia se promedian los índices de todos los macroelementos.

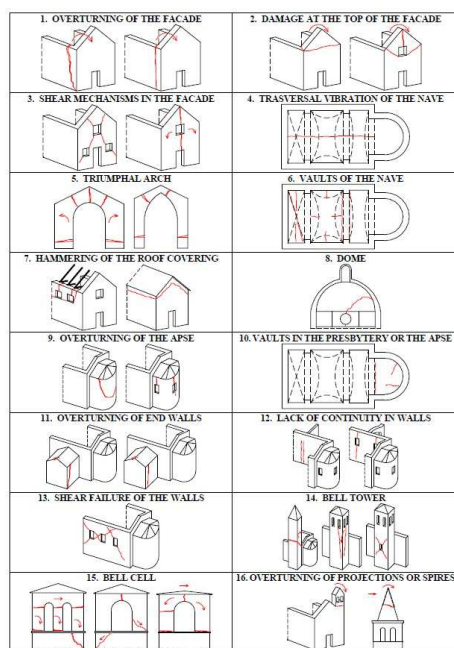


Figura 90. Tabla de mecanismos de daño en los *macroelementos* de las iglesias (Lagomarsino,1998).

En Portugal, en otras investigaciones, Guerreiro et al. (2000) también utilizaron el concepto de macroelemento para analizar los daños de las iglesias de las islas Azores ocasionados por el sismo del 9 de julio de 1998. El terremoto de magnitud 6,2 en la escala Richter, se registró en casi todas las islas del archipiélago, pero con daños estructurales principalmente en las islas de Faial y Pico.

El estudio realizado se basó en la observación de los daños in situ en 30 iglesias con el objetivo de describir e interpretar los daños sufridos por este tipo de estructuras de mampostería no reforzada. Los modos de daños y posibles mecanismos de colapso se identificaron a todas las iglesias y el nivel de daño de cada una de ellas se cuantificaron sobre la base de un conjunto de indicadores. El daño observado fue correlacionado con la tipología estructural, con la calidad de la construcción y con las intervenciones anteriores realizadas en las iglesias.

La observación de las diferentes construcciones permitió la identificación clara de los patrones típicos de daño estructural y se identificaron algunos mecanismos de colapso potenciales adicionales que no se encontraban dentro de los 16 indicadores de daño en las iglesias propuestos por Lagomarsino (1998), completando la tabla hasta los 20 mecanismos.

Estos mecanismos complementarios de colapso serían:

- 17 – Movimiento de los arcos transversales. En iglesias con más de una nave.
- 18 – Movimiento de los muros exteriores fuera del plano.
- 19 – Movimiento de los arcos longitudinales. En iglesias con más de una nave.
- 20 – Caída de los elementos decorativos de la fachada. Aunque este ejemplo de daño podría no ser considerado como un mecanismo de colapso, se reveló lo suficientemente importante ya que puede causar graves daños a otros elementos estructurales, como las cubiertas e incluso lesiones a personas.

Después del terremoto de Molise del año 2002 se introdujo una nueva metodología para valorar las iglesias dañadas por el sismo (Lagomarsino et al, 2004). El nuevo método amplía el número de mecanismos de daño de 16 a 28. Los mecanismos originales se han incrementado a 28, permitiendo incluso el análisis de las iglesias grandes y complejas con un nivel adecuado de exactitud. Un ejemplo está representado por los mecanismos de colapso de la cubierta, que, en la anterior versión, se agruparon. La diversificación en tres mecanismos diferentes permite identificar y catalogar las características de construcción con mayor precisión.

En la tabla siguiente se indica la lista de los mecanismos de daño considerados, en los diferentes macroelementos de una iglesia.

Macroelemento	Mecanismo de daño
Fachada	1. Vuelco de la fachada
	2. Mecanismo en el frontón de la fachada
	3. Mecanismo en el plano de la fachada
	4. Porche – Atrio
Nave	5. Respuesta transversal de la nave
	6. Mecanismo de corte en las paredes laterales (respuesta longitudinal)
	7. Respuesta longitudinal de la columnata
	8. Bóvedas de la nave central
	9. Bóvedas de la nave lateral
Crucero	10. Vuelco de las paredes del final del crucero
	11. Mecanismo de corte en las paredes del crucero
	12. Bóvedas del crucero
Arco	13. Arcos fajones
Ábside	14. Cúpula – Tambor
	15. Linternas
	16. Vuelco del ábside
	17. Mecanismo de corte del presbiterio o del ábside
	18. Bóveda del presbiterio o del ábside.
Cubierta	19. Elemento de cubierta: muro lateral de la nave.
	20. Elemento de cubierta: crucero.
	21. Elemento de cubierta: ábside.
Capilla y cuerpo anexo	22. Vuelco de la capilla
	23. Mecanismo de corte de la capilla.
	24. Bóveda de la capilla.
	25. Interacción por proximidad de irregularidades en plano-altura
	26. Chapiteles (agujas, espadañas, pináculos, estatuas)
Torre campanario y	27. Torre campanario
	28. Campanario

Estos trabajos se han incorporado a la normativa italiana sobre seguridad estructural. La preocupación específica de todos los agentes italianos implicados sobre la regulación normativa de la protección de personas y patrimonio construido frente a las acciones sísmicas ha sido una constante desde el terremoto de Irpinia de 1980. Desde entonces, se han ido sucediendo un buen número de normativas de obligado cumplimiento, acompañadas de recomendaciones de todo tipo, que, en realidad, no han sido efectivas en cuanto a la conservación del patrimonio cultural, hasta el año 2011, momento en el que se publicaron las *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008)*⁵. Es una guía que, a partir de la aceptación oficial de que las normativas generales no son aplicables al patrimonio cultural, recomienda procedimientos tanto para el diagnóstico como para la intervención (González, 2013).

Las Linee Guida proponen tres niveles de evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Para el nivel 1, vulnerabilidad del patrimonio cultural a escala territorial, desarrolla un tratamiento de evaluaciones por tipos del edificio. Los tipos evaluados son los siguientes:

Palacios, villas y otras estructuras con paredes de carga y elementos horizontales intermedios; iglesias, lugares de culto y otras estructuras con grandes naves sin elementos horizontales intermedios; torres, campanarios y otras estructuras con el predominante desarrollo vertical; puentes en obra de fábrica, arcos triunfales y otras estructuras de arco o bóveda.

⁵ Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008, (G. U. 26 febbraio 2011 n. 47).

Sobre el tipo eclesial indica que el análisis sistemático de los daños sufridos por las iglesias en los últimos decenios ha evidenciado cómo su comportamiento sísmico puede ser interpretado a través de su descomposición en porciones arquitectónicas, denominadas macroelementos, caracterizadas por una respuesta estructural autónoma respecto a la iglesia en su conjunto (fachada, aula, ábside, campanario, cúpula, arco triunfal, etc.). En su anejo B aparecen 28 tipos de colapso para el estudio de los daños y de la vulnerabilidad sísmica de las iglesias.

En Portugal, Magalhães et al. (2010) estudian la vulnerabilidad sísmica dieciséis iglesias afectadas por el terremoto de 9 de julio de 1998 en las Azores, basado en la metodología italiana, como se propone en Linee Guida per la Valutazione y Riduzione del rischio Sísmica del Culturale Patrimonio y lo 28 mecanismos de daño. Añaden un mecanismo 29, el coro alto, que en estas iglesias es una estructura, por lo general de madera, situado en la entrada de la iglesia, formando un segundo nivel, que a veces lleva a los campanarios. Así, este macroelemento constituye un diafragma horizontal, con una cierta rigidez, que depende de los materiales que lo constituyen. La observación de varios daños asociados a este macroelemento llevó a la introducción de un nuevo mecanismo de daño, en este caso, debido al daño resultante de su interacción con el resto de la estructura, tales como paredes laterales, los arcos de soporte o incluso la interacción con la fachada.

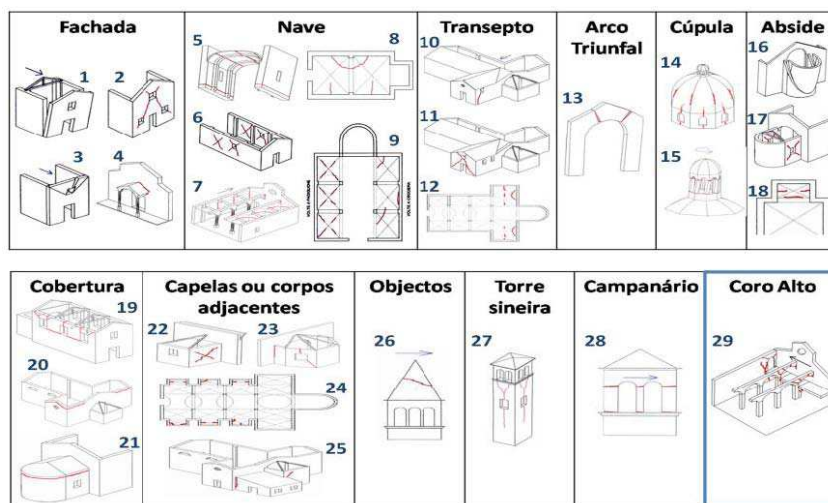


Figura 91. Mecanismos de daños adaptado de la Linee Guida (Magalhães et al., 2010)

4.7 Formas de vulnerabilidad específica de las iglesias.

Para proponer un adecuado esquema de rehabilitación se debe comprender cuál fue el comportamiento que originó cada tipo de daño, las opciones que se tienen para contrarrestar ese efecto mediante su reparación y refuerzo y cómo afectará esa reparación al comportamiento general de la estructura en futuros eventos.

Los edificios históricos son en su mayoría muy pesados, lo cual genera fuerzas de inercia elevadas, ya que se derivan del producto de la masa por la aceleración. También estos edificios son muy rígidos, lo que hace que la frecuencia fundamental de vibrar, que es normalmente entre 0,1 y 0,4Hz, se encuentre en el intervalo donde se ubican las frecuencias dominantes de los sismos de epicentros cercanos. Por estas razones las aceleraciones que se inducen en estos edificios son muy elevadas y los daños llegan a ser considerables (Meli, 1998).

Durante un sismo, la cimentación del edificio, tiende a seguir el movimiento del terreno y, por efectos de inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada y a seguir el movimiento de la base. Estas fuerzas de inercia que se generan, ponen en peligro la seguridad de la estructura. El movimiento del terreno es complejo; pero se puede visualizar por sus tres componentes ortogonales, dos horizontales y uno vertical, es decir, genera vibraciones horizontales y verticales. Las horizontales son las más críticas y por ello, las empleadas en los cálculos estructurales. Por otro lado, el efecto conjunto del movimiento horizontal y vertical puede ser crítico en construcciones de mampostería cuya estabilidad se basa en la acción equilibrante del peso propio ante los empujes laterales. Las aceleraciones verticales del movimiento del terreno producen fuerzas de inercia verticales que actúan aumentando o disminuyendo las fuerzas de gravedad.

Las fuerzas de inercia que se generan por vibración del edificio se transmiten a través de la estructura, siguiendo trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. La eficiencia de una estructura en cuanto a, su comportamiento sísmico depende de su capacidad para canalizar las fuerzas de inercia hacia elementos idóneos para resistirlas, sin que se produzcan concentraciones de esfuerzos en zonas débiles. Finalmente, el sistema estructural debe llevar las fuerzas de inercia hacia la cimentación y el terreno sobre la que ésta se apoya.

Cuando el terreno se mueve en razón de un sismo, el edificio se resiste, por inercia, a ser desplazado, lo cual equivale a que se introduzcan en éste, fuerzas que son proporcionales a la masa del edificio y a la aceleración del movimiento.

Cuando las fuerzas de inercia verticales actúan en sentido contrario a las de gravedad, disminuye la capacidad del contrafuerte para oponerse al momento de volteo producido por el empuje estático de la bóveda (F), por el empuje de la misma bóveda debido a las fuerzas sísmicas ($H1$), y por las fuerzas de inercia horizontales originadas por la propia masa del contrafuerte ($H1$) (Figura 92).

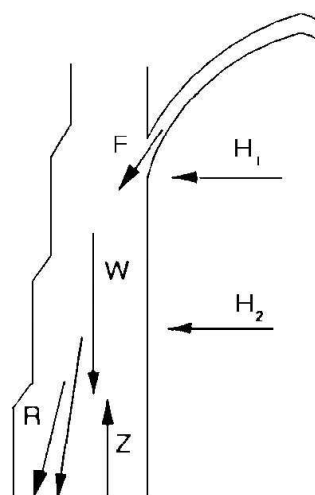


Figura 92. Fuerzas debidas al movimiento vertical del terreno

Cuando actúan hacia arriba, reducen el efecto de las fuerzas debidas a la gravedad que, en la mampostería, son generalmente favorables a la resistencia ante cargas horizontales. Los movimientos en el terreno se amplifican en forma importante por la vibración de la estructura, de modo que las aceleraciones en la misma, llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de los edificios y de la relación entre el periodo natural de la estructura y el periodo dominante del movimiento del terreno (Aguilar, 2012).

Cuando el movimiento del terreno es lento, como el caso de suelos blandos, las estructuras que se excitan más son las altas y flexibles. Pero cuando el movimiento es muy rápido, o sea de alta frecuencia, los efectos más desfavorables son para los edificios bajos y rígidos, como es el caso de la mayoría de los edificios históricos (Aguilar, 2012).

Una propiedad muy importante en los edificios para reducir la amplificación del movimiento del terreno, es el amortiguamiento. Los edificios modernos debido al tipo de material y a la conexión en sus elementos, presentan un amortiguamiento relativamente bajo. Sin embargo, para limitar la amplificación de la vibración sísmica, cuentan principalmente con su capacidad de mantener la resistencia ante grandes deformaciones. A esta capacidad se le conoce como ductilidad. Los edificios antiguos, suelen tener poca ductilidad, presentando comportamiento frágil, fallando de manera rápida al alcanzar su capacidad resistente a deformaciones laterales. Sin embargo cuentan con un amortiguamiento mayor comparado con los edificios modernos (Aguilar, 2012).

Un inconveniente muy grande que presenta la mampostería, es su incapacidad de transmitir fuerzas de tensión y momentos flexionantes entre sus elementos estructurales debido a las características de sus uniones que actúan comúnmente

como apoyos simples. Esto impide una canalización adecuada de las fuerzas de inercia que se generan en los sismos.

Gracias a la existencia de abundantes muros de gran espesor y de contrafuertes en las dos direcciones, muchos edificios de este tipo, han soportado exitosamente fuertes sismos a lo largo de los siglos.

Los edificios históricos de fábrica fueron estructurados como sistemas de gravedad en los cuales la acción interna y las acciones externas se transmiten por esfuerzos de compresión hacia la base del edificio. El principal problema al que se enfrentan este tipo de estructuras es la aparición de esfuerzos de tensión y cortante, ya que estas resistencias son bajas en comparación con la resistencia a compresión. Cuando actúan en la estructura fuerzas sísmicas es inevitable que aparezcan esfuerzos de tensión y cortante en algunas zonas de los elementos, estructurales y no estructurales, lo cual produce grietas en la mampostería. El agrietamiento en un elemento no necesariamente significa que esté dañado, en ocasiones, sólo hubo un reacomodo de los materiales constitutivos, debido a una nueva distribución de los esfuerzos. Las grietas que se forman ayudan a disipar la energía introducida a la estructura a través del sismo, pero conforme éstas crecen y se propagan, causan problemas de estabilidad en los elementos que conforman al edificio, llevándolas eventualmente al colapso. La incapacidad de transmitir fuerzas de tensión o momentos flexionantes significativos entre uno y otro elemento no permite canalizar las fuerzas de inercia que se generan en los sismos a los elementos más idóneos para resistirlas (Martínez, 2011).

El comportamiento sísmico de estas estructuras históricas de fábrica se puede comprender por las características que presentan sus daños y los mecanismos de colapso de estos edificios. En éstos, los diferentes elementos que los componen (fachada, ábside, torres, etc.), tienen patrones típicos en su forma de trabajar cuando son sometidos a fuerzas laterales severas (Martínez, 2011).

La respuesta dinámica de una estructura ante una excitación externa como lo es el sismo, está definida por la relación de masa y rigidez de dicha estructura. La masa permanece constante durante la ocurrencia de un sismo, sin embargo en el caso de los edificios históricos el cambio en el valor de la rigidez es muy significativo, dado que aún con pequeñas deformaciones ya se presentan agrietamientos que constituyen una reducción en la sección neta del muro (De la Torre et al., 2004).

Los muros de una nave de una iglesia trabajan por gravedad y la fuerza sísmica tratando de voltearlo mediante empuje, mientras que el peso propio del mismo y el peso de la cubierta tienden a estabilizarlo. Esto provoca una distribución de esfuerzos variables, como la mostrada en la Figura 93 (De la Torre et al., 2004).

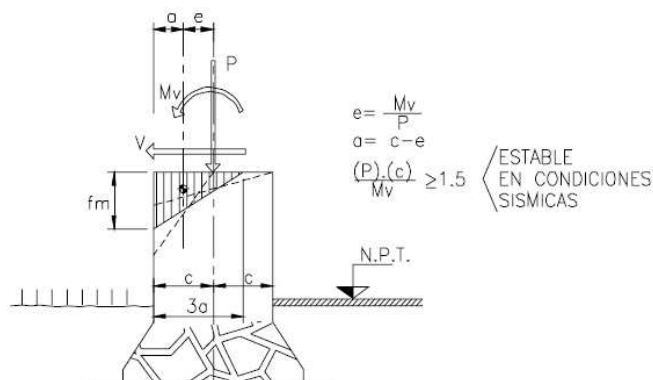


Figura 93. Esfuerzos y estabilidad de muros en naves de edificios históricos (De la Torre et al., 2004).

Las presiones se pueden distribuir de manera que la sección neta que estará trabajando puede ser incluso la mitad de la sección original (Figura 94), con lo que el muro sufre variaciones de rigidez muy significativas. A partir de esto es evidente que el alto grado de agrietamiento que se presenta en las secciones de mampostería durante sismos intensos, se traduce en niveles de amortiguamiento que evidentemente no serían detectados con estudios de vibraciones ambientales, por lo que será necesario instrumentar inmuebles de manera permanente para poder ratificar o rectificar estas hipótesis (De la Torre et al., 2004).

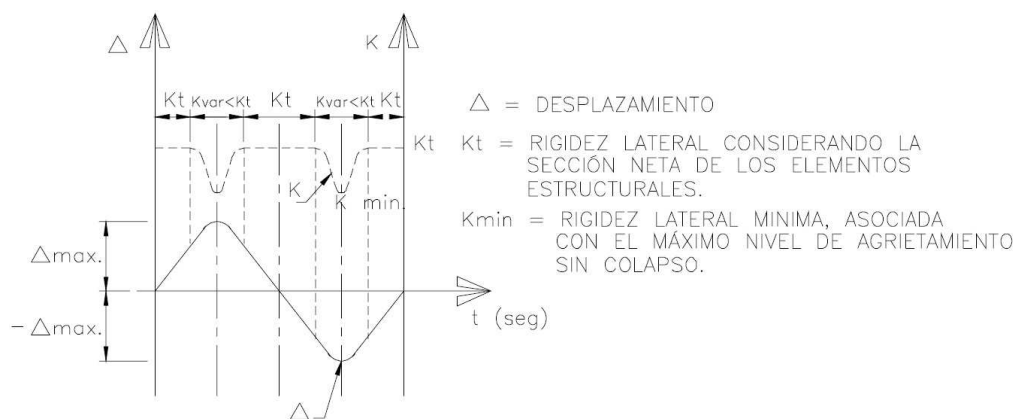


Figura 94. Hipótesis de comportamiento dinámico (De la Torre et al., 2004).

Los elementos más vulnerables ante los efectos sísmicos que se presentan en este tipo de construcciones son los arcos, bóvedas, cúpulas, torres, campanarios y contrafuertes. Los problemas de cimentación o de capacidad de carga del suelo no suelen ser un problema ante este tipo de cargas. La naturaleza de estos daños depende de muchas variables tales como la presencia de conectores en los muros, el estado de deterioro, el tipo de suelo o las características de la acción sísmica (incluyendo el efecto de componentes verticales).

4.8 Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio histórico.

Los terremotos representan una de las principales causas de lesiones graves y pérdida del patrimonio histórico y arquitectónico. Cualquier intervención de rehabilitación de estos edificios debe partir de una cuidadosa revisión y el análisis de la vulnerabilidad sísmica, con el fin de desarrollar, si es necesario, las estrategias de restauración y mejoramiento sísmico estructural apropiadas.

Históricamente, los terremotos representan una causa importante de daño grave y la pérdida de patrimonio histórico y arquitectónico. La necesidad de proteger estas construcciones implica la comprensión y análisis de su vulnerabilidad sísmica.

Para ello se propone un método para el diagnóstico y el registro del grado de daño en los edificios que forman parte del patrimonio histórico artístico, en especial de las iglesias, después de la ocurrencia de un terremoto, que sirva para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones.

El daño presenta generalmente dos tipos de manifestaciones visibles: las lesiones y la deformación (cambios en la disposición geométrica). Las lesiones se manifiestan como pérdida de la continuidad de la estructura muraria con separaciones entre zonas. También se puede observar descohesión, ondulaciones y desprendimientos del revestimiento o, en los casos de mayor gravedad, el colapso. Las lesiones se analizan por su trazado y por su amplitud y caracterización; la magnitud y la dirección de desplazamiento relativo de las dos zonas en diferentes partes de la lesión son esenciales para la comprensión de la inestabilidad.

Se hace especial énfasis en el análisis de los daños observados en los edificios históricos afectadas por el terremoto del 11 de mayo de 2011 en Lorca, de donde se extraen los mecanismos de daños. Con el trabajo se pretende contribuir a una sistematización de la inspección y registro de la información relativa a las iglesias, para apoyar las posteriores estrategias de intervención o la reducción del riesgo sísmico en estas estructuras. El rico patrimonio cultural arquitectónico de Lorca ha registrado las deformaciones producidas por el terremoto, las cuales han permitido estudiar su deformación. Estos resultados servirán para poder extrapolar estas metodologías a otros edificios históricos, afectados por terremotos en el pasado, o bien para estudiar su posible comportamiento ante un terremoto futuro.

La evaluación de la vulnerabilidad y el daño observado en las iglesias de Lorca afectadas por el terremoto de 2011, se basa en una metodología que identifica mecanismos de daño asociados con el comportamiento de los diferentes macroelementos que constituyen la iglesia, antes de la acción sísmica. El comportamiento sísmico de las macroelementos, los mecanismos de daño y el colapso

de este tipo de estructuras dependen de parámetros tales como las características constructivas y su geometría.

La ventaja de los elementos que utilizan macroelementos para representar estructuras de fábrica radica en que éstos se caracterizan por tener un bajo número de incógnitas, con lo cual, los procedimientos empleados para describir la respuesta de un muro de fábrica en su plano hasta alcanzar su colapso son relativamente simples. En este estudio no utilizaremos métodos de cálculo, centrándonos en análisis de respuestas gráficas, con el fin de estudiar y prevenir el efecto de los sismos en los edificios históricos.

El proceso de análisis se realiza con la determinación de las subdivisiones o partes constitutivas denominadas macroelementos, el análisis de modo independiente para cada uno de ellos, la descripción de los daños observados en cada uno de los elementos y la descripción del esquema de mecanismo que muestra los esfuerzos y elementos de desequilibrio.

Se pretende conseguir una tabla general de los mecanismos de daño de las iglesias agrupados por macroelementos y luego los mecanismos de daño se describen de forma individual con los esquemas de interpretación del mecanismo.

4.8.1 Identificación de los macroelementos

Los macroelementos de las iglesias que se van a tener en cuenta son los más frecuentes en el caso de Lorca y son los siguientes: Fachada, muro lateral, nave, torre, campanario, espadaña, arco, bóveda y cúpula. Se realizará una tabla general de los mecanismos de daños en las iglesias agrupados por macroelementos y sobre la base de ello se realiza un enfoque metodológico que se basa en la capacidad de predecir el futuro comportamiento sísmico de una estructura, por analogía con el comportamiento real observado en casos similares.

Entre los macroelementos existentes, la fachada es en el que la interpretación de los mecanismos es más fácil de evaluar porque su comportamiento es más extenso y los patrones de daños se prestan a esquematizaciones más sencillas. Los mecanismos de daño en la fachada están condicionados de manera significativa por la presencia, tamaño y disposición de las aberturas (ventanas, rosetones, etc.), el arriostramiento con los muros laterales y los fenómenos de interacción dinámica con otro macroelemento como las torres adyacentes a la fachada.

Para los muros laterales y los muros de la nave una clasificación tipológica es más complicada, ya que este macroelemento, además de la variabilidad inherente a sus características típicas, añade la que se deriva de las posibles conexiones con otras partes del edificio tales como capillas, sacristías y construcciones urbanas adosadas en sus medianeras. Este macroelemento tiene interacciones particularmente

significativas con la cubierta, ya que es en la pared lateral donde se transfieren las cargas sísmicas generadas por el techo, que representan una causa que contribuye muy significativamente a activar o agravar los mecanismos de la pared lateral. Las cubiertas no se han tenido en cuenta como un macroelemento propio sino como estructuras que están dañadas por la activación de los mecanismos de los elementos estructurales con los que están relacionados como los muros y las bóvedas.

Con respecto a las torres campanarios se distinguen en dos macroelementos. Torre y campanario se estudian como elementos separados aunque con interacción mutua.

El macroelemento espadaña presenta características como su gran esbeltez y escasos recursos estructurales para resistir acciones sísmicas.

Los arcos transversales, generalmente arco de medio punto o apuntados, están conectados a los muros laterales. Entre estos también se debe considerar que el arco triunfal tiene diferentes condiciones de contorno determinadas por el contacto con el ábside. Para los arcos transversales se han considerado sólo los mecanismos en el plano pues en la dirección perpendicular están unidos a la pared lateral y la parte superior está generalmente conectado a la cubierta y estas condiciones pueden contrarrestar los mecanismos fuera del plano.

Para la bóveda se tiene en cuenta que estos elementos estructurales desarrollan su daño inducido por los mecanismos que se activan en las estructuras subyacentes, como el vuelco de las paredes en las que se apoyan. Algunos de los mecanismos que le afectan son las cargas transmitidas directamente desde la cubierta por la existencia de apoyos puntuales muy pesados. En cualquier caso, es uno de los elementos estructurales de mayor vulnerabilidad en una iglesia, y que también puede llegar a su caída y colapso total con niveles bajos de intensidad sísmica. El comportamiento sísmico está fuertemente influenciada por el tipo de arquitectura, los materiales y métodos de construcción de la bóveda.

A diferencia de otros macroelementos, la cúpula y el tambor y/o linterna están presentes en un número más reducido de iglesias. Estos macroelementos tienen la característica de encontrarse con frecuencia a alturas considerables y son elementos estructurales inadecuados para resistir acciones horizontales. Las cargas sísmicas son absorbidos por otros elementos estructurales de la iglesia como los muros de la nave central, el crucero, el ábside etc. Además de las acciones inducidas, estos macroelementos están estructuralmente en desventaja por la presencia en ellos de las superficies perforadas, que son esenciales para la iluminación de lugares de culto.

De esta forma y en relación con el análisis de los daños observados en los edificios históricos afectadas por el terremoto del 11 de mayo de 2011 en Lorca, de donde se extraen los mecanismos de daños, podríamos subdividir la Capilla del Rosario de Lorca en los macroelementos de la Figura 95.

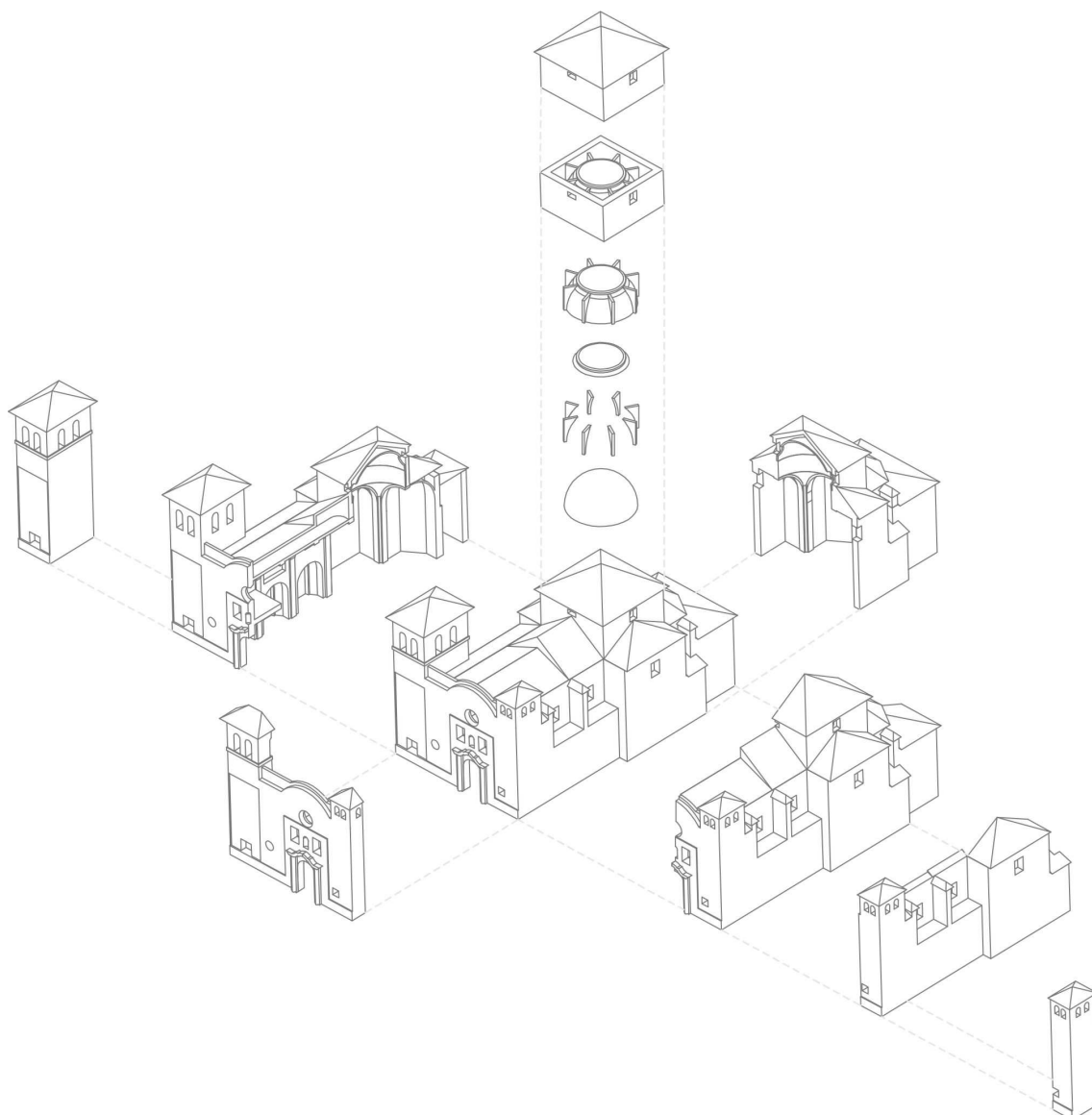


Figura 95. División en macroelementos de la capilla del rosario de Lorca. Elaboración propia.

4.8.2 Identificación de los mecanismos de daño

Los mecanismos de daño se describen de forma individual con los esquemas de interpretación del mecanismo. Por cada macroelemento han sido identificados a través de la lectura del comportamiento manifestado tras el terremoto, denominándolo mecanismos activados.

Los daños tras un sismo los identificaremos por las grietas o líneas de fractura de localización de la deformación, representando una discontinuidad en la estructura muraria. La superación de la resistencia a tracción de las fábricas debido a las acciones sísmicas origina la formación de grietas, que junto con la falta de traba por diferentes fases constructivas, transformaciones y problemas estructurales, subdividen

la estructura muraria en partes. En una estructura continua esta subdivisión en partes es convencional y está dirigida a la descripción y localización de los daños y a la observación e interpretación de los mecanismos de inestabilidad, particularmente reconocible a través de los desplazamientos relativos con respecto al macroelemento contiguo o en movimiento entre las partes del mismo macroelemento.

La existencia de grietas no supone por si misma una señal de colapso inminente e indican en todo caso la variación de las condiciones de transmisión de cargas y la adaptación geométrica de un conjunto, ante sollicitaciones inexistentes en el momento de su construcción. En el caso de las sollicitaciones aparecidas como consecuencia de un sismo, en las estructuras de fábrica, es habitual la generación de grietas. Los elementos constructivos se agrietan porque han superado sus capacidades resistentes o porque deben de adaptar su geometría a las nuevas condiciones de contorno. Si tras los movimientos sísmicos los cambios geométricos no suponen la ruina de la edificación y no se han superado las capacidades que los elementos resistentes poseían, las reparaciones deben ir destinadas a la restitución de los caminos de transmisión de esfuerzos que habían sido interrumpidos por su presencia.

Para la descripción del proceso de daños tras un sismo, se utiliza el concepto de mecanismo basado en la experiencia de los daños sufridos y la observación de los efectos de sismos en los edificios históricos. Se describe el comportamiento de una parte estructural unitaria.

La caracterización de los mecanismos de colapso consiste en identificar los mecanismos ya existentes, la interpretación del daño ocurrido y las fracturas que pueden llegar a producirse y, por tanto, la estimación de los daños y cuáles son los mecanismos de colapso que pueden producirse en el caso de eventos sísmicos futuros puesto que el comportamiento futuro puede ser estimado como la progresión del mecanismo ya activo asociado a los daños esperados. De esta forma la intervención de consolidación del elemento estructural resultará eficaz.

De esta forma se identifican los mecanismos de daño en los edificios históricos afectados por el terremoto del 11 de mayo de 2011 en Lorca, como los daños observados en la Capilla del Rosario de Lorca que se reflejan en la Figura 96:

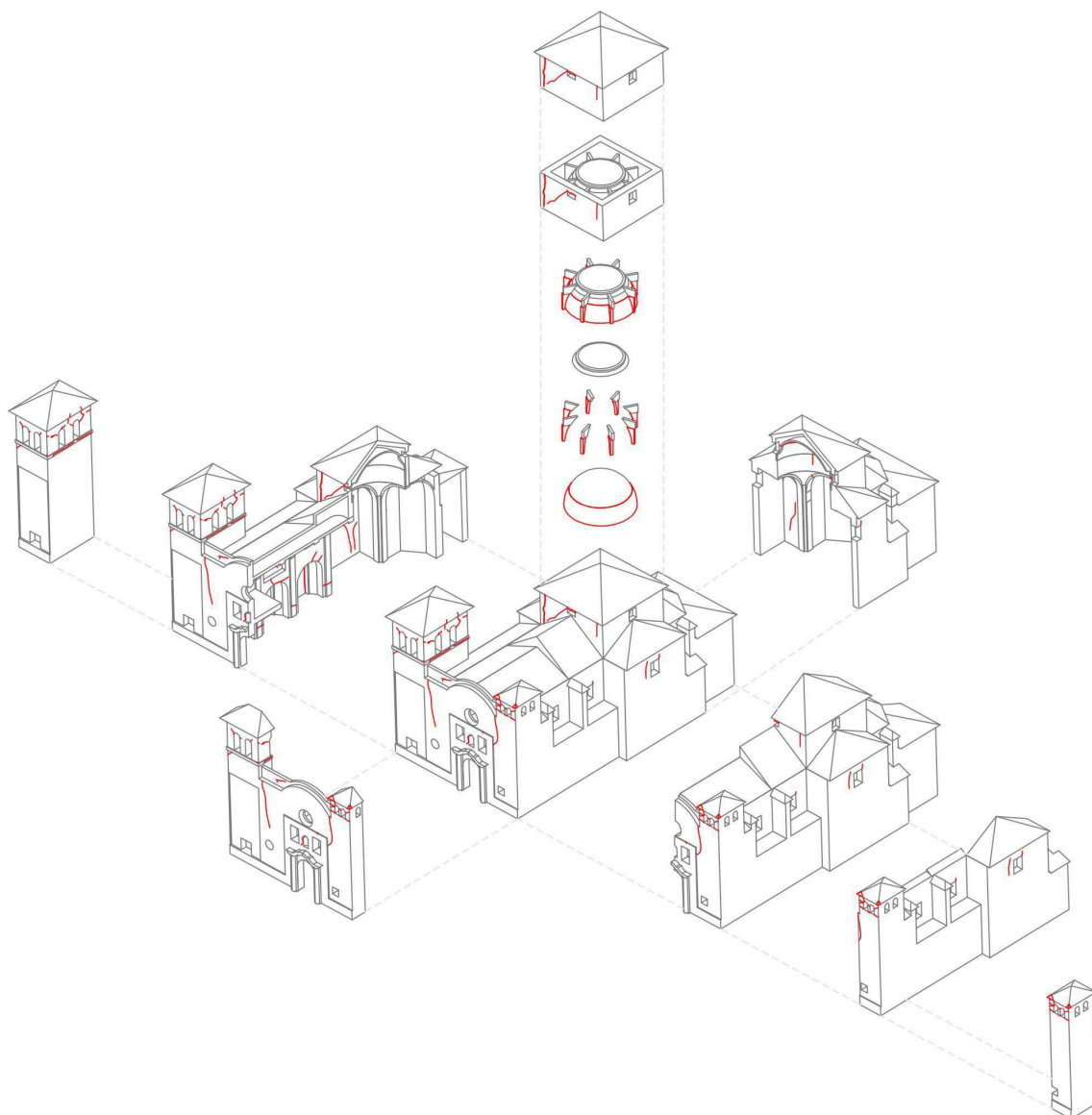


Figura 96. Capilla del Rosario. Daños observados. Elaboración propia.

4.9 El terremoto de Lorca de mayo de 2011. Daños en el patrimonio histórico.

El 11 de mayo de 2011 tuvo lugar en Lorca un terremoto que afectó sobre todo al patrimonio histórico de la ciudad. Este terremoto es un ejemplo excepcional para el estudio de daños en edificios históricos asociados al campo cercano durante un sismo.

El terremoto de Lorca fue generado por la falla de Alhama de Murcia y se caracterizó por una destacada orientación del pulso de sacudida del terreno, lo que generó la orientación de los efectos y daños en edificaciones al paso de la onda sísmica. Fue el segundo movimiento de Mw 5,2 sucedido a las 18:47 hora local el que provocó los mayores deterioros con el colapso parcial de algunos de los elementos estructurales en las edificaciones históricas. Este evento estuvo precedido por otro sismo sucedido

a las 17:05 hora local de magnitud Mw 4,6, considerado como evento precursor, que ya había producido importantes desperfectos en muchos de los edificios históricos.

El terremoto causó nueve víctimas mortales, dañó aproximadamente el 80% de las infraestructuras, se calculó 2.000 millones de euros en pérdidas y sobre todo afectó al patrimonio histórico de la ciudad clasificándose como la mayor catástrofe patrimonial de Europa en los últimos años según las autoridades.

El movimiento sísmico ha afectado y producido notables daños en construcciones y problemas en taludes e inestabilidad del terreno. Los efectos se corresponden con el grado VII de Intensidad macro-sísmica de la escala europea EMS.

Según el Instituto Geofísico Nacional IGN. Los valores máximos de aceleración de pico (PGA) registrados en Lorca, en los dos primeros terremotos (270 y 358cm/s²) son los más grandes, registrados en la península Ibérica.

Estos altos valores de aceleración pico se deben en esencia a la proximidad del terremoto (distancia al epicentro 3 Km.) y a la superficialidad del foco.

La Figura 97 muestra el espectro de respuesta del terremoto y los espectros de diseño de la Norma NCSE-02. En el gráfico se ve que la aceleración espectral máxima sobrepasa considerablemente las aceleraciones de diseño de la Norma para cualquier tipo de terreno.

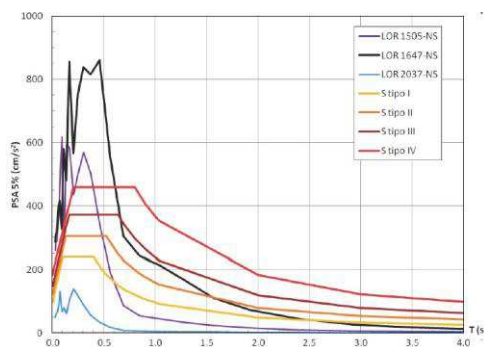


Figura 97. Espectro del terremoto y de NCSE-Lorca

El terremoto produjo afecciones en 33 edificios históricos con daños de gran cuantificación económica, afectando principalmente a lienzos, puertas y torres de muralla, y a iglesias y conventos que sufrieron daños en las bóvedas, cúpulas, cimborrios, arcos, cubiertas, tejadillos, arbotantes y contrafuertes, así como rotaciones y pérdidas de equilibrio en pináculos y elementos decorativos de coronación.

Se produjeron inestabilidades geotécnicas en la falda norte del cerro del castillo; muralla (XII-XIV), colapso y desmoronamientos de tramos exteriores; Torre del Espolón, fractura y desplazamiento de su posición, desmoronándose la tercera parte

de su altura y desapareciendo su perfil original; Porche de San Antonio (XIII-XIV): deriva de un muro de carga y fracturas en el almenado; Colegiata de San Patricio, derrumbe de pináculos y capitales de piedra caliza.

Las Iglesias han sido las edificaciones patrimoniales más afectadas, sobre todo las torres y elementos como arcos, bóvedas, cúpulas y cubiertas. La mayoría de éstas han resultado gravemente afectadas, llegando a colapsar en el segundo terremoto los campanarios de San Diego y la Virgen de las Huertas. También quedaron muy dañados las de la capilla del Rosario (demolida), San Francisco, Santiago, San Juan y Santa María, que necesitaron medidas provisionales de urgencia que impidieran su desplome con las réplicas. Sin riesgo de colapso, pero con grietas, quedaron las torres de San Mateo, San Cristóbal, Santa María, Nuestra Señora del Carmen y San Pedro.

Las 13 iglesias parroquiales de Lorca presentaron daños estructurales de gravedad y situación de ruina, que obligaron a su cierre: Santiago (XVIII), cúpula, crucero y coro derrumbados, afectando también a un edificio colindante; San Francisco (XVII), cúpula seriamente dañada; Carmen (XVIII), cúpula muy dañada; San Diego, campanario fracturado y desplazado; Santo Domingo, cúpula que giró sobre sí misma, destrozando los frescos; San Mateo, parte de la fachada desprendida sobre el atrio; Nuestra Señora del Rosario, desplazamiento lateral de la cúpula tras ser seccionada; San Pedro de las Huertas, daños en el techo; Ermita de San Clemente; Monasterio de Clarisas (XVII), derrumbe de muros, y Convento de la Virgen de las Huertas (XVII).

Los daños producidos por la serie sísmica de 2011 son una demostración de la vulnerabilidad de los edificios históricos frente a las acciones sísmicas. El reconocimiento y estudio de los efectos de un terremoto a posteriori, es fundamental para entender cómo se comportarán y prevenir sus consecuencias en terremotos futuros. Este hecho cobra mayor importancia en países en los que los períodos de retorno de los terremotos exceden el registro instrumental, como es el caso de España. De esta forma, en España los terremotos ocurren después de largos períodos de tiempo, lo que hace que no se puedan estudiar sólo con el registro instrumental de las últimas décadas, sino que haya que recurrir a los efectos de los terremotos en el pasado para poder completar el catálogo sísmico y ofrecer una idea de la peligrosidad más real y fiable.

Este terremoto se ha convertido en un ejemplo excepcional para el estudio de efectos asociados al campo cercano durante un sismo, ya que nos va a permitir permite correlacionar los efectos y el daño en el patrimonio histórico de la ciudad con los parámetros instrumentales del terremoto.

Se han analizado los edificios del patrimonio histórico más significativos de la ciudad a partir de valoración de los daños "in situ" y del análisis de diferentes tipos de datos recogidos en diversos informes (datos arquitectónicos, históricos, de daños y medidas de rehabilitación o reconstrucción).

De esta forma se identifican los mecanismos de daño en los edificios históricos afectados por el terremoto producidos en los macroelementos más frecuentes, se describen de manera individual y se realizan esquemas gráficos de interpretación, como metodología para la predicción el comportamiento sísmico futuro de un elemento por analogía con el comportamiento real encontrado en casos similares y como un paso indispensable para la restauración adecuada. El análisis de los daños causados por un sismo en cada elemento estructural evidencia daños característicos y recurrentes, cuyo estudio permite plantear hipótesis de comportamiento futuro de dichas estructuras frente a un movimiento sísmico.

CAPÍTULO 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 Fachada

El macroelemento fachada está constituido por el muro de fachada y la zona de conexión con los muros laterales. El elemento de fachada varía mucho de una iglesia a otra, ya sea por la forma, por los elementos adyacentes, la distribución de las aberturas, la discontinuidad en la mampostería, las variaciones de altura de la nave central con las laterales en el caso de iglesias con tres naves y a la presencia de la torre campanario. La presencia de estos elementos distintivos entre los diferentes tipos de fachada influye en los mecanismos de daño y la distribución de las lesiones dentro del macroelemento.

La debilidad principal de la fábrica consiste en su muy baja resistencia a tracción, de la que deriva la imposibilidad de realizar uniones efectivas entre los distintos elementos estructurales. La incapacidad de transmitir fuerzas de tensión o momentos flexionantes significativos entre uno y otro elemento, no permite canalizar adecuadamente las fuerzas de inercia que se generan en los sismos, a los elementos más idóneos para resistirlas.

Los sistemas estructurales básicos de las estructuras de fábrica son eficientes para resistir las cargas gravitacionales que se transmiten esencialmente por apoyo directo a través de fuerzas axiales de compresión; pero no lo son para transmitir las fuerzas de inercia, que pueden actuar en uno u otro sentido y que pueden generar fuerzas de tensión entre dos elementos.

La fachada principal de una iglesia se configura como un muro alto y pesado con escasa conexión con el resto de la nave del templo. Los problemas que se derivan de la falta de continuidad entre los elementos se dan en las fachadas de las iglesias. La conexión de la fachada con el resto del edificio es débil ante fuerzas que tienden a separar las dos partes, debido a la baja resistencia en tensión de la mampostería. Durante un sismo se generan fuerzas de inercia muy elevadas en dirección perpendicular al plano de dicha fachada. Sin embargo, la fuerza de inercia podría ser resistida eficazmente por los muros longitudinales del edificio, sí existiera capacidad para transmitir fuerzas de tensión entre ella y la fachada; al no ser así, ésta se separa del resto del edificio y vibra como un muro en voladizo que está propenso al vuelco hacia afuera.

La fachada de una iglesia, ante acciones sísmicas importantes, se mueve de manera diferente que la nave principal (movimientos en su plano y fuera de éste) y tiende a separarse, generando grietas verticales e inclinadas importantes en la zona de unión de estos dos elementos

También se producen grietas alrededor de los huecos que atraviesan las claves de las aberturas, como la ventana del coro y la portada de acceso principal a la nave principal de la iglesia.

El daño en las fachadas puede presentar las siguientes lesiones.

- Fallos fuera del plano. Este tipo de fallo es bastante común en las estructuras de fábrica, incluso para movimientos sísmicos de magnitud moderada. Se produce por la falta de anclaje con los muros laterales. El fallo fuera del plano puede llevar al colapso total de la estructura.



Figura 98. Fallo por separación producido por fuerzas de inercia perpendiculares al plano del muro.

El vuelco del muro se debe a la componente de la fuerza ortogonal a dicho muro. El colapso no depende de la resistencia del muro, sino sólo del equilibrio condicionado por el arriostramiento y por la presencia de elementos de empuje como son las bóvedas y la cubierta. A falta de unión efectiva el muro opone una escasa resistencia al vuelco.

Este tipo de daño puede llegar a producir el colapso de un edificio y se debe al vuelco de los muros en ausencia de uniones que contrarresten las acciones horizontales generadas por el sismo. Este tipo de colapso está acompañado por la pérdida de apoyo de los elementos estructurales horizontales o de cubierta.

- Fallos en el plano. Los fallos en el plano pueden producirse por esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, dependiendo de la relación entre longitud y altura de los elementos de fábrica. Por lo tanto, para valores bajos de esta relación el fallo se produce por flexión y para valores medios, el fallo se produce por cortante.

La fractura del muro en su plano debido a las acciones paralelas al mismo depende directamente de la fuerza mecánica de la pared, y en pocas ocasiones es responsable del colapso completo del edificio. La "ductilidad" del muro permite a las zonas de muro dañadas en cizalla transmitir la carga incluso con importantes lesiones.

- Fallos en el plano por cortante. Se trata de un tipo de agrietamiento en doble diagonal en forma de cruz (X), que puede presentarse en diferentes partes de la estructura. Este tipo de fallo es una de las principales causas del colapso de las

estructuras de fábrica, cuando las grietas se forman en los muros del sistema resistente de cargas laterales, debido a que no existe la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio y, por lo tanto, las fuerzas inducidas por el sismo exceden la resistencia a cortante. Cuando el tamaño de estas grietas llega a ser excesivo, la resistencia y la rigidez de los muros se degradan rápidamente, debido a que no existe un refuerzo que controle el tamaño de las grietas y la estructura falla de forma frágil. Para grietas pequeñas y poco profundas, el sistema resistente de cargas verticales no se ve comprometido y la estructura continua siendo estable.

Este tipo de agrietamiento en forma de cruz de San Andrés o (X), también se produce en las fachadas de los edificios de fábrica que tienen un gran número de ventanas y puertas. En este caso, las grietas se forman en la parte del muro que está limitada por estas aberturas o directamente sobre los dinteles.

- Fallos en el plano por flexión. Las grietas producidas por esfuerzos excesivos de flexión, son generalmente horizontales y se forman en la parte superior e inferior de las columnas o pilares de fábrica. El balanceo o el deslizamiento sobre las grietas de flexión horizontal, puede ser una forma efectiva de absorber deformaciones y, al mismo tiempo, limitar las fuerzas generadas en el interior de una estructura.

- Fallos de anclaje o conexión. En estructuras de fábrica puede ocurrir que no existan conexiones eficientes entre los elementos (muros, pretilas, dinteles, etc.). Esta condición es esencial para que exista una buena transmisión de las cargas verticales y horizontales a los elementos del sistema resistente. Muchas de las construcciones antiguas presentan conexiones inadecuadas o impropias, razón por la cual, se originan fuertes daños e incluso el colapso, cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos.

El fallo por anclaje más común se presenta en la parte superior de los muros. El riesgo de que se produzca un fallo fuera del plano debido a esfuerzos de flexión excesivos en la base del muro se incrementa con la altura. Las malas conexiones entre los muros, producen grietas verticales en las esquinas y en los empalmes, que ocasionan su separación y aumentan su vulnerabilidad.

5.1.1 Mecanismos de daño de las fachadas.

Los daños pueden manifestarse de varias formas en función de la traba del muro de la fachada con el resto de la estructura, de lo aligerada o maciza que estén las fábricas, y de la existencia de diferentes sistemas constructivos.

Para el macroelemento fachada se han identificado los siguientes mecanismos de daño ante acciones sísmicas:

1. Mecanismo de vuelco global de la fachada.
2. Mecanismo de vuelco parcial de la fachada.

3. Mecanismo de vuelco en cuña de la esquina de la fachada.
4. Mecanismo de separación de la fachada por su eje.
5. Mecanismo de vuelco del frontón.

5.1.1.1 Mecanismo de vuelco global de la fachada.

El mecanismo de daño se caracteriza por el giro de la fachada fuera del plano con la formación de una articulación horizontal en su base. Se produce el vuelco de la fachada y la articulación se forma como una bisagra o charnela a nivel del suelo.

Un aspecto importante en las obras de fábricas son los cinematismos de colapso ortogonales al plano de los muros. Como consecuencia de deficiencias en los enlaces entre muros ortogonales, entre muros y elementos de piso o cubierta, se producen mecanismos de vuelco, de flexión y otros, cuando el conjunto del edificio deja de funcionar como “caja”.

Los mecanismos de daño que se observan con mayor frecuencia en relación con la fachada de una iglesia durante un movimiento sísmico se deben a acciones fuera del plano y afecta, la mayoría de las veces, a las zonas de contacto con los muros laterales.

La formación del mecanismo de daño supone la separación de la fachada de la cubierta y de la nave principal y se puede manifestar mediante la rotura de la fábrica en la zona de contacto con los muros laterales o con la separación a lo largo de la esquina vertical causada por una sujeción ineficaz y/o la presencia de discontinuidades entre las partes. Si la conexión con los muros laterales es deficiente los casos de vuelco se caracterizan por la formación de una articulación horizontal en la base de la fachada.

La activación del mecanismo es debido a la falta de anclajes entre la fachada y el muro lateral y la posible discontinuidad entre los muros causada por diferentes materiales de construcción utilizados. La fachada presenta un comportamiento rígido respecto a las acciones fuera del plano y la unión con los muros laterales no garantiza una resistencia suficiente.

Las grietas características en el caso de rotura de la fábrica en la zona de contacto con los muros laterales generalmente son inclinadas y en el caso de separación a lo largo de la esquina vertical son casi verticales. Estas grietas pueden estar condicionadas de manera significativa por la presencia de huecos en la zona de anclaje de la fachada con las paredes laterales.

Entre los factores que influyen en este mecanismo, la presencia de zunchos longitudinales, de elementos de refuerzo de los muros laterales (contrafuertes, medianera con otros edificios) y un anclaje constructivo efectivo entre la fachada y los muros de la nave, contribuye a un buen comportamiento de este macroelemento. La ausencia de atados longitudinales, la falta de conexión de la fachada con la cubierta y los muros laterales, existencia de elementos de empuje contra la fachada (cubierta,

bóveda, arcos) y grandes aberturas en los muros laterales próximos a la esquina con la fachada ayudan a la activación del mecanismo.

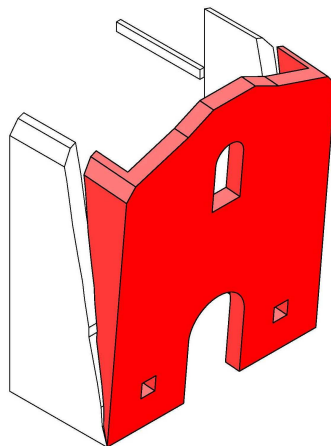


Figura 99. Interpretación del mecanismo. Desplome de fachada con grietas inclinadas.

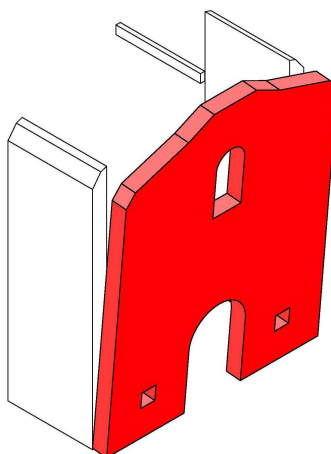


Figura 100. Interpretación del mecanismo. Desplome de fachada con grietas verticales.

El mecanismo de vuelco global de la fachada se ha producido en la iglesia de Nuestra Señora del Carmen de Lorca. La iglesia tiene una gran fachada telón, formada por dos cuerpos separados por una cornisa y coronada por un frontón curvo. El cuerpo inferior tiene tres vanos que se corresponden con las tres naves de la iglesia y el cuerpo superior tiene una parte central con vanos para la iluminación del coro, flanqueada por las espadañas características de la arquitectura carmelita.

Tras el sismo se comprobó que en la fachada se había producido el vuelco de la misma hacia la calle comprobado mediante mediciones instrumentadas. La unión de las fábricas no disponía de las cadenas de atado o engatillado que si se aprecian en la fachada monumental de la Colegiata y, en consecuencia, esta fachada es mucho más

susceptible de sufrir movimientos que separen una fábrica de la otra. Se debió instalar una estructura de apeo de grandes dimensiones para evitar el movimiento y consiguiente vuelco de la fachada.



Figura 101. Fachada de la iglesia de Nuestra Señora del Carmen de Lorca. Foto del autor.

Los daños en la fachada se aprecian en el vano central, que es el de mayor altura y ligeramente más amplio que los laterales, en correspondencia también con la altura de las naves. En la figura siguiente pueden observarse los daños en la clave de las ventanas bajo el frontón curvilíneo que remata la fachada.

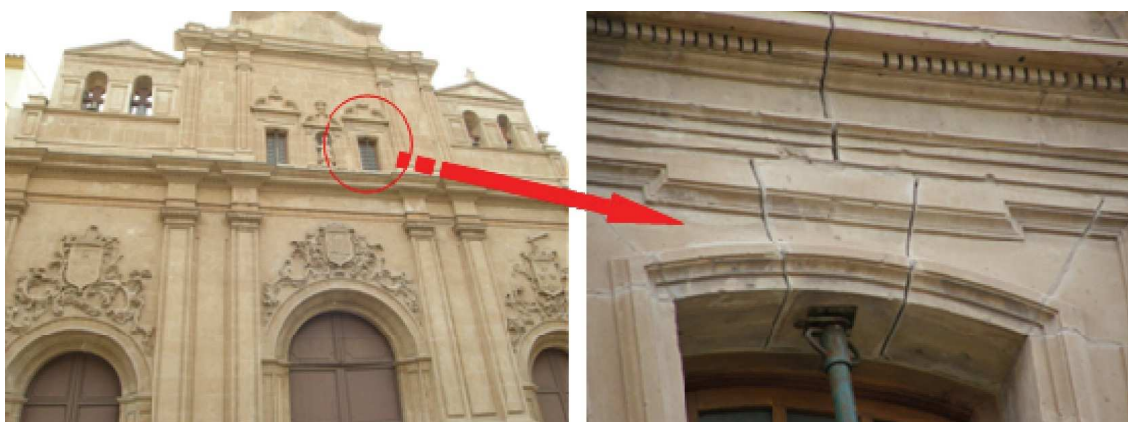


Figura 102. Desplazamiento en la clave de algunas ventanas de la fachada.

En la iglesia de San Cristóbal de Lorca el fenómeno se constató en la fachada frontal de acceso que es de mampostería reforzada en las esquinas con fábrica de ladrillo.

Se produjeron fisuras y lesiones que muestran intentos de desplazamiento fuera de su plano en fachadas (mecanismos de vuelco), como se muestran en la figura siguiente.



Figura 103. Agrietamiento y separación hacia el exterior del muro de fachada frontal de la nave.

En la fachada frontal de acceso a la nave se aprecian daños y fisuras que marcan el mecanismo de vuelco total de fachada.

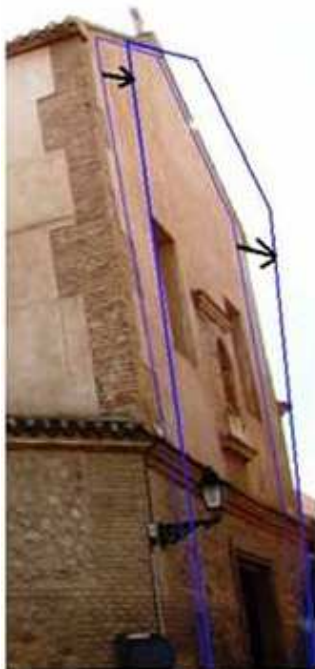


Figura 104. Mecanismo cinemático de vuelco total de fachada.

También se puede constatar en la iglesia de San Diego de Lorca este mecanismo de daño. La fachada principal es de obra de cajones de mampostería entre verdugadas

de ladrillo, ejecutando las decoraciones con el mismo ladrillo resaltado. La portada es de piedra con un solo hueco que se remata en el piso alto del coro con dos grandes ventanales y una hornacina central.

En la iglesia se produjo la caída de la espadaña. También se originó un gran desplazamiento horizontal de la parte superior de la fachada, de unos 15 centímetros, que se trasluce en el interior con una gran grieta de separación de ésta respecto de la bóveda que cubre el coro, perdiendo verticalidad y siendo necesario el andamio de apeo que se aprecia en la figura.



Figura 105. Apertura de una gran grieta entre la bóveda del coro y la fachada de la Iglesia de San Diego en Lorca, como consecuencia del desplazamiento de vuelco hacia el exterior de dicha fachada.



Figura 106. Andamio metálico para apear la fachada de la Iglesia de San Diego y evitar su vuelco.

En la Colegiata de San Patricio se ha constatado fracturas de los bloques de sillería de encuentro entre la fachada principal y las laterales, fracturando los sillares y sobre todo desplazándolos en horizontal, incluso aquellos que denominamos “llaves” y que los constructores del pasado colocaban en las direcciones de las dos fachadas, para asegurar la traba entre ambas fábricas.



Figura 107. Detalles de la fachada lateral sur de la Colegiata de San Patricio, en el encuentro con la fachada principal.

5.1.1.2 Mecanismo de vuelco parcial de la fachada.

El mecanismo de daño produce un giro fuera del plano de la fachada, produciendo un vuelco parcial de la parte superior y la formación de una articulación horizontal en la zona intermedia. Se produce el vuelco parcial de la fachada y la articulación se forma como una bisagra o charnela en la línea débil.

La zona inferior de la fachada constituye una zona destacada para la formación de una articulación horizontal cuando está debilitada por ejemplo por la presencia de aberturas muy juntas, portada y ventanas a cada lado de ésta. Como en el caso del mecanismo anterior hay que tener en cuenta la relación entre la fachada y los muros laterales.

Un factor que afecta negativamente a la evolución del mecanismo está representado por la altura del muro superior en relación con la zona inferior.

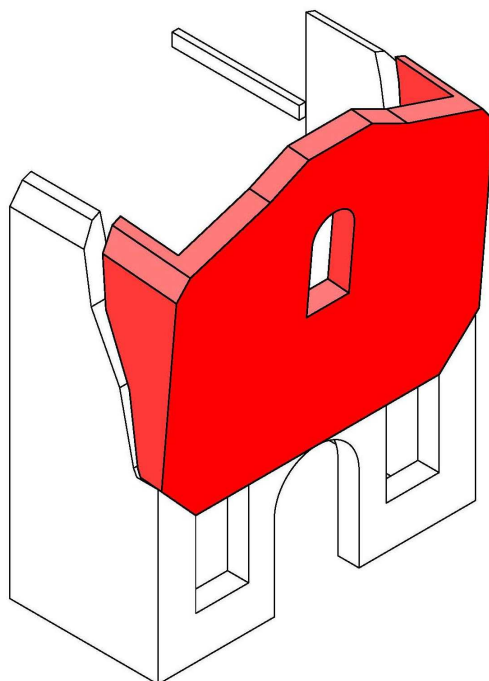


Figura 108. Interpretación del mecanismo. Grietas inclinadas.

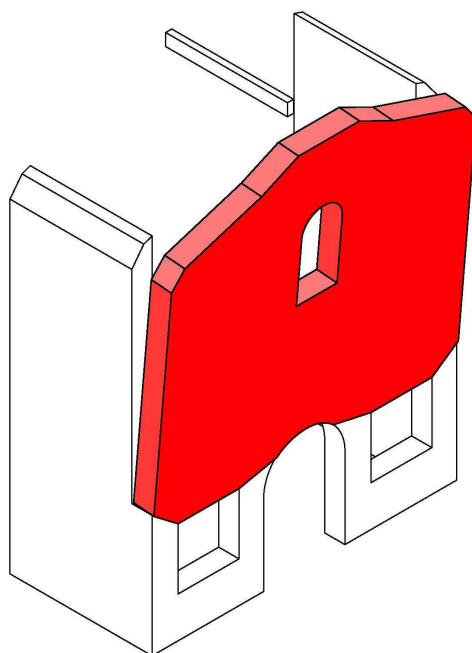


Figura 109. Interpretación del mecanismo. Grietas verticales.

En la iglesia de San Cristóbal de Lorca el fenómeno se constató en la fachada frontal de acceso. Se ha identificado, a través de las fisuras y daños en el muro de fachada que ha producido el seísmo, el intento de generación del mecanismo de vuelco parcial de la fachada marcada por la línea de separación de la cornisa con el intento de separación fuera del plano de la parte superior de la fachada con la formación de una articulación horizontal en la cornisa intermedia.



Vuelco parcial

Figura 110. Mecanismo cinemático de vuelco parcial de fachada.

5.1.1.3 Mecanismo de vuelco en cuña de la esquina de la fachada.

Otro posible mecanismo de colapso para el macroelemento está caracterizado por el giro de la parte superior de la fachada con la separación de una parte de la esquina, debido a la interacción de las fuerzas que actúan sobre la fachada y causan el giro fuera del plano de la esquina.

Se trata de un mecanismo situado en la esquina de conexión entre dos muros adyacentes y es causada por la fuerza ejercida por la acción en la sismica en dos direcciones ortogonales.

El inicio del mecanismo se ve favorecida por el empuje de la cubierta y de las bóvedas que ejercen una fuerza con componente horizontal en la dirección diagonal.

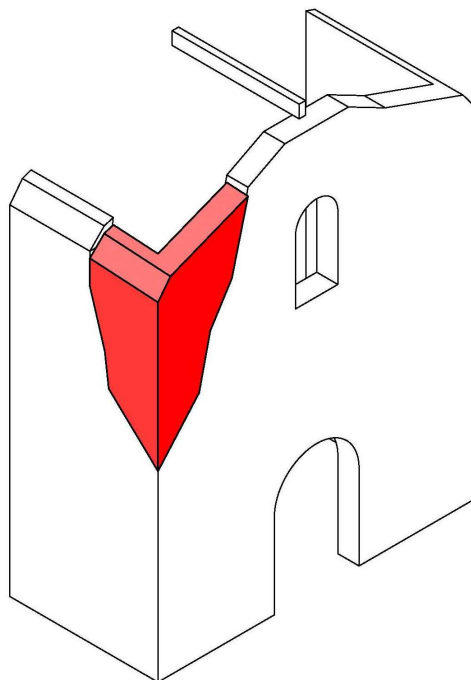


Figura 111. Interpretación del mecanismo.

El mecanismo de expulsión de la esquina de la fachada se aprecia en la iglesia de San Cristóbal de Lorca. En la fachada frontal de acceso a la nave se aprecian daños y fisuras que marcan los posibles mecanismos y muestra la propagación de las grietas que permiten identificar un mecanismo de vuelco de cuña de esquina.



fachada acceso frontal nave

Figura 112

En la siguiente figura se muestra el mecanismo de agrietamiento en cuña de la esquina lateral del crucero.



fisuración esquina fachada crucero (cuña)

Figura 113

En las siguientes figuras se muestran los mecanismos de cuña de esquina en fachada y superior y fachada del crucero.

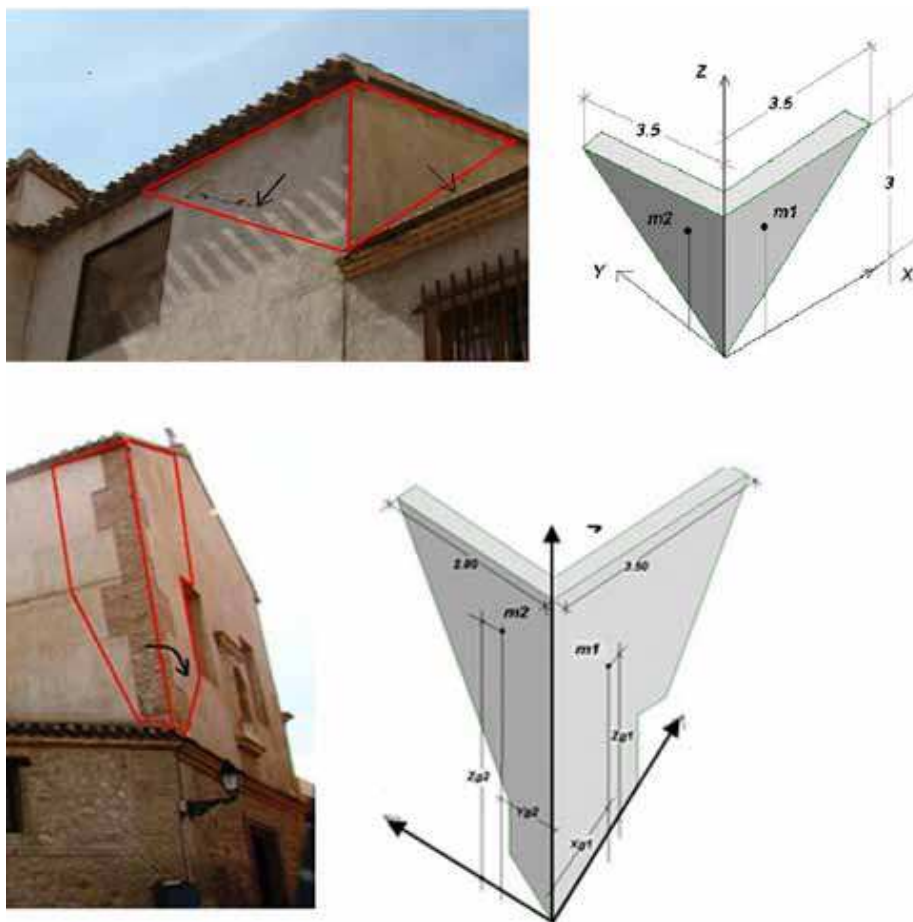


Figura 114. Mecanismos cinemáticos de vuelco de cuña en esquinas.

El mecanismo de expulsión de la esquina de la fachada también se produjo en la Ermita de San Clemente que está situada dentro del complejo del Castillo de Lorca. Su edificación tiene lugar a finales del siglo XV y se mantiene activa hasta su abandono definitivo en el siglo XIX. Presenta una única nave, dividida en dos tramos que se encontraría coronada con una techumbre mudéjar de madera. Su situación era de total abandono hasta que empezaron las obras de restauración con motivo de la construcción del Parador.

Debido al terremoto de mayo de 2011 sus muros quedaron totalmente fisurados y sus estructuras de coronación se fragmentaron en buena parte cayendo al interior de la ermita. Las estructuras quedaron seriamente dañadas, sobre todo aquellas de madera que descansaban en su cubierta.

Se produjo el vuelco de la esquina este de la fachada principal con el muro de cierre sureste, provocando la rotura de los elementos de sustentación de madera de esta zona de la fachada ejecutada en el desarrollo de las obras de rehabilitación, cuya

cubierta con estructura de madera, al encontrarse ya finalizada, arriestró los muros de cerramiento de fábrica de mampostería (Figura 115).



Figura 115. Ermita de San Clemente.

También se observa el vuelco de la esquina oeste de la fachada principal (Figura 116).



Figura 116. Ermita de San Clemente.

5.1.1.4 Mecanismo de separación de la fachada por su eje.

La acción se genera por el desplazamiento fuera del plano de los muros laterales puede producir la rotura por tracción del muro de fachada. Esto provoca la formación de una línea de rotura vertical que divide el macroelemento en la posición frontal de la fachada.

La activación del mecanismo se ve favorecida por la presencia de una discontinuidad debido a los distintos huecos de la fachada.

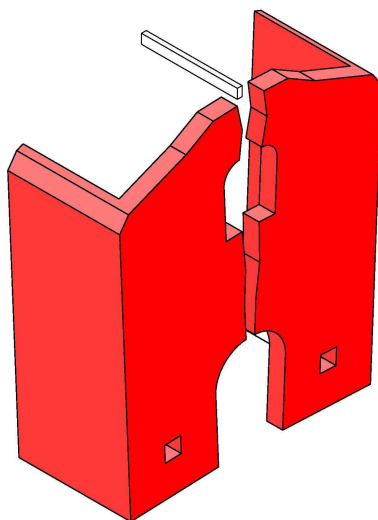


Figura 117. Interpretación del mecanismo.

En la iglesia de San Pedro de Lorca, en su portada gótica, se produjo el vuelco de la hoja exterior en sillería del muro de cerramiento del cuerpo de acceso, visible por la grieta que recorre la unión con los sillares de portada gótica. Existían grietas en los sillares que forman el hueco de acceso en la puerta principal.



Figura 118.



Figura 119. Imagen del acceso con grietas sobre el arco de entrada. Fotografías realizadas el 17 de mayo de 2011.



Figura 120. Iglesia de San Pedro. Vuelco de la hoja exterior en sillería del muro de la fachada principal con juntas de sillares abiertas en el encuentro con la portada gótica.

El mecanismo de separación de la fachada en su eje también se pudo apreciar en la iglesia de San Francisco de Lorca.



Figura 121



Figura 122. Daño en la fachada de la iglesia de San Francisco. Foto del autor.

La acción de giro fuera del plano de los muros laterales ha provocado la rotura por tracción del muro de fachada en la zona correspondiente a su eje central, debilitada por la presencia de huecos como el ventanal cuadrangular de iluminación de la nave rematado en un sencillo frontón triangular. La ventana está circundada por una triple moldura y está inserta en la fachada de piedra de cantería. Rematando la portada está el escudo de Lorca. El arco de fachada del cuerpo inferior también presentaba grietas.

5.1.1.5 Mecanismo de vuelco del frontón.

El mecanismo de daño se caracteriza por el giro fuera del plano del frontón con la formación de una articulación horizontal. Se produce el vuelco del frontón y la articulación se forma como una bisagra o charnela en la zona de encuentro entre diferentes sistemas constructivos.

Los frontones funcionan como los pretilos. Se encuentran entre los elementos más sujetos a situaciones de flexión y de posible vuelco junto con las torres esbeltas y las columnas. Este tipo de elementos no estructurales, se comportan, si no están restringidos o bien anclados, como muros aislados sin soporte en su extremo superior, muros en voladizo extendidos más allá de la línea de cubierta y es un ejemplo de fallo fuera del plano. Por estar localizados en la parte superior de los edificios se ven sometidos a mayores amplificaciones del movimiento sísmico, que inducen fácilmente al fallo por flexión fuera del plano. Los pretilos son una amenaza seria para la vida de las personas durante los sismos y, por lo tanto, algunas de las últimas regulaciones de reforzamiento sísmico han ido dirigidas, directamente, hacia la reducción de estas amenazas.

Otras posibles fuentes de amenaza son el desprendimiento de ornamentos, como imágenes, figuras escultóricas, las chapas y demás elementos de ornamentación que no tengan un buen soporte o anclaje, frente a cargas laterales.

Aunque hay muchas evidencias de giro de elementos esbeltos en el caso de sismos, este modo de fallo es menos frecuente de lo que podría parecer pues al vibrar en flexión y separarse las juntas entre las piedras, o agrietarse horizontalmente la mampostería, se presenta un proceso sucesivo de apertura y cierre de grietas y en ocasiones de deslizamiento horizontal y de rotación de los sillares o bloques. En estos procesos se realiza una disipación importante de energía que amortigua la vibración, y reduce sustancialmente el peligro de vuelco.

El mecanismo se caracteriza por un movimiento fuera del plano, por flexión, de la parte superior de la fachada correspondiente al frontón. El frontón vibra en la dirección perpendicular a su plano.

El mecanismo se produce principalmente en los casos en que el frontón presenta discontinuidad con el cuerpo de la fachada o es de espesor reducido en comparación con el grosor de la fachada.

Una cubierta no arriostrada puede ejercer sobre el frontón empujes localizados que activen el mecanismo.

La línea de rotura que resulta ocurre con la formación de una articulación horizontal en la base del frontón y está representado por una grieta casi horizontal producida por

deformaciones de tensión por la flexión horizontal en su parte inferior que se genera por fuerzas fuera de su plano.

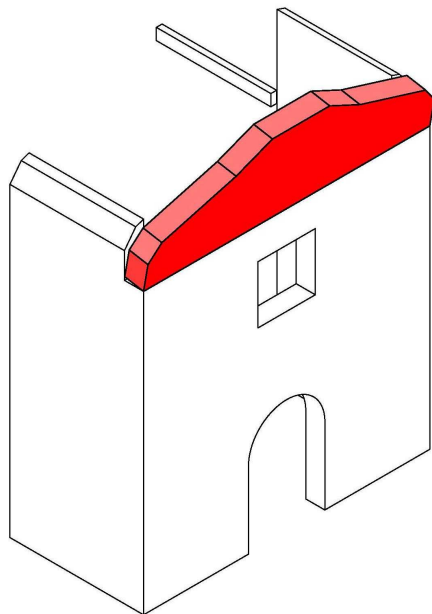


Figura 123. Interpretación del mecanismo.

En la iglesia de San Mateo de Lorca se produjo la separación del frontón de la fachada principal de la bóveda que lo sustenta.



Figura 124

La zona más afectada de la fachada fue el frontón de remate superior, donde se apreciaba la grieta que marcaba la bóveda interior sobre la fachada. En la fotografía siguiente se señala la grieta en contacto con la bóveda interior (a), los alfeizares deteriorados (b) y las grietas principales del frontón (c) llegando incluso a la caída de piezas enteras o partes de la misma hasta la vía pública.

Se aprecia la formación de una articulación horizontal clara lo que nos lleva a suponer que la causa principal para activar el mecanismo está constituida por la existencia de una discontinuidad en el espesor y/o el material de la fachada en comparación con el frontón.



Figura 125

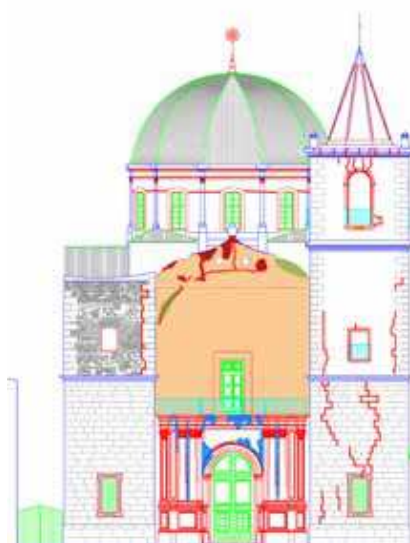


Figura 126

5.2 Muro lateral

Los muros longitudinales sufren desplome hacia fuera debido al empuje lateral de la bóveda y a sus deformaciones por sismo, de las que no se pueden recuperar debido a la oposición de la bóveda.

El tipo de daño más frecuente en los muros son las grietas verticales que obedecen a un problema de comportamiento general, como consecuencia de la falta de elementos que den integridad al sistema de muros perimetrales y bóvedas.

Cuando el problema son grietas horizontales en los muros longitudinales (Figura 127) generalmente se debe a que se tiene una sección insuficiente en el espesor del muro.

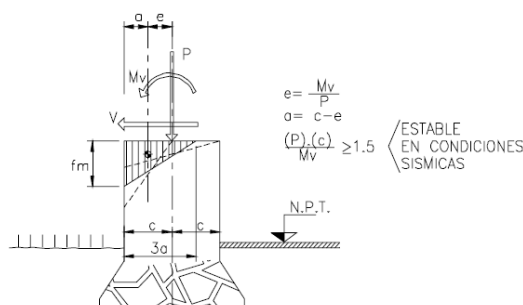


Figura 127. Esfuerzos y estabilidad de muros en naves de edificios históricos (De la Torre, O. et al., 2004)

Los muros longitudinales tienden a presentar menos agrietamientos, por la gran área efectiva resistente que tienen ante las fuerzas en su plano; sin embargo, en algunos casos estos muros llegan a presentar desplomes hacia fuera debido a la fuerza de empuje lateral que induce la bóveda y a sus deformaciones por sismo, de las que no se pudieron recuperar debido a la oposición de la bóveda.

Los muros laterales de un edificio reciben el peso de la bóveda y generan coceo. En un sismo, las fuerzas que se generan por la importante masa de la bóveda, y las que se producen por el peso mismo del muro, producen empujes normales al plano del muro. El movimiento del muro hacia afuera puede ser o no ser suficiente para producir su volteo, pero sí para provocar la inestabilidad de la bóveda de la cubierta y su colapso.

Generalmente se observan daños relacionados con el agrietamiento de las zonas de vanos (puertas, ventanas, nichos, etc.) ya que producen zonas débiles. Entonces, cada uno de los componentes o subestructuras que constituyen al templo tienen su propio comportamiento y mecanismo de colapso debido al sismo. El mecanismo más recurrente observado en este tipo de edificaciones es el que involucra la apertura de la bóveda, lo cual es producto de la forma en la que se comporta la estructura.

5.2.1 Mecanismo de daños.

Los mecanismos de daño de los muros laterales de las iglesias ante sollicitaciones sísmicas son los siguientes:

1. Mecanismo de agrietamiento diagonal en muros.
2. Mecanismo de vibración de muros longitudinales en la dirección perpendicular a su plano.
3. Mecanismo de vuelco de esquinas de muros.
4. Mecanismo de daños en la zona de contacto entre el muro y el contrafuerte.

5.2.1.1 Mecanismo de agrietamiento diagonal en muros

En algunos de los casos existe agrietamiento diagonal en muros debido a las fuerzas perpendiculares a su plano. Se trata de las fuerzas de inercia que se generan a causa de los sismos y que tienden a producir el volteo de los muros fuera de su plano. Ante esta situación, la base de los muros generalmente se agrieta por flexión; sin embargo, cuando el espesor de estos es grande, o bien el material con el que se encuentran contruidos es débil, suelen ocurrir agrietamientos por tensión diagonal.

Las estructuras de fábrica son vulnerables por causa de falta de mantenimiento o deterioro, falta de amarre en la cimentación, falta de refuerzos, falta de rigidez, etc. La falla más frecuente en este tipo de muros al ser sometidos a movimientos sísmicos, es la falta de diafragmas rígidos al nivel de pisos o techos que repartan los efectos sísmicos a los muros orientados en cada dirección. En ocasiones también hay problemas por flexión perpendicular al plano de muros altos o por falta de una unión adecuada entre los distintos muros.

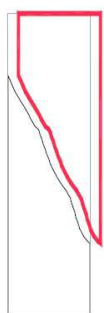


Figura 128. Interpretación del mecanismo.

Cuando los muros y la cubierta están bien trabados entre sí o reforzados con tirantes, son construcciones que aumentan su resistencia ante fuerzas laterales, con periodos de vibración cortos. El defecto clásico de muchas de las cimentaciones empleadas en este tipo de estructuras es la poca profundidad de los cimientos y la mala calidad de los materiales de los mismos. Sin embargo, cuando la cubierta no está bien empotrada en los muros portantes ó el empuje que ejerce sobre ellos no está contrarrestado, este tipo de construcciones son sumamente vulnerables a los esfuerzos laterales.

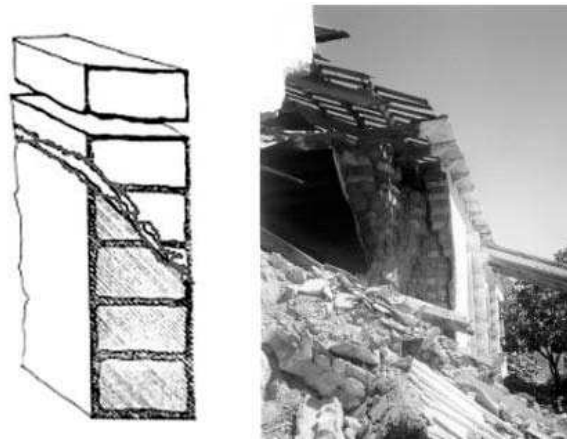


Figura 129. Grieta diagonal en un muro de la iglesia de Santa María de Ostuma, sismo del 13 de Febrero de 2001 en El Salvador.

5.2.1.2 Mecanismo de vibración de muros longitudinales en la dirección perpendicular a su plano

Los muros laterales de las naves sufren giros hacia fuera en la dirección perpendicular a su plano. Se produce el agrietamiento horizontal de muros longitudinales debido a la vibración en la dirección perpendicular a su plano, el cual se ve favorecido por la presencia de aberturas.

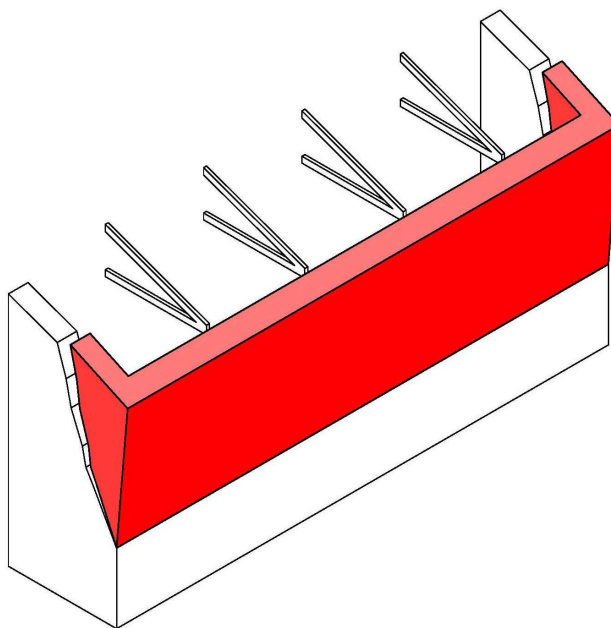


Figura 130. Interpretación del mecanismo.

En la iglesia del convento de las Clarisas de Lorca, el mecanismo de respuesta ante los esfuerzos horizontales inducidos por el sismo provoca el mecanismo de daño en el muro lateral se produce por el empuje de los pares de cubierta produciéndose el vuelco del muro formándose una charnela o articulación horizontal en la línea débil del muro. La cubierta rígida y pesada de hormigón sobre cerchas de madera provoca que, al moverse horizontalmente hacia el norte, perpendicular a su eje mayor, surjan en la fachada norte grandes grietas paralelas al suelo cuando el muro se inclina, llegando a romperse por encima de la coronación de los mismos y de los contrafuertes, con el consiguiente colapso de la estructura de cubierta que cae hacia el interior de la iglesia.



Figura 131. Daños en el muro lateral de la iglesia del Convento de las Clarisas de Lorca.

5.2.1.3 Mecanismo de vuelco de esquinas de muros

El mecanismo presenta agrietamientos en las uniones de muros y el colapso parcial en muros de esquina. Se produce la fractura de la esquina con el agrietamiento y expulsión hacia el exterior de los paramentos. Se puede generar al encontrarse las oscilaciones sísmicas en dos direcciones ortogonales simultáneamente.

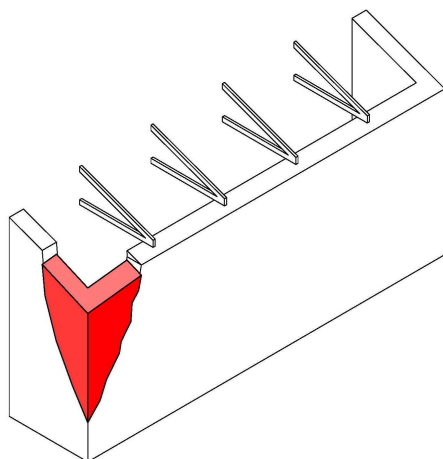


Figura 132. Interpretación del mecanismo.

El mecanismo se pudo observar en diferentes edificios de Lorca donde se produjeron grietas en las esquinas y expulsión hacia el exterior de los muros.



Figura 133. Vuelco de esquina en edificio de Lorca. Foto del autor.

En la Torre del Espolón de Lorca se produjo la fractura de la esquina noreste, con un gran agrietamiento, mediante dos grandes grietas inclinadas en las caras oeste y norte que desgajaron la esquina de la torre separándola del resto del edificio. Se produjeron desplazamientos de unas 500 toneladas de material, que iban desde los diez centímetros en la zona inferior hasta cuarenta centímetros en la zona superior. La expulsión de la esquina conllevó el arrastre de la bóveda interior.



Figura 134. Torre del Espolón de Lorca. Expulsión de la esquina con arrastre de bóveda.

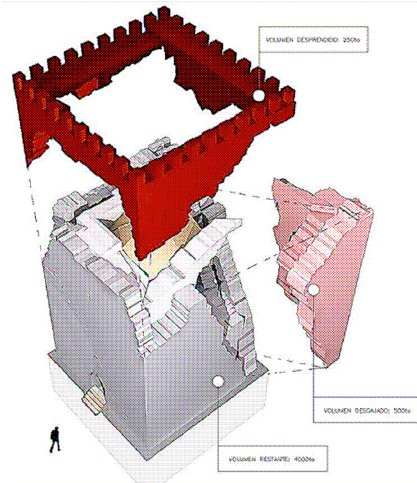


Figura 135. Esquema de daños en la Torre del Espolón de Lorca según Jurado (2013).

5.2.1.4 Mecanismo de daños en la zona de contacto entre el muro y el contrafuerte

Los contrafuertes son elementos verticales perpendiculares a los muros longitudinales cuya función es resistir las fuerzas axiales de compresión y cortantes, producto de las cargas permanentes que transmiten desde las cubiertas las bóvedas, arcos y cúpulas además del incremento de estos esfuerzos por sismo, tanto para su componente vertical y el empuje, asociados al momento de volteo sísmico.

Los contrafuertes pueden haber sido incluidos desde la construcción inicial o pueden haber sido agregados después de algún evento sísmico o por modificaciones en la construcción.

Las características que influyen en la resistencia de los contrafuertes son el material usado y el área en planta que posee el elemento, a mayor dimensión mayor la resistencia que proporciona.

Los mecanismos de daños en los contrafuertes debido a la acción sísmica son los siguientes:

- Agrietamiento vertical: en general estos elementos se agrietan verticalmente en la unión muro-contrafuerte cuando el anclaje entre ambos es débil. Los muros laterales vibran en la dirección perpendicular a su plano, produciéndose una separación entre el muro y los contrafuertes.
- Agrietamiento inclinado: Los contrafuertes trabajan esencialmente a compresión-cortante y en ellos se pueden generar agrietamientos inclinados por tensión diagonal. Las grietas se dirigen hacia abajo y de adentro hacia el exterior de la estructura. No se generan agrietamientos en el sentido opuesto en el mismo elemento, pues cuando las acciones cambian de dirección son los contrafuertes del otro lado de la nave los que reciben las mayores demandas. Las grietas inclinadas por tensión diagonal se forman en la mampostería del contrafuerte cuando el incremento del esfuerzo horizontal por el cortante dinámico excede la capacidad del material. Para garantizar la estabilidad de la cubierta (bóvedas, arcos y cúpulas), los contrafuertes deben proporcionar suficiente restricción lateral para evitar los movimientos que experimentan los apoyos durante sismos intensos. El agrietamiento diagonal es signo de que desempeñaron su función de absorber los empujes laterales debidos al sismo.

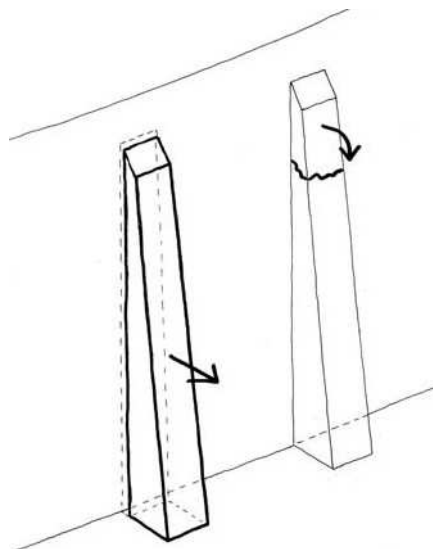


Figura 136. Interpretación del mecanismo.

- En diversos casos la existencia de contrafuertes no impiden la flexión hacia fuera de los muros y el consiguiente agrietamiento de la cubierta. En estos casos se produce cierta separación entre el contrafuerte y el muro longitudinal en su parte superior debido al giro hacia fuera del contrafuerte.

En la ermita de San Roque de Lorca se apreciaron grietas en los contrafuertes exteriores debido al movimiento del seísmo.



Figura 137. Contrafuertes de la ermita de San Roque de Lorca.

5.3 Nave

La nave de una iglesia presenta, con respecto a una acción sísmica transversal a su eje, dos elementos más rígidos en los extremos: la fachada, sometida a cortante en el propio plano y el arco triunfal, a menudo rigidizado por el crucero o cuerpos anexos como sacristías o capillas. La parte central es más deformable, por la esbeltez de los muros laterales.

Si la nave es suficiente alargada, es razonable suponer que el tramo central no se ve afectada por los efectos de borde y por lo tanto puede ser analizado individualmente. Además, es frecuente presencia de aberturas en las paredes laterales que ayudan a hacer independientes entre sí los tramos.

En otros casos los daños se originan por cambios bruscos en la rigidez y forma de vibrar de la estructura apreciándose daños más graves en la crujía adyacente a la del coro, que es notablemente más rígida que las demás, por el efecto del piso intermedio.

La parte del coro es más rígida y da lugar a fuertes concentraciones de esfuerzos en la unión entre las dos partes, que llegan a producir agrietamiento de bóvedas y muros en la zona de contacto.

Entre los factores que influyen en el comportamiento sísmico de las naves están:

- La presencia de muros de alta esbeltez, relación entre la altura y el espesor de la fachada.
- La presencia de bóvedas y arcos.

Entre los elementos arquitectónicos que aumentan la resistencia ante los sismos se pueden considerar:

- La existencia de pilastras o contrafuertes, que pueden evitar total o parcialmente el giro fuera del plano de los muros longitudinales.
- La presencia de cuerpos anexos, que total o parcialmente impiden la rotación fuera del plano de los muros longitudinales.
- La presencia de atados transversales.

5.3.1 Mecanismos de daño de las naves.

En cuanto a los mecanismos de daño de las naves por la acción sísmica, estos son diferentes dependiendo de su tipología:

1. Mecanismo de colapso de nave con cercha.
2. Mecanismo de colapso de nave con bóveda y cercha.
3. Mecanismo de desplazamiento hacia el exterior del extremo del muro de la nave.

5.3.1.1 Mecanismo de colapso de nave con cercha.

En el caso de presencia en la nave de una cubierta con estructura de cercha es necesario distinguir si está simplemente apoyada o empotrada a los muros a través de apoyos metálicos o zuncho perimetral.

En el primer caso, de cercha simplemente apoyada, son posibles dos mecanismos distintos, mecanismo de vuelco del muro hacia el exterior (Figura 138) o mecanismo de vuelco del muro hacia el interior (Figura 139).

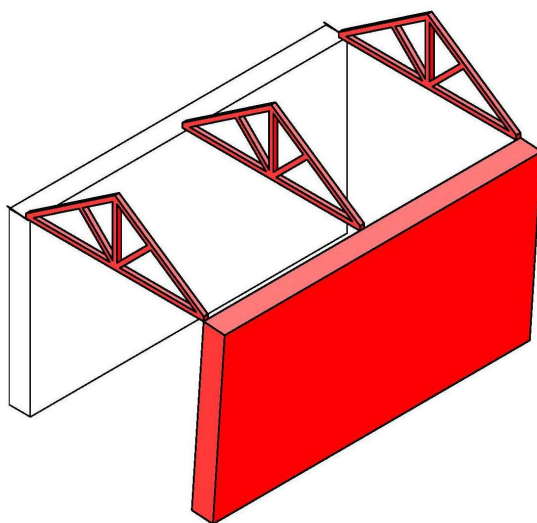


Figura 138. Interpretación del mecanismo. Vuelco del muro hacia el exterior.

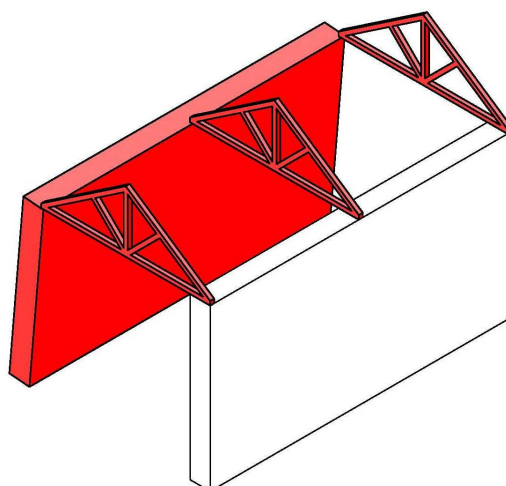


Figura 139. Interpretación del mecanismo. Vuelco del muro hacia el interior.

En el segundo caso de empotramiento de la cubierta se puede dar mecanismo de vuelco global de los muros (Figura 140).

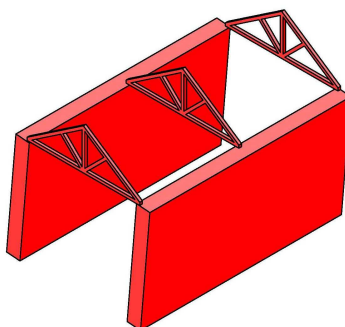


Figura 140. Interpretación del mecanismo.

Este mecanismo de daño ha ocurrido en la iglesia del Convento de las Clarisas de Lorca cuya cubierta tenía una estructura de cerchas de madera.

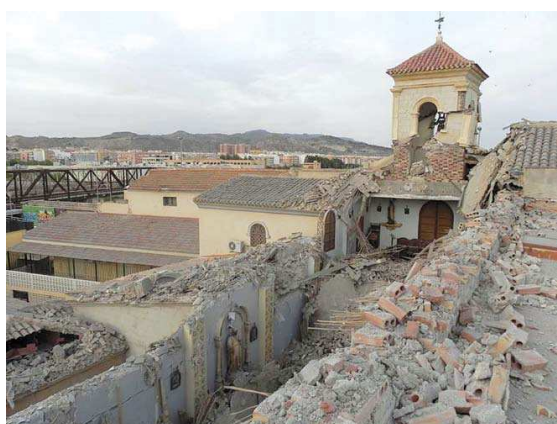


Figura 141. Daños en la iglesia del Convento de Clarisas. (De la Hoz, 2012a).

La iglesia tenía impedido el movimiento hacia el Sur por la existencia del claustro y el consecuente desplome de la coronación del muro norte provoca el colapso de la cubierta.



Figura 142. (De la Hoz, 2012b).

5.3.1.2 Mecanismo de colapso de nave con bóveda y cercha.

En el caso de iglesias con la nave cubierta con una estructura de cercha y además tenga una bóveda de fábrica, se pueden encontrar distintos mecanismos de colapso, obtenidos como una combinación de la tipología constructiva de la cubierta (enlace cercha-muro) y de los mecanismos de fallo del arco.

Se pueden encontrar distintos casos según se produzca el mecanismo de vuelco de un muro, del vuelco de dos muros o el vuelco de los muros por encima de la bóveda.

El primer caso se puede producir debido a la ausencia de conexión del muro con la cercha encontraríamos la formación de dos articulaciones en el arco y un ligero desplazamiento la parte superior de los dos muros, produciéndose el mecanismo de vuelco de un muro (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

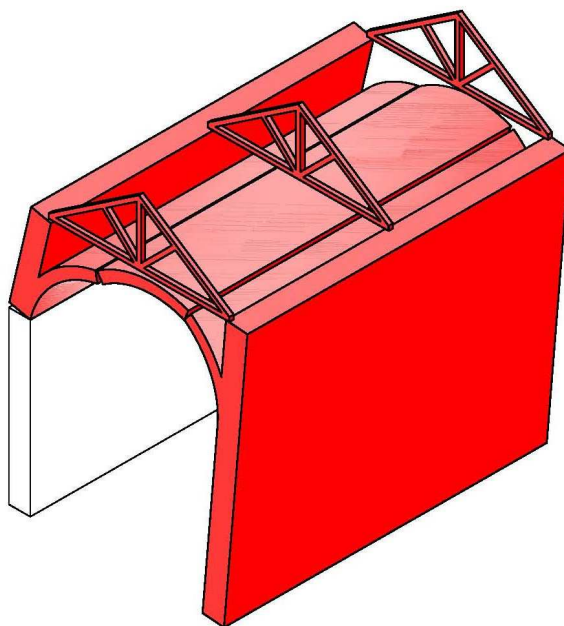


Figura 143. Interpretación del mecanismo.

También se puede dar el caso del mecanismo de vuelco de ambos muros (¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.).

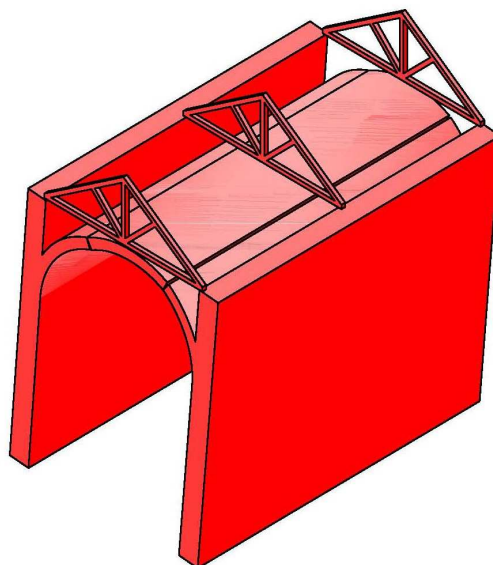


Figura 144. Interpretación del mecanismo.

Otro mecanismo de colapso que se puede observar es el mecanismo de vuelco de los muros por encima de la bóveda (Figura 145). Afecta a la cubierta y los muros por la parte superior de la bóveda. Esta vulnerabilidad se ha observado en muchos casos en que las paredes se han sobrelevado, para sustituir la cubierta original de cerchas por una cubierta apoyada directamente sobre los arcos.

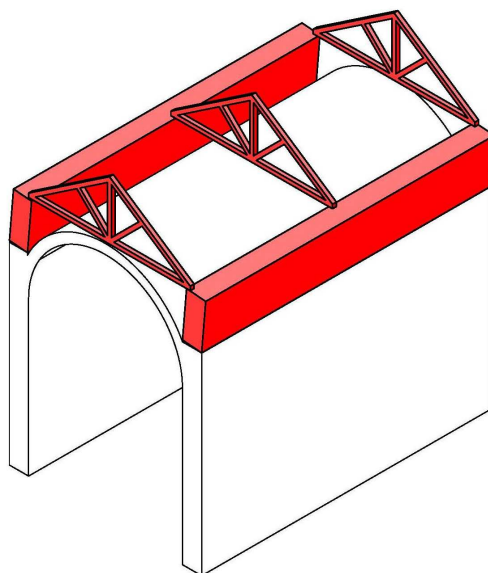


Figura 145. Interpretación del mecanismo.

5.3.1.3 Mecanismo de desplazamiento hacia el exterior del extremo del muro de la nave.

Es un mecanismo propio de las iglesias de tres naves con la presencia de una columnata que separa la nave central de las naves laterales y se produce por el giro hacia el exterior del arco más próximo a la fachada.

El inicio del mecanismo puede implicar grietas en la clave del arco y su deformación. El daño se produce tanto en la zona colindante a la fachada como en la zona del crucero debido a que el empuje de los arcos extremos de la nave no está contrarrestados.

El vuelco de fachada, con la pérdida de la posición vertical del muro, arrastra parcialmente la estructura interior. Se suele producir cuando hay elementos que arriostran poco la fachada y/o presentan puntos débiles.

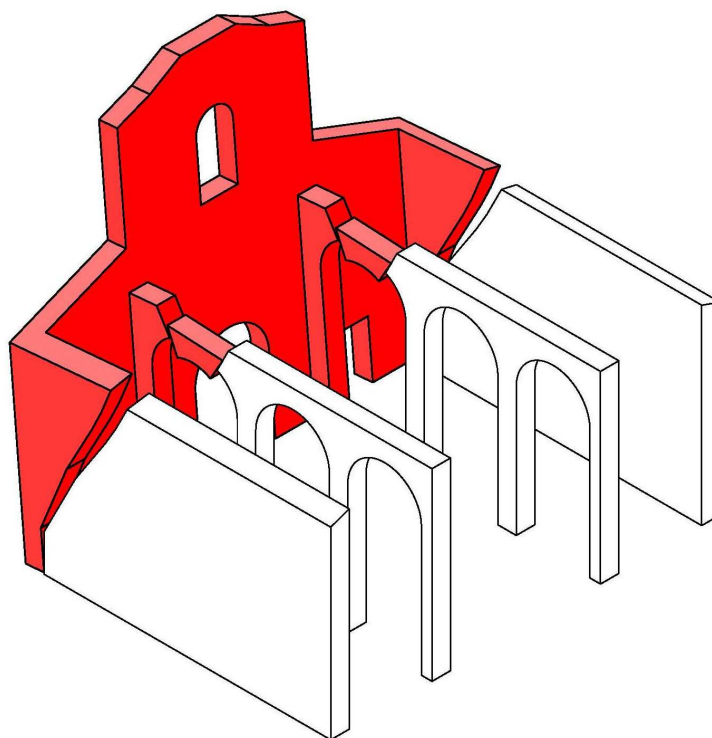


Figura 146. Interpretación del mecanismo.

En la Iglesia Virgen de las Huertas de Lorca el mecanismo de daño se ha originado en el arco de la capilla lateral colindante al crucero debido a que el empuje de los arcos extremos de la nave no está contrarrestados.



Figura 147. Iglesia Virgen de la Huertas de Lorca.

En la Capilla del Rosario de Lorca, en los muros transversales entre las capillas laterales se produjeron múltiples grietas, especialmente en los muros y arcos transversales de las capillas que dan al crucero. En los muros transversales colindantes con el crucero, y pertenecientes a la nave central, aparecieron a una altura de un metro, aproximadamente, sendas grietas horizontales que marcaban el esfuerzo cortante provocado por el sismo y soportado por las pilastras.



Figura 148



Figura 149. Sección de daños según proyecto del arquitecto Juan Carlos Cartagena.

En la Colegiata de San Patricio se formaron grietas inclinadas en los arcos interiores entre las naves, habiéndose constatado el desplome de la fachada.

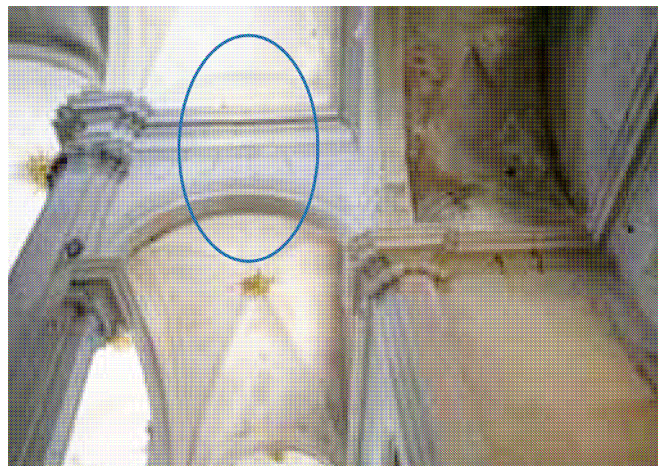


Figura 150. Daños en la Colegiata de San Patricio de Lorca.

5.4 Torre campanario

Las torres campanarios son los elementos arquitectónicos-estructurales más vulnerables por efecto de sismo en las iglesias, así como sus elementos sobresalientes tales como la linternilla de la cúpula, el cupulín de la torre campanario, almenas, pináculos y otros elementos arquitectónicos.

Como ejemplo, en México, de los daños presentados, durante los sismos de junio y septiembre de 1999 en las iglesias coloniales en México, se observó que las torres y el campanario fueron de los elementos que presentaron más daño. De un análisis estadístico de los daños en las torres de campanarios debidos a los sismos de 1999, se obtuvo que de 172 iglesias registradas, 152 (89%) presentaron daños en las torres (basamento, campanario y cupulín). El 88% presentó daños en el campanario y en el basamento, mientras que sólo el 10% presentó daño en el cupulín. Así mismo, el 70% de las torres dañadas presentaban agrietamiento vertical en el basamento, 26% agrietamiento horizontal debido a flexión y 36% agrietamiento diagonal debido a fuerzas cortantes. Del total de torres que presentaban agrietamiento vertical, el 76% de ellas lo presentó en el cuerpo de la torre, mientras que el 37% lo presentó en la unión fachada y torre (Peña y Meza, 2008).

Estas torres de las iglesias son elementos flexibles comparados con la base y la altura del propio cuerpo de la nave principal del edificio. En general, se trata de una estructura esbelta cuya relación base-altura total generalmente es del orden de 1:4. Existe un cambio brusco de rigidez entre la base, con muros masivos de piedra, el campanario que presenta una estructura de mampostería con pilastras más flexibles y una sección transversal menor y otro cambio con el remate superior que puede ser una bóveda. La tendencia de las torres es a separarse de la base, lo cual provoca que se desplomen hacia los lados exteriores ya que no tienen restricción lateral.

En el caso de acciones sísmicas, en los niveles superiores de las torres la intensidad de daños está asociada al comportamiento del sistema estructural ante el momento de vuelco sísmico, producido por el cortante dinámico que actúa en las pilastras además del incremento de carga axial, que induce agrietamientos verticales en arcos y grietas horizontales en las pilastras del campanario.

El fallo por cortante en el plano de los muros o en pilastras, que se agrietan en forma diagonal, es un agrietamiento típico; pero menos frecuente que el fallo de flexión. Aunque la resistencia en tensión diagonal de la mampostería es reducida, los grandes espesores y la relativa abundancia de muros en dos direcciones ortogonales, suelen proporcionar una resistencia apreciable ante este tipo de fallo.

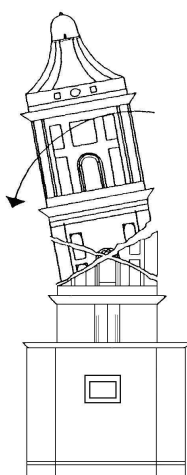


Figura 151. Modos de fallo en una torre. Agrietamiento por cortante

El daño en las torres de campanarios presenta el siguiente mecanismo. En el nivel inmediato inferior al desplante de cualquier cuerpo de una torre y como consecuencia de la acción de un sismo, se tienen dos elementos mecánicos básicos: el momento de volteo M_v y una fuerza cortante acumulada V_t (además del peso acumulado PT).

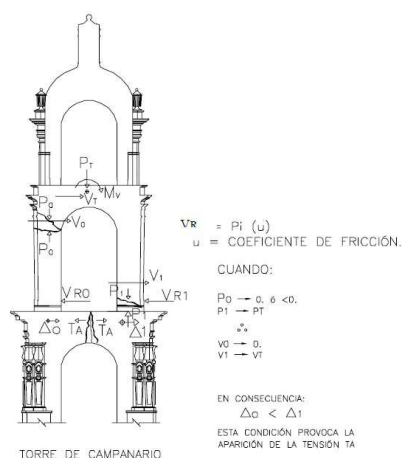


Figura 152. Mecanismo de daños en torres de campanarios

Como la fábrica no tiene capacidad a tensión importante, se provoca un mecanismo de resistencia basado en la capacidad del material a compresión y cortante, que a su vez es función de la carga axial y del coeficiente de fricción de los materiales constitutivos. En primer instancia el momento de volteo se resiste mediante el incremento de carga axial P_1 en una de las columnas, liberando a la otra en la misma proporción de la carga gravitacional P_0 e incluso provocándole tensión. Si la columna sobrecargada no rebasa su límite por aplastamiento, podría estar en condiciones de resistir todo el cortante V_t , ya que la columna descargada tendrá poca o nula capacidad para resistir la fuerza V_0 porque la carga axial P_0 tiende a cero. En tal condición la concentración

del cortante en una sola columna induce desplazamientos mayores en su base ($\Delta 1$), que los desarrollados en la base de la columna descargada ($\Delta 0$). Esto provoca un diferencial que induce la concentración de tensiones T_A en la clave del arco.

El mecanismo descrito, provoca agrietamientos típicamente en el extremo superior de la columna descargada, ya sea por tensión directa o por cortante como tensión diagonal. En la clave del arco se presentan grietas por tensión directa. Además, si en la columna sobrecargada se excede la capacidad por aplastamiento de la mampostería, se presentará como efecto una articulación en su base (De la Torre, O., 2004).

La característica principal de las torres campanarios y otras estructuras verticales es la prevalencia de su dimensión vertical. Los mecanismos de daño y el colapso de este tipo de estructuras dependen de parámetros tales como las características constructivas y de la geometría.

El comportamiento sísmico de esta tipología constructiva depende de algunos factores específicos:

- La esbeltez de la estructura. El parámetro de esbeltez es variable dependiendo de la morfología del elemento. Es variable con torres muy cortas y otras de gran esbeltez. En el primer caso puede ser considerado como grandes edificios y en el segundo pueden ser considerados como estructuras unidimensionales, con un comportamiento de voladizo.
- El grado de anclaje de sus muros. El atado entre las paredes de una estructura de edificio asegura que se comporte como una unidad y no como un conjunto de paredes distinta. También debe evaluarse cuidadosamente el efecto debido a la presencia de otras fuerzas como el caso de bóvedas de fábrica.
- La posible presencia de estructuras adyacentes más bajas que pueden proporcionar una restricción horizontal al movimiento. Es bastante frecuente que las torres campanarios estén en contacto con la estructura principal de la iglesia y pueden crear limitaciones horizontales que alteran la respuesta sísmica del macroelemento. La presencia de este tipo de interacción horizontal a diferentes alturas, puede cambiar profundamente el comportamiento y la respuesta de la estructura a la actividad sísmica.
- La presencia en la parte superior de elementos arquitectónicos (agujas, campanas almenas, etc.).

La vulnerabilidad sísmica también se ve influida por la presencia de daños de otra naturaleza, como los debidos a las vibraciones causadas por las campanas o problemas en los cimientos.

5.4.1 Mecanismos de daño de las torres.

Los mecanismos de daño de las torres campanario ante sollicitaciones sísmicas son los siguientes:

1. Mecanismo de expulsión de una o más esquinas de la torre campanario.
2. Mecanismo de giro-desplazamiento de la parte superior de la torre campanario resultante de la combinación de una rotación alrededor de un eje horizontal o giro en torno al eje vertical.
3. Mecanismo de desplazamiento de la parte superior de la torre campanario.
4. Mecanismo de giro hacia el exterior de las esquinas de la torre formando articulaciones en la parte inferior
5. Mecanismo de expulsión de una o más esquinas con grietas verticales o inclinadas.
6. Mecanismo de abertura de la parte superior de la torre.
7. Mecanismo debido a la interacción estructural entre la torre campanario y la fachada.

5.4.1.1 Mecanismo de expulsión de una o más esquinas de la torre campanario

El mecanismo consiste en la separación de una o más esquinas con la rotación o rotación-traslación hacia el exterior de las esquinas. En la zona central de los muros se forman lesiones verticales: cada par de grietas verticales que se forman en los muros que delimitan una esquina se comporta como un elemento independiente del resto de la estructura. El mecanismo se ve favorecido por la presencia de huecos en el eje de las grietas y la falta de anclaje efectivo de la fábrica a lo largo del cuerpo de la torre del campanario.

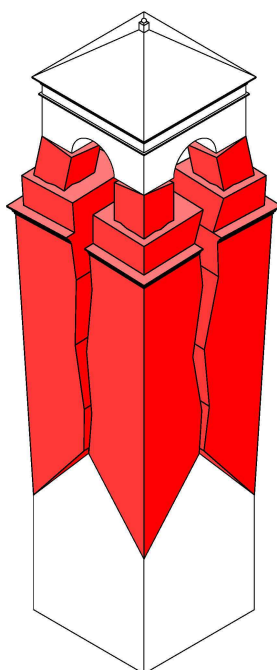


Figura 153. Interpretación del mecanismo.

La iglesia de San Francisco de Lorca tiene una torre campanario construida en torno a 1863. Está situada en la esquina noroeste del conjunto y construida en mampostería rematada con sillería en las esquinas. El revestimiento de sus paredes es totalmente liso y revocado, decoradas únicamente con líneas de cornisas que la descomponen en tramos, en el último de los cuales se abren los huecos de campanas cerrados con arcos de medio punto. La torre se remata con cuatro pináculos en las esquinas y en el centro tiene un chapitel con forma de pirámide octogonal de fábrica de ladrillo.

La torre ha sido una de las estructuras más afectadas por los efectos del terremoto. Los daños en la torre campanario han sido debidos a su altura, esbeltez y a su propia configuración prácticamente hueca por dentro. Su estructura interna carece de elementos que unan y aten interiormente los muros perimetrales, atravesada únicamente por una escalera en bóveda de ladrillo tabicada que apoya en los muros

laterales y en unos rollizos de madera en ménsula empotrados en estos. Esta configuración ha provocado la aparición de fisuras verticales por el centro de los muros perimetrales, desgajando la torre en cuartos, al separarse las esquinas que se abren en abanico.

Los cuatro huecos que componen el campanario, situados en el centro de cada uno de los muros del último cuerpo de la torre, se han visto muy afectados por el terremoto. La presencia de la grieta en el centro del muro de la torre no adosado a la iglesia y el desprendimiento de ángulo de la esquina muestra la activación del mecanismo de expulsión de la esquina. Los daños se han agravado por la presencia de los huecos en el centro de los muros, en el eje de la grieta.



Figura 154. Grietas en la torre de la iglesia de San Francisco.



Figura 155. Grietas en la torre de la iglesia de San Francisco. Foto del autor.

5.4.1.2 Mecanismo de giro-desplazamiento de la parte superior de la torre campanario resultante de la combinación de una rotación alrededor de un eje horizontal o giro en torno al eje vertical

Un primer mecanismo de daño, más simple, consiste en el giro-desplazamiento de la parte superior de la torre campanario alrededor de una articulación con un eje horizontal de uno de los lados. Esto provoca unos daños caracterizados por una grieta horizontal en el lado opuesto respecto al eje de giro en una cota más elevada, la formación de grietas inclinadas en los dos lados adyacentes, mientras que en el cuarto lado se forma una grieta prácticamente horizontal correspondiente al eje de giro.

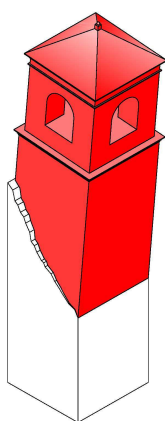


Figura 156. Interpretación del mecanismo.

Un segundo mecanismo de daño puede resultar de la suma de los efectos generados por el movimiento sísmico en dos direcciones ortogonales entre sí: en este caso el giro puede tener lugar en torno a un punto de articulación ubicado en el borde de uno de los ángulos (articulación esférica) y los desplazamientos de la parte superior se dirigen en la dirección de la diagonal de la torre. Los daños provocan grietas inclinadas en los cuatro lados de la torre.

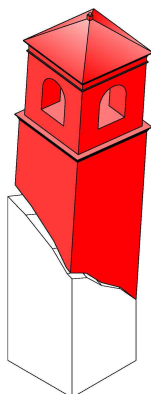


Figura 157. Interpretación del mecanismo

Estos daños se pueden observar en la iglesia de San Pedro de Lorca. El edificio fue muy dañado en 1936, hasta el punto de que desapareció casi totalmente, manteniéndose solo actualmente la torre, pequeños restos de la nave y la portada de acceso. El edificio tiene planta rectangular con la torre adosada a su fachada sureste junto a la portada de traza gótica. La torre tiene planta ligeramente rectangular con dimensiones aproximadas de 5 metros por 4 metros. La altura es de 19,50 metros hasta la parte alta de sus almenas. Construida de piedra, posee tres cuerpos diferenciados, el primero, más alto, macizo, en el que se abre un único hueco aparentemente para acceso al interior de la torre, ingreso que se hace a elevada altura, por lo que debía haber una escalera que no se conserva en la actualidad; sobre este primer cuerpo un segundo cuerpo en el que se practican cuatro vanos en arco, uno a cada lado de la torre y finalmente el remate almenado, lo que le confiere un aspecto de torre medieval. Los tres cuerpos están divididos por una imposta y cornisa de piedra. Las esquinas también están resueltas con sillar de mejor factura que el resto de material pétreo que rellena los paramentos. Las ventanas también se construyen con piedra de sillar hasta las dovelas de los arcos.

Como consecuencia del terremoto se produjeron grietas de consideración en la zona alta de la torre y por varios de sus lados. La grieta más importante se encuentra en el lado noreste y recorre la torre en diagonal desde su parte alta hasta la mitad de la torre configurando una división con peligro de desprendimiento. El componente giratorio del mecanismo se hace evidente en las grietas inclinadas. La parte de la torre que se somete a la rotación y la traslación está libre de las limitaciones de la base que se encuentran anexa a las paredes de la iglesia.



Figura 158. Grietas en la torre de la iglesia de San Pedro de Lorca.

5.4.1.3 Mecanismo de desplazamiento de la parte superior de la torre campanario

El mecanismo consiste en el desplazamiento de la parte superior de la torre con la formación de grietas diagonales (cortante) en los muros paralelos a la dirección del movimiento. Las paredes de los extremos se pueden agrietar a diferentes alturas debido a las características estructurales de la torre (las variaciones de espesor de muros, elementos horizontales presencia de zunchos, etc.). También en este caso los componentes de las acciones sísmicas en dos direcciones perpendiculares pueden causar grietas diagonales en los cuatro muros de la torre.

El daño se manifiesta con grietas inclinadas en dos de los lados de la torre. Si existe giro y desplazamiento, de los cuatro lados de la torre, dos de las acciones son fuera del plano y las otras dos acciones en el plano.

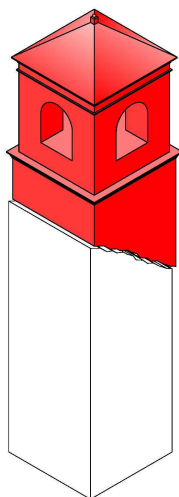


Figura 159. Interpretación del mecanismo.

Este tipo de daños se ha dado en la iglesia de San Mateo de Lorca. El edificio tiene el acceso principal al norte, con una portada de piedra de acceso a la nave principal, enmarcada entre dos torres laterales, una de ellas inconclusa y la otra finalizada en 1870. La torre campanario tiene dos tramos inferiores de unos 6,50 metros de largo con una discreta abertura para iluminación y ventilación en su primer cuerpo, nivel alto con el campanario y remate de chapitel a ocho aguas con cuatro grandes jarrones en forma de copa (pináculos) en las esquinas.

Debido al terremoto se produjo el desprendimiento de grandes sillares de la cornisa de la torre con grietas en las cuatro caras de la torre, un gran desplazamiento horizontal lateral del cuerpo de campanas con movimiento horizontal en la esquina noroeste así como una rotura completa de los apoyos de la cubierta de la torre y desplazamiento del pináculo superior del mismo.



Figura 160. Daños en la torre de la iglesia de San Mateo de Lorca.

5.4.1.4 Mecanismo de giro hacia el exterior de las esquinas de la torre formando articulaciones en la parte inferior

El daño se origina por la interacción del campanario con el resto de la torre y se caracteriza por la formación de grietas oblicuas en forma de X, limitadas a la parte superior de la torre.

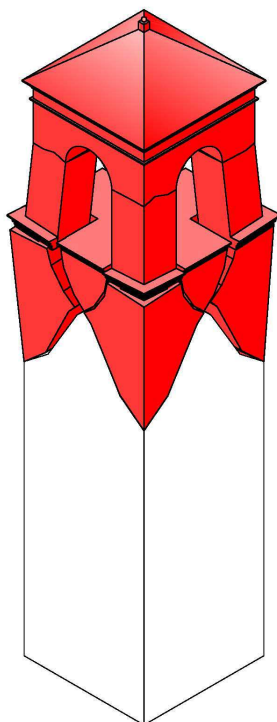


Figura 161. Interpretación del mecanismo

Este tipo de daños se ha producido en la torre de la iglesia de Santiago de Lorca. Es un templo de tres naves y planta de cruz latina. La fachada exterior tiene tres huecos en alzado de un solo piso y la torre fue construida en el siglo XX.

En la torre campanario se produjeron grandes agrietamientos de los paramentos y cornisas en sus cuatro caras. Grietas mayores, en forma de aspa, en las caras orientadas al este y oeste, mientras que las grietas fueron sensiblemente menores y de disposición horizontal en las caras norte y sur. La mayor amplitud de los movimientos durante el sismo y en consecuencia, de las deformaciones, coincide con una dirección principal de los esfuerzos prácticamente paralela a la fachada principal de la iglesia, por lo que las grietas más importantes se dan en las caras este y oeste, paralelas a dicha fachada, mientras que las grietas menores aparecen en las caras perpendiculares, norte y sur y en este caso, al no haberse producido oscilación en dos direcciones, solo aparecen grietas horizontales.

En este caso, el fallo a cortante se produce en la parte superior de la torre, también favorecido por la presencia del hueco de la campana. Se observa la formación de grietas en ambas direcciones, con la característica X.



Figura 162. Grietas en la torre de la iglesia de Santiago.

5.4.1.5 Mecanismo de expulsión de una o más esquinas con grietas verticales o inclinadas

El mecanismo provoca esquinas fracturadas con desprendimientos en las zonas superiores de las torres por efecto de las oscilaciones y empujes de las fuerzas sísmicas.

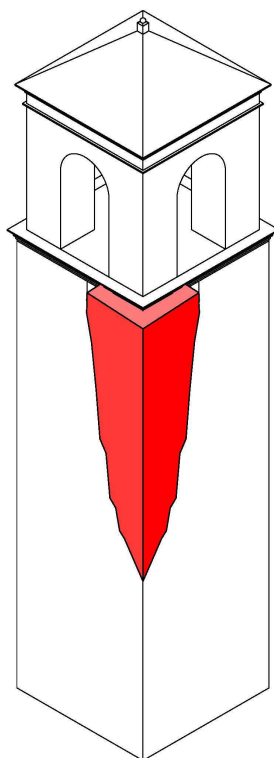


Figura 163. Interpretación del mecanismo.

El mecanismo se puede observar en la iglesia de Santa María de Lorca. Tiene una torre campanario de planta cuadrada y se levanta sobre la sacristía en el lado de la epístola, junto a la cabecera. El cuerpo inferior está cubierto con bóveda de crucería estrellada, levantada sobre muros de sillería, cuyas marcas de cantero la relacionan con las fábricas de las torres del castillo. El último cuerpo se remata con una balaustrada, fechada a mediados del siglo XVI, similar a la existente en la girola de la colegiata de San Patricio. Tras los acontecimientos acaecidos durante la Guerra Civil y su posterior abandono, la iglesia de Santa María quedó en estado ruinoso.

Los terremotos sufridos en Lorca en 2011 causaron importantes daños en la iglesia de Santa María. En la torre aparecieron nuevas grietas y fisuras, así como la abertura de grietas existentes en el muro de la torre. También se produjeron grietas, desplomes y caída en los elementos que conforman la balaustrada del remate de la torre.



Figura 164. Grietas en la iglesia de Santa María.

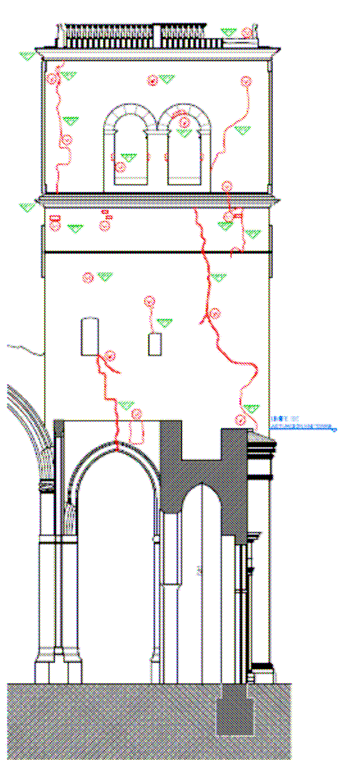


Figura 165. Sección según proyecto de “Recuperación de la Iglesia de Santa María y Rehabilitación del entorno” del arquitecto Santiago Pastor Vila.

5.4.1.6 Mecanismo de abertura de la parte superior de la torre

El origen del mecanismo está en la abertura superior de la fábrica de la torre que provoca grietas de evolución vertical sobre dos o más lados de la torre.

La fractura vertical de la torre se puede manifestar con grietas sensiblemente verticales, buscando zonas más débiles por la existencia de huecos y desprendimientos por falta de atado frente a empujes horizontales.

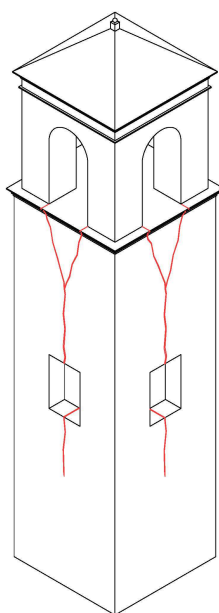


Figura 166. Interpretación del mecanismo.

El mecanismo se ha producido en la iglesia de San Juan de Lorca. Está situada en el cerro del castillo, a media ladera, por encima de los llamados “barrios altos” del casco histórico. Se trata de una de las iglesias abandonadas y antes del terremoto ya se encontraba en estado de ruina, con gran parte de sus cubiertas derruidas. Se trata de una edificación realizada en el siglo XV, aunque fue posteriormente reconstruida en el siglo XVII. A los pies se conserva la torre campanario, de dos cuerpos, el primero de planta circular y un segundo de planta octogonal. El edificio está construido con muros de mampostería y fábrica de ladrillo.

La iglesia sufrió de manera especial los efectos de los movimientos sísmicos en Lorca del 11 de mayo de 2011 y tras el terremoto, muchas de las patologías que ya sufría se han agudizado, presentando riesgo de colapso de ciertos elementos. Entre los elementos estructurales con mayores daños está la torre campanario. Se produjeron numerosas grietas verticales en su mitad superior, correspondientes con el segundo cuerpo octogonal. Son consecuencia de la abertura superior de fábricas, en la

coronación del campanario, habiéndose producido desprendimiento de las claves de los arcos del campanario.



Figura 167. Grietas en la torre de la iglesia de San Juan.

Este tipo de daño también se ha producido en la iglesia del convento de Santa María la Real de las Huertas. En Lorca, la mayoría de torres campanario están vinculadas a las estructuras murarias de las iglesias anexas, siendo la que se encuentra más libre de estructuras colindantes la iglesia del convento de Virgen de las Huertas.

Se levantó en 1690 el cuerpo del templo, elevándose la torre primitiva hasta el cuerpo de campanas. El 6 de noviembre de 1901 se viene abajo, a los pies del templo, la torre de la iglesia, así como la parte contigua del coro. La nueva torre, se levanta a la izquierda de la cabecera del templo.

Los terremotos sufridos en Lorca el día 11 de mayo de 2011 causaron graves e importantes daños en el complejo del santuario de la Virgen de las Huertas. En la torre, el último cuerpo de ladrillo y la cúpula de remate colapsaron con el movimiento sísmico produciéndose el desplome del material sobre las cubiertas de la Iglesia y el entorno próximo de la plaza. Se produjeron grietas en los muros verticales de la torre campanario y grietas, derrumbes y faltas en la decoración de los cuerpos superiores de la torre.



Figura 168. Grietas en la torre de Santa María la Real de las Huertas

5.4.1.7 Mecanismo debido a la interacción estructural entre la torre campanario y la fachada

El mecanismo es específico para fachadas que están en contacto con la torre del campanario.

Los dos cuerpos tienen diferentes periodos de vibración que determinan una fuerte tensión en la zona de contacto.

Las grietas típicas están formadas por una zona de rotura, debida al martilleo, en el punto más alto del encuentro torre-fachada y / o una grieta inclinada en el muro de fachada junto a la torre campanario.

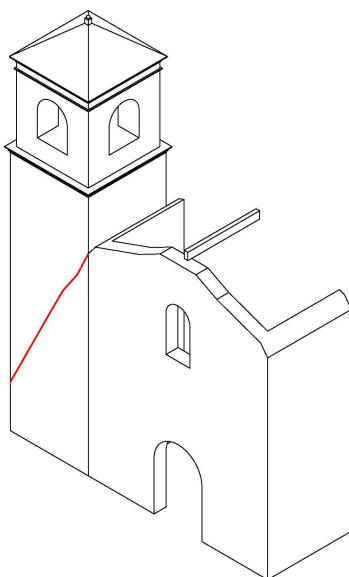


Figura 169

El cuerpo de las torres proporciona la resistencia al esfuerzo cortante de las masas de los campanarios que se encuentran sobre dichos cuerpos. Cuando las fuerzas actúan hacia el centro de la nave, el cuerpo de la torre puede apoyarse contra la fachada, compuesta por un elemento largo y rígido, por lo que no es común que se produzcan agrietamientos inclinados hacia adentro. Por otro lado, cuando la fuerza es hacia afuera, es posible que en el cuerpo se produzcan agrietamientos inclinados hacia abajo y hacia afuera, así como una grieta vertical entre el cuerpo de la torre y la fachada, o que se generen grietas con un desarrollo lineal vertical en la fachada por la trayectoria de menor área transversal vertical la cual generalmente intercepta a la ventana del coro y la portada de acceso a la iglesia.

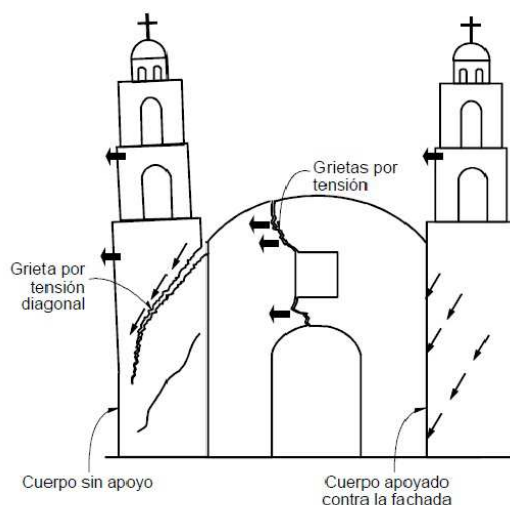


Figura 170. Mecanismo de fallo de los cuerpos de torres (Alcocer et al., 1999).

El agrietamiento diagonal del cuerpo bajo de la torre que está integrado a la fachada es un tipo de daño muy grave. Este agrietamiento se debe al efecto de las fuerzas cortantes que son transmitidas por la vibración de la zona del campanario y tiende a producir un deslizamiento sobre la grieta inclinada y, en el límite, la caída de la parte arriba de la grieta. En ocasiones el agrietamiento diagonal debido a la vibración de la torre se produce en la parte central de la fachada debilitada por la puerta de acceso y por ventanas o nichos.

Este comportamiento ya aparece en sismos históricos como en los efectos que los terremotos de 1880 produjeron en la Iglesia San Jacinto en la ciudad filipina de Pangasinam donde se muestra como los diferentes periodos de oscilación de estructuras contiguas y de diferente rigidez pueden verse afectadas (Martínez, 2010).



Figura 171. Efectos del terremoto de 1880 en la Iglesia de San Jacinto en Pangasinan (Filipinas). (Martínez, 2010).

En la iglesia de San Francisco de Lorca el mecanismo se ha activado con el giro de la torre respecto a la fachada de la iglesia. Tiene una torre campanario en su fachada principal y está situada en la esquina noroeste del edificio.

El patrón de fisuras puede ser representado por el giro hacia el exterior de la parte superior de la torre campanario debido a que en el otro sentido presenta las restricciones de movimiento propias de estar adosado al resto de la iglesia. Aparece una grieta inclinada que arranca del punto de contacto más alto de la torre y la fachada.



Figura 172. Separación de la torre de la iglesia de San Francisco. Foto del autor.

La iglesia de San Mateo de Lorca tiene en la fachada principal la torre campanario. Como consecuencia del terremoto se produjo un gran desplazamiento horizontal lateral del cuerpo de campanas con movimiento horizontal en la esquina noroeste.

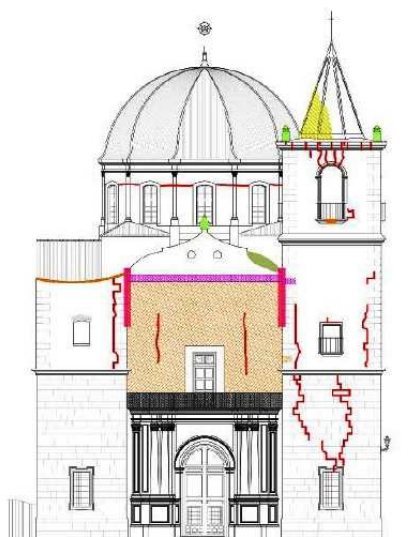


Figura 173. Alzado de daños en la iglesia de San Mateo de Lorca según proyecto del arquitecto Juan de Dios de la Hoz.

En la iglesia de Santo Domingo, en la torre central, junto a la Capilla del Rosario, de mayor altura, se produjeron se produjeron agrietamientos verticales siguiendo las uniones de los muros de las fachadas de la Iglesia y Capilla.

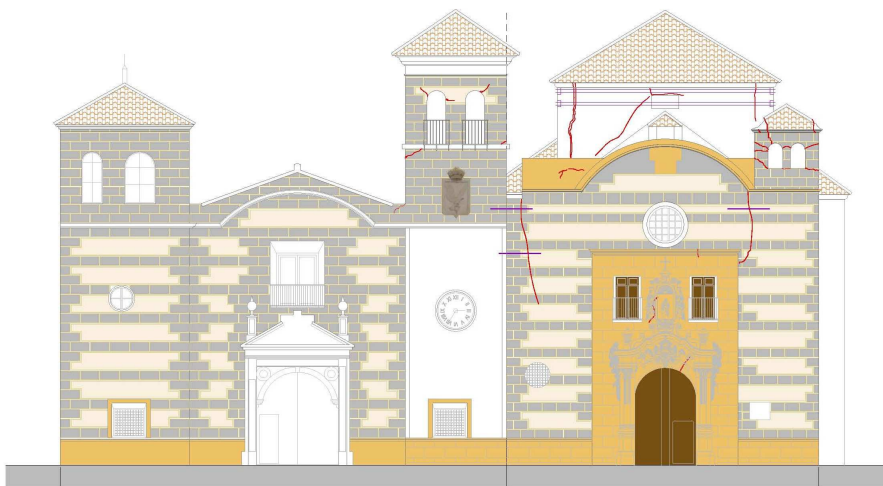


Figura 174. Alzado de daños en la iglesia de Santo Domingo y Capilla del Rosario según proyecto del arquitecto Juan Carlos Cartagena.

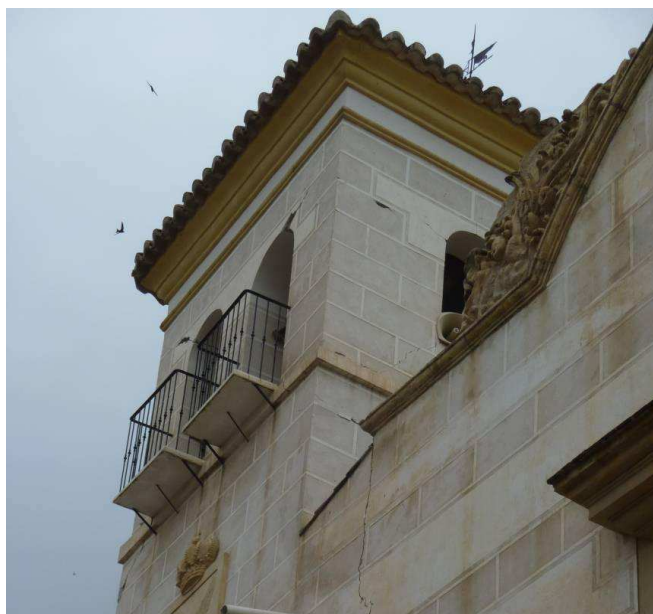


Figura 175. Daños en la Iglesia de Santo Domingo de Lorca.

5.5 Campanario

Los campanarios y linternas son uno de los elementos más vulnerables ante las acciones sísmicas, en particular en las pilastras o muros que flanquean sus aberturas. Por su altura se presentan fuerzas laterales importantes que causan daños, particularmente en las secciones donde existen aberturas de gran tamaño en sus cuatro caras se origina una reducción del área efectiva resistente. Las aberturas en sus cuatro caras reducen el área resistente al área de cuatro, o más, columnas que deben soportar todas las demandas laterales generadas por el sismo.

Son elementos esbeltos, relativamente flexibles y débiles, que se encuentran en la cúspide de torres y cúpulas, donde las aceleraciones y desplazamientos son generalmente mayores y presentan vibraciones de gran amplitud. A estas circunstancias hay que añadir que su flexibilidad contrasta con la relativa robustez de la estructura masiva de la iglesia, ya sea del cuerpo de las torres o las cúpulas. Debido a que las características dinámicas de las torres son diferentes a las del resto de la iglesia, los campanarios vibran de manera independiente a manera de apéndices y pueden llegar a sufrir desde daños locales severos hasta el colapso.

Ante los importantes desplazamientos horizontales producidos durante los sismos, la flexión que se genera produce agrietamientos horizontales, pero rara vez el volteo, debido a que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas horizontales se abren y se cierran consecutivamente

La causa de las grietas, horizontales y de reducida abertura, más que por cortante, se puede atribuir, primeramente, al posible trabajo de flexocompresión y después al de cabeceo como mecanismo de bloques rígidos que se caracteriza por el desplazamiento y rotación de la parte superior, generando la separación por tensión entre piezas y mortero, y alternando la dirección del movimiento, mientras que un fallo por cortante genera grietas inclinadas por tensión diagonal.

Generalmente los agrietamientos se presentan en las columnas o pilastras que limitan las aberturas y en los arcos que sirven de dintel de las aberturas del campanario. Por otra parte se llegan a generar vibraciones de esfuerzos por torsión que dislocan las zonas de campanarios. La flexión generada por la vibración lateral de las torres origina grietas horizontales en la parte inferior de las columnas. Se producen en las bases, fuste o capitel de las columnas o pilastras que forman parte de alguno de los cuerpos de la torre campanario, particularmente en donde se alojan las campanas.

En algunos casos se observa el agrietamiento de las distintas columnas a una misma altura y en otras los agrietamientos ocurren en los extremos superior e inferior. Más que por cortante, la causa de las grietas, perfectamente horizontales y de reducida abertura, se puede atribuir al posible trabajo de flexocompresión primero y después de

cabeceo como mecanismo de bloque rígido. Se caracteriza por el desplazamiento y rotación de la parte superior, generando la separación entre piezas y mortero por tensión, alternándose la dirección del movimiento. En el caso de fallo por cortante se generan grietas inclinadas por tensión diagonal (Alcocer et al., 1999).

Además, al trabajar por gravedad, las aceleraciones verticales del sismo, sumadas a las horizontales, pueden generar en cierto instante combinaciones de demandas de cortante y tensión, o reducción de la compresión, que disminuyen la resistencia y rigidez del elemento. (Alcocer et al., 1999).

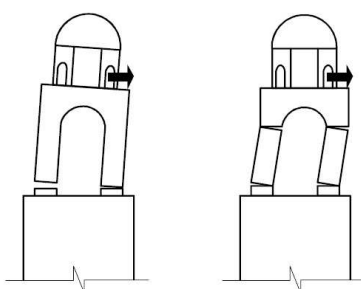


Figura 176. Posibles mecanismos de fallo de campanarios. (Alcocer et al., 1999).

Un tipo de daño grave es el agrietamiento por esfuerzo diagonal del cuerpo inferior de la torre que está conectado a la fachada; éste se debe al efecto de las fuerzas cortantes que son transmitidas por la vibración de la zona del campanario y por lo tanto tiende a producir un deslizamiento sobre la grieta inclinada y en el límite, la caída de la parte superior de la grieta. En ciertas ocasiones se llega a producir agrietamiento diagonal en la parte central de la fachada, debido a la vibración de la torre y al debilitamiento que se produce por la presencia de la puerta de acceso, ventana de coro y nichos en la fachada principal.

En las torres del campanario, los daños se asocian a su comportamiento ante el movimiento de vuelco sísmico, producido por el cortante dinámico de las columnas más el incremento de la carga axial, que provoca grietas verticales en arcos y grietas horizontales en pilastras.

5.5.1 Mecanismos de daño de los campanarios.

Los mecanismos de daño de las cúpulas ante sollicitaciones sísmicas son los siguientes:

1. Mecanismo de desplazamiento o de giro-desplazamiento de las pilastras del campanario.

2. Mecanismo de desplazamiento con rotura a cortante de las pilastras del campanario.

3. Mecanismo de desplazamiento horizontal del cuerpo de campanas.

5.5.1.1 Mecanismo de desplazamiento o de giro-desplazamiento de las pilastras del campanario

El mecanismo se desarrolla con el giro de una o más pilastras del campanario que puede arrastrar en su movimiento el dintel de la parte superior hasta llegar al colapso.

El giro de las pilastras también puede afectar a parte de la base del campanario.

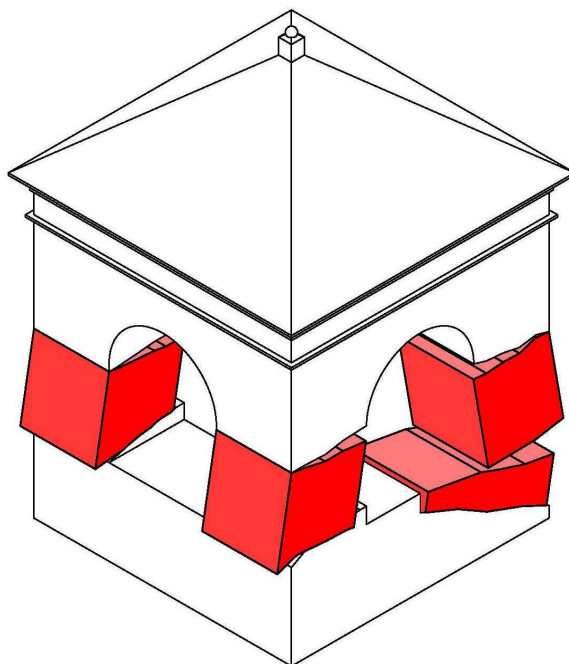


Figura 177. Interpretación del mecanismo.

El mecanismo de daño se produjo en la iglesia del Convento de las Clarisas de Lorca que resultó muy dañada como consecuencia de los terremotos del 11 de mayo de 2011 con el colapso total de su capilla.

Lo más destacado de este edificio es su portada principal, del siglo XVIII, trasladada desde su anterior emplazamiento. La fachada se corona con un cuerpo campanario donde alberga la campana que también y que resultó totalmente resquebrajado y posteriormente tuvo que ser demolido totalmente.

El mecanismo se activó con la rotura y el giro de las cuatro pilastras del campanario produciéndose también el deslizamiento y la expulsión de las bases de las esquinas.



Figura 178. Daños en el campanario de la iglesia del Convento de las Clarisas de Lorca.

En la Capilla del Rosario la torre lateral situada en la parte sur de la fachada se encontró totalmente fracturada, desgajada y con importantes desplazamientos en los soportes de los arcos de los vanos.



Figura 179. Campanario de la Capilla del Rosario.

5.5.1.2 Mecanismo de desplazamiento con rotura a cortante de las pilastras del campanario

El mecanismo se desarrolla con la rotura a cortante de las pilastras que puede desplazarse o girar provocando el colapso de una parte del arquitebe. Este mecanismo también puede estar presente con el desplazamiento horizontal entre campanario y torre causado por deslizamiento recíproco.

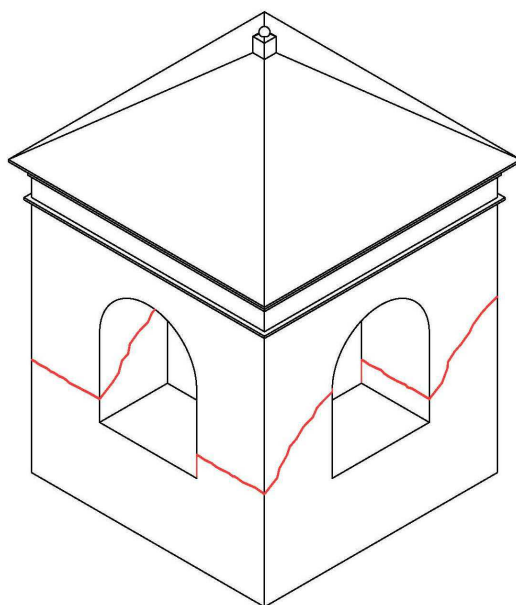


Figura 180. Interpretación del mecanismo.

Se puede observar este mecanismo de daño en la iglesia de San Pedro de Lorca. La torre tiene planta ligeramente rectangular con dimensiones aproximadas de 5 metros por 4 metros. El segundo cuerpo de la torre, correspondiente al campanario, tiene cuatro vanos en arco, uno a cada lado de la torre y un remate almenado.

Se produjeron grietas de consideración en la zona alta de la torre. La grieta más importante se encontraba en el lado noreste y recorría la torre en diagonal desde su parte alta hasta la mitad de la torre, produciéndose el fallo por cortante manifestado en la grieta inclinada.



Figura 181. Grietas en el campanario de la iglesia de San Pedro.

En la iglesia de Santo Domingo de Lorca, en la torre central, junto a la Capilla del Rosario, se produjeron importantes fracturas tanto en las esquinas como en sentido vertical e inclinado, que van desde la cornisa hacia los arcos de los vanos, fragmentando el muro en dos partes. También se produjeron agrietamientos verticales en las esquinas y grietas en sentido horizontal en su cuerpo inferior, siguiendo las uniones de los muros de las fachadas de la Iglesia y Capilla, situadas a ambos lados



Figura 182

En la torre norte situada a la izquierda de la fachada presentó grietas en forma de aspa en la parte alta junto a los vanos y grietas horizontales en las esquinas, destacando una grieta vertical en su unión con el paño central de la fachada.



Figura 183

La iglesia de San Cristóbal de Lorca tiene una torre campanario construida en el siglo XIX. Se encuentra en la fachada principal situada a los pies de la iglesia y asentada sobre un zócalo de sillería. Está imbricada con la estructura general. Tras el terremoto presentó lesiones en la planta de campanas del campanario, grietas en las cornisas y huecos del cuerpo de campanas, manifestando roturas diagonales a cortante por encima de los arcos y en la base de las ventanas.

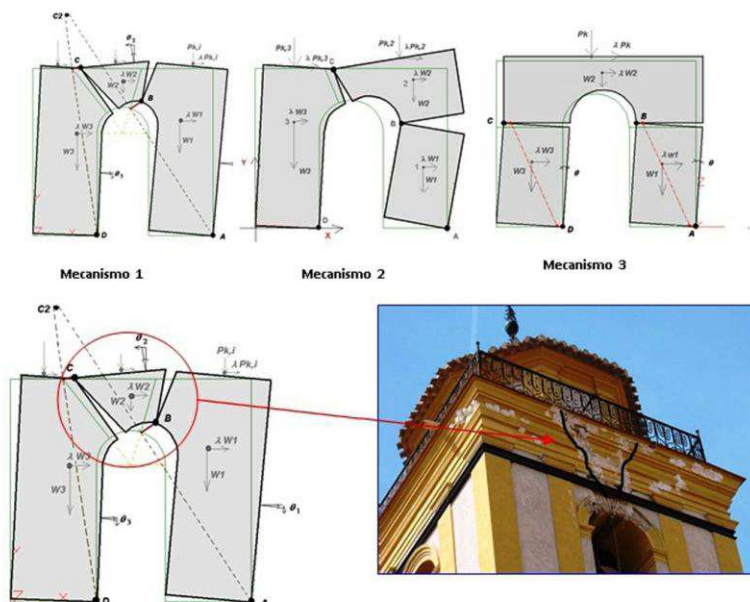


Figura 184. Tres modelos más probables de mecanismos de colapso condicionados por la geometría del campanario.

5.5.1.3 Mecanismo de desplazamiento horizontal del cuerpo de campanas

El mecanismo se desarrolla con el desplazamiento horizontal de la parte superior del campanario con separación y/o arrastre parcial. Se produce un agrietamiento horizontal generalmente en las pilastras de las aberturas de los huecos de las campanas. La flexión generada por la vibración lateral de las torres origina grietas horizontales en las bases o fustes de las pilastras.

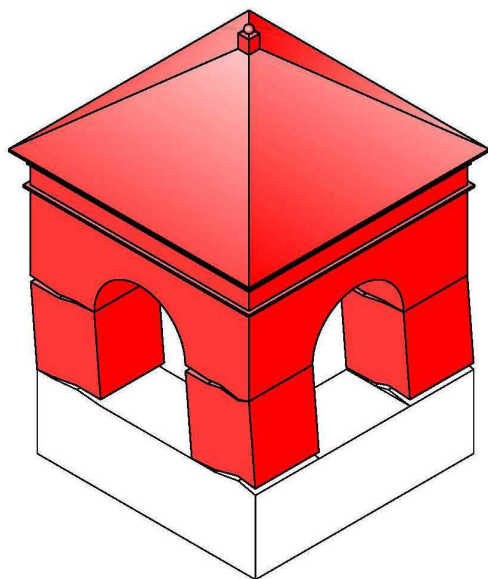


Figura 185. Interpretación del mecanismo.

Este tipo de daño se ha producido en la iglesia de San Mateo de Lorca con la rotura y un gran desplazamiento lateral horizontal del cuerpo de campanas de la torre.

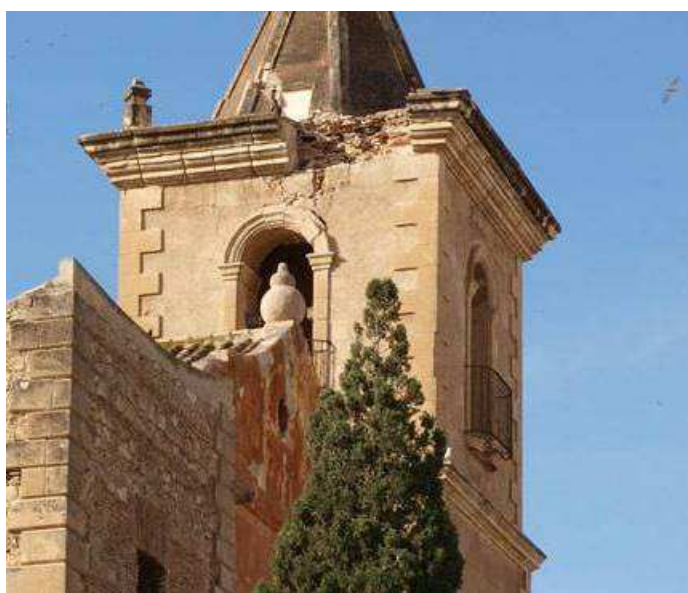


Figura 186. Campanario de la iglesia de San Mateo.

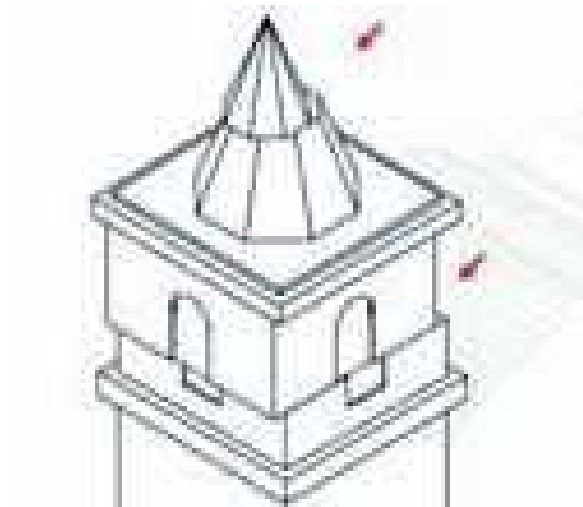


Figura 187. Detalle del desplazamiento horizontal sufrido por el cuerpo de campanas de la torre de la iglesia de San Mateo.

5.5.1.4 Mecanismo de giro-desplazamiento o desplazamiento de la parte superior del chapitel

El mecanismo se desarrolla con la separación de la parte superior de la aguja a lo largo de un plano inclinado.

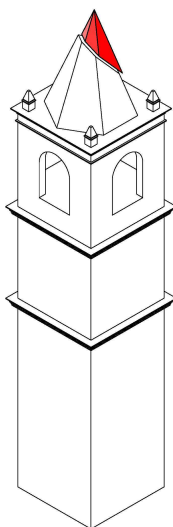


Figura 188. Interpretación del mecanismo.

La iglesia de San Francisco de Lorca tiene una torre que se remata con cuatro pináculos en las esquinas y en el centro tiene un chapitel con forma de pirámide octogonal de fábrica de ladrillo. El chapitel de la torre, que es su elemento más característico presentaba fuertes daños tras el terremoto y se tuvo que demoler la fábrica de ladrillo macizo que lo conformaba. No quedó a salvo tampoco el conjunto formado por el vástago-bola-veleta viéndose deteriorada la estructura auxiliar que daba sujeción a estos.



Figura 189

Este tipo de daño se ha producido en la iglesia de San Mateo de Lorca con la rotura y desplazamiento lateral horizontal del remate piramidal del campanario. Este elemento es vulnerable debido a que presenta una sección resistente más reducida y el mecanismo se desarrolla con el desplazamiento horizontal de la parte superior.

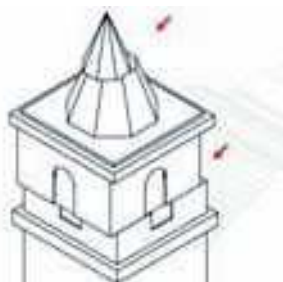


Figura 190. Interpretación del mecanismo.



Figura 191

5.6 Espadaña

La espadaña es una estructura de fábrica vertical que puede disponer de uno o más vanos para albergar campanas, formando parte de algunas iglesias donde hace funciones de campanario, diferenciándose de estos en que su acceso no se alberga en el interior.

Las espadañas funcionan como muros aislados sin soporte en su extremo superior. Se encuentran entre los elementos más sujetos a situaciones de flexión y de posible vuelco.

Este tipo de elementos no estructurales, se comportan, si no están restringidos o bien anclados, como muros en voladizo extendidos más allá de la línea de cubierta y es un ejemplo de fallo fuera del plano. Por estar localizados en la parte superior de los edificios se ven sometidos a mayores amplificaciones del movimiento sísmico, que inducen fácilmente al fallo por flexión fuera del plano.

Se puede presentar agrietamiento por flexión horizontal en su parte inferior, a nivel de cubierta, llegándose a una separación lineal continua entre la fachada y la espadaña. Se suelen agrietar en su base debido a deformaciones de tensión por la flexión horizontal en su base que se genera por fuerzas fuera de su plano.

5.6.1 Mecanismos de daño de las espadañas

Los mecanismos de daño de las espadañas son los siguientes:

1. Mecanismo de giro fuera del plano de la espadaña con la formación de articulación horizontal en su base.
2. Mecanismo de desplazamiento o giro y desplazamiento en el plano de uno más pilares de la espadaña.
3. Mecanismo de fallo por cortante de la espadaña.

5.6.1.1 Mecanismo de giro fuera del plano de la espadaña con la formación de articulación horizontal en su base

El mecanismo se desarrolla de una manera similar al vuelco de la fachada, aunque en este caso no existen muros ortogonales de anclaje y la espadaña funciona como una ménsula.

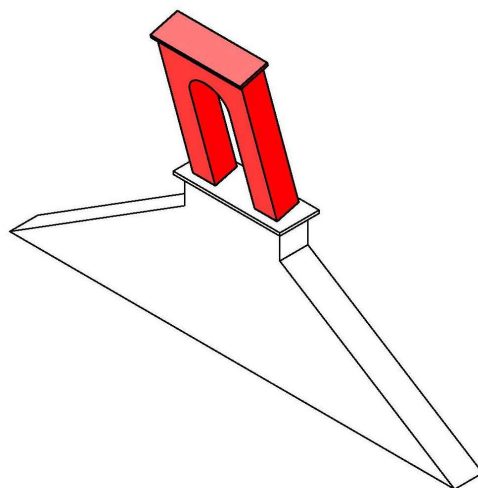


Figura 192. Interpretación del mecanismo.

La iglesia de San Diego de Lorca tiene la fachada principal realizada de obra de fábrica conformada con cajones de mampostería entre verdugadas de ladrillo, ejecutando las decoraciones con el mismo ladrillo resaltado. Sobre la fachada tiene una espadaña de ladrillo donde se alberga la campana y dos remates a ambos lados. Tras el terremoto se produjo la caída de la práctica totalidad de la espadaña de la fachada principal.



Figura 193. Iglesia de San Diego de Lorca

La espadaña se derrumbó por completo durante la activación del mecanismo del giro fuera del plano. Se puede observar la clara línea de separación a lo largo de la cual se ha formado la articulación horizontal que lleva a suponer la ausencia de una conexión efectiva de la fábrica a la fachada. Se observa el efecto de la fuerza perpendicular al plano de la espadaña en la fachada principal de la iglesia.



Figura 194. Iglesia de San Diego de Lorca.

5.6.1.2. Mecanismo de desplazamiento o giro y desplazamiento en el plano de uno más pilares de la espadaña

El mecanismo se desarrolla con la traslación o giro y traslación en el plano de los soportes, que pueden en su movimiento también arrastrar la base y provocar el colapso y la caída de la espadaña.

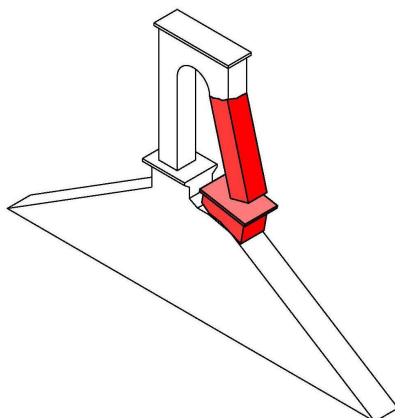


Figura 195. Interpretación del mecanismo.

La iglesia de Nuestra Señora del Carmen de Lorca presenta una gran fachada telón formada por dos cuerpos coronados por frontón y tres niveles. En el nivel medio tiene una hornacina central y dos espadañas rematadas por frontón triangular. Durante el terremoto sufrió el agrietamiento de las dos espadañas laterales.

El mecanismo se activa en la base con la rotación del soporte que ha determinado la formación de la bisagra central del pilar y esto, girando hacia el exterior como resultado la disminución del arco. En este caso el elemento se encuentra con el momento restringido lateralmente por la hornacina central.



Figura 196. Iglesia de Nuestra Señora del Carmen de Lorca.

5.6.1.3. Mecanismo de fallo por cortante de la espadaña

El mecanismo se desarrolla con el fallo por cortante de los soportes que pueden desplazarse o girar en el plano

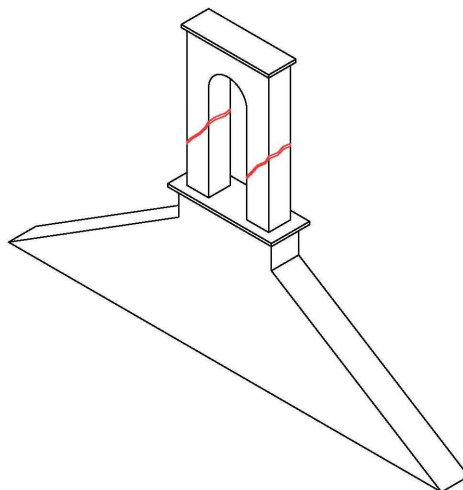


Figura 197. Interpretación del mecanismo.

En la iglesia de Ntra. Sra. del Carmen de Lorca la acción sísmica ha activado un mecanismo de falla por cortante en las espadañas laterales. En este caso el elemento se encuentra con el momento restringido lateralmente por la hornacina central. Las lesiones características son grietas inclinadas.

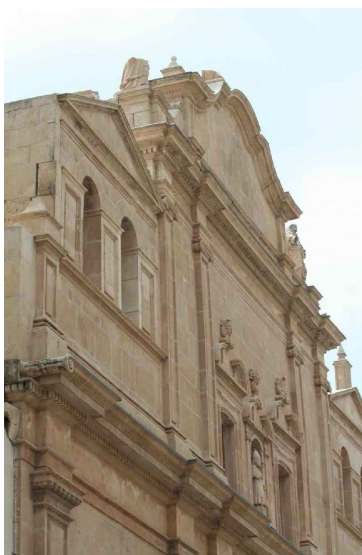


Figura 198. Iglesia de Nuestra Señora del Carmen de Lorca.

5.7 Arcos

Los arcos y las bóvedas son estructuras que trabajan por gravedad transmitiendo la carga vertical debido a su peso propio y a otros elementos, hacia sus apoyos laterales mediante fuerzas que se generan entre las dovelas que los componen y que siguen una trayectoria o *línea de presión* que debe pasar por dentro del espesor del arco. Las fuerzas resultantes se transmiten a los apoyos laterales e incluyen un componente horizontal importante. Es por ello que se reciben con muros y contrafuertes para transmitir las fuerzas adecuadamente a la base (Alcocer et al., 1999).

En general, los arcos de las construcciones históricas con estructuras de fábrica son muy estables ante la carga vertical como lo demuestran los arcos romanos con miles de años o los de iglesias con cientos de años de antigüedad.

Arcos y bóvedas son estructuras en general muy vulnerables a las acciones sísmicas estando diseñados para utilizar materiales que no son resistentes a la tracción en comparación con una carga estática vertical. Por lo tanto, las componentes horizontales de la acción sísmica, determinan situaciones que no cumplen las condiciones de estabilidad para las condiciones óptimas de carga.

Ante los movimientos horizontales como los que se generan por la inercia en un sismo, las fuerzas y deformaciones internas se incrementan; pero en general son resistidas por el material. La causa de daño o colapso es debida, generalmente, a la abertura de los apoyos por aumento temporal de la luz del arco o de la bóveda, en cuyo caso aparecen grietas verticales en la clave, seguidas de grietas en los apoyos o en los extremos (Figura 199). No obstante, aunque se generen estas fisuras, la estructura mantiene su estabilidad siempre y cuando la línea de presiones pase por el espesor del arco o bóveda.

La componente vertical y las fuerzas de inercia verticales, producen incrementos de carga óptima y empuje en los estribos. Si estos aumentos son excesivos, también puede producir el incumplimiento de las condiciones de estabilidad de arcos y bóvedas. Por otra parte, las características dinámicas de las acciones sísmicas y la variación continua de las fuerzas de inercia y la brevedad de la persistencia de la condición inestabilidad puede evitar el colapso y limitar el daño a las desconexiones de la estructura del arco y el muro y la pérdida de verticalidad de los muros del estribo.

Generalmente los efectos de la inestabilidad debida a los terremotos en este tipo de estructuras se manifiestan en ambos estribos y en los arcos y bóvedas y se deben a:

- 1) Los cambios en la forma estructural de la bóveda y / o el apoyo.
- 2) Aumento de las cargas sobre los arcos y bóvedas y / o en los apoyos.

Si el desplazamiento relativo de apoyos es muy grande, el tamaño de las grietas rompe la trayectoria de presiones, conduciendo a un estado de inestabilidad e incluso de colapso (Alcocer et al., 1999).

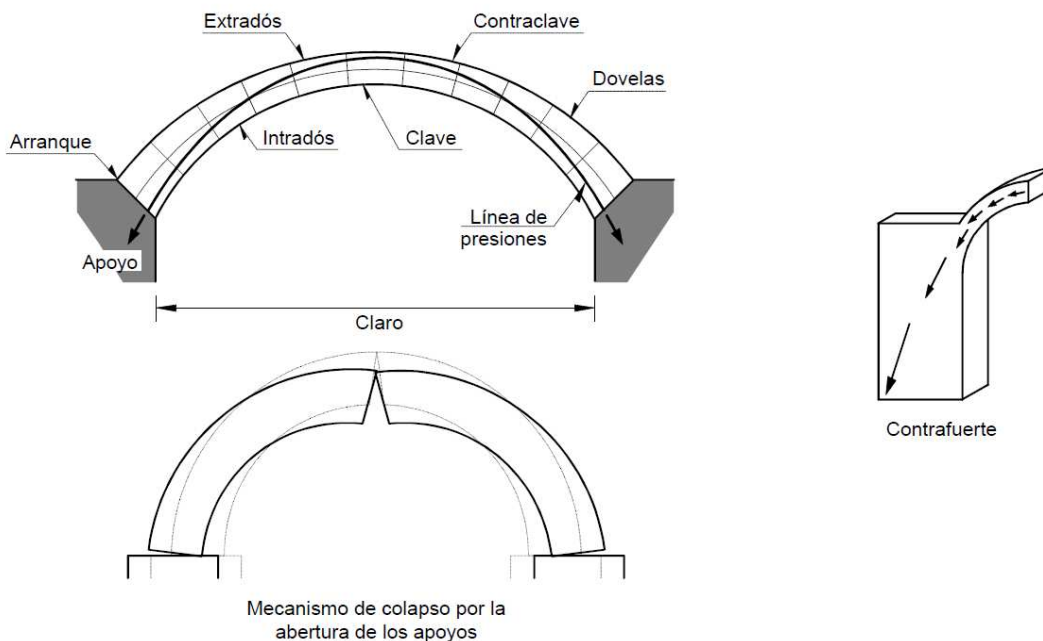


Figura 199. Transmisión de fuerzas en un arco.

Es el caso de la iglesia de los Santos Marciano y Nicandro que fue dañada gravemente por el terremoto de 2009 de la ciudad de L'Aquila. El arco triunfal quedó cerca del colapso debido a la formación de tres articulaciones.



Figura 200. Daños en el arco de la iglesia de los Santos Marciano y Nicandro por el terremoto de L'Aquila.

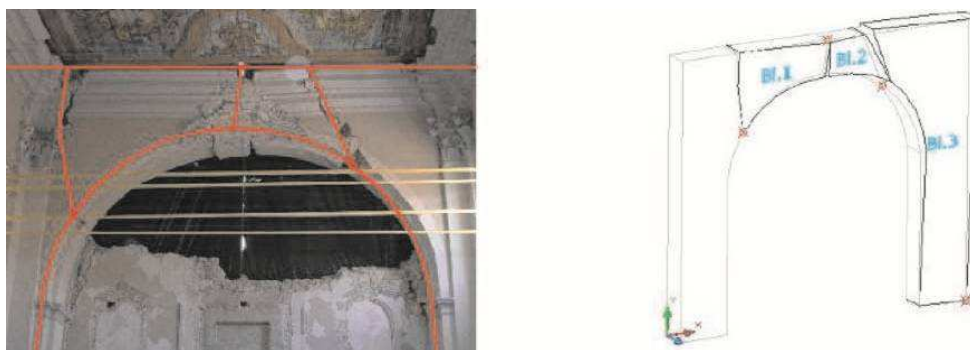


Figura 201. Mecanismo de daño iglesia de los Santos Marciano y Nicandro de L'Aquila.

En los arcos los esfuerzos de compresión que se generan en condiciones normales de carga (peso propio del arco, más relleno, más sobrecarga, todo distribuido simétricamente), son razonablemente pequeños si la geometría del arco es la más adecuada para que las cargas se transmitan siguiendo aproximadamente su eje, de manera que el diseño de un arco de fábrica es más problema de geometría que de esfuerzos.

Una particularidad en el trabajo de un arco es el *coceo*, es decir el empuje horizontal que transmite a sus apoyos y tiende a voltearlos hacia fuera. Esto representa una situación crítica, tanto para los apoyos (columnas o muros) como para el arco mismo que tiende a abrirse y puede perder estabilidad. La magnitud del *coceo* depende también del peso del arco y de la sobrecarga que actúa sobre él, de la forma de éste y, en particular, de la relación entre su flecha y su luz. Es difícil encontrar casos de arcos que hayan fallado solamente por los efectos de la sobrecarga, sin que este haya sido acompañado por el movimiento de los apoyos, sea por el propio *coceo* debido a la sobrecarga o por condiciones externas, como el asentamiento de la cimentación, o los movimientos sísmicos. El movimiento en los apoyos da lugar a un conjunto de agrietamiento característico que inicia en la parte inferior en el centro del arco con una grieta y después con grietas en la parte superior, en los arranques del arco. Estas grietas funcionan como articulaciones o bisagras, que permiten que el arco gire y se abra, aunque siga manteniendo su estabilidad. Se requiere una abertura muy considerable del arco para que se forme una articulación adicional en un punto intermedio, con lo que el arco se vuelve inestable y se produce el colapso.

5.7.1 El caso de los arcos de naves de iglesias

Las naves de las iglesias se dividen generalmente en tramos, dividido por elementos arquitectónicos tales como pilastras o columnas que no son sólo elementos decorativos sino que fueron concebidos como parte del sistema estructural. Nos podemos encontrar con una diversidad de arcos dependiendo de su función estructural como son los arcos fajones, arcos torales y arcos formeros.

En el caso de una cubierta con estructura de cerchas (vista o con bóvedas de escayola o similar), los muros de apoyo presentan un aumento de la sección necesario por la presencia de una carga concentrada (Figura 202.a).

Otra tipología que podemos encontrar en las naves de una iglesia es aquella en la que están ausentes las cerchas y el apoyo de la cubierta es sobre la obra de fábrica por encima del arco (Figura 202.c).

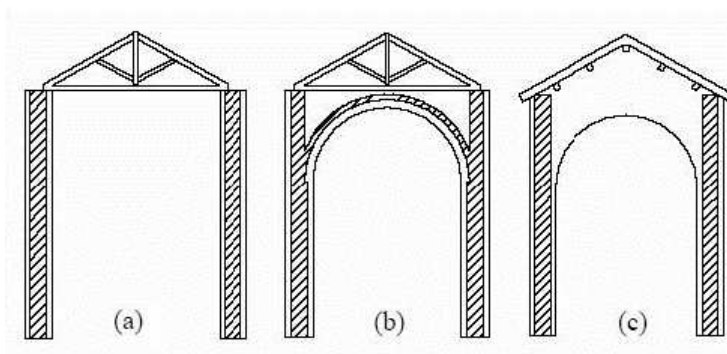


Figura 202. a) cercha sobre muros laterales; b) cercha, arco y bóveda; d) apoyo en arco.

En el caso de que la nave de la iglesia esté cubierta mediante bóveda de fábrica, los arcos fajones dividen transversalmente en tramos la bóveda de cañón y descargan el peso de la misma en las pilastras, a las que a veces se adosan pequeñas columnas. El arco fajón es un elemento estructural que forma parte de la bóveda de cañón y sirve para reforzarla. Este tipo de arcos va empotrado en la estructura y su orientación es transversal al eje de la misma; de este modo queda dividida en tramos. El arco fajón es visible desde el interior de la bóveda, apoyándose en los pilares laterales que sostienen la cubierta, a modo de prolongación estructural (Figura 202.b).

El arco toral. Cada uno de los cuatro arcos que definen el espacio del crucero y que sostienen la cúpula o el cimborrio. De estos arcos, los que son fajones para la nave longitudinal son formeros para la transversal y los fajones para la transversal son formeros para la longitudinal.

El arco formero es el que discurre paralelo al eje longitudinal de la nave. Su función es sostener los muros superiores de separación entre las naves de una estructura. Si el edificio es de una sola nave, los arcos formeros irán empotrados en el muro, es decir, serán arcos ciegos. Los arcos formeros van de pilar a pilar coincidiendo con los tramos de la bóveda.

El arco que separa el presbiterio de la nave o del crucero se conoce como arco triunfal.

5.7.1.1 El caso del arco triunfal.

Está constituido por un muro opuesto a la fachada y divide la nave de la cabecera de la iglesia. A diferencia de lo que sucede en la fachada, debido a un sismo, la lesión característica en relación de la unión entre el arco y el muro lateral, es mucho menos evidente, con grietas más pequeñas y situadas en la parte superior del muro debido a que las acciones fuera de su plano se oponen por ambos lados del muro del arco. Los movimientos fuera del plano de los muros laterales y los contactos con torres y cuerpos anexos como capillas también pueden cambiar significativamente el comportamiento del mecanismo de colapso de este elemento.

Se pueden clasificar los tipos de arcos según las relaciones geométricas entre las magnitudes características del arco: Altura de la clave, la altura y la anchura de los hombros en relación con el radio del arco (Figura 203).

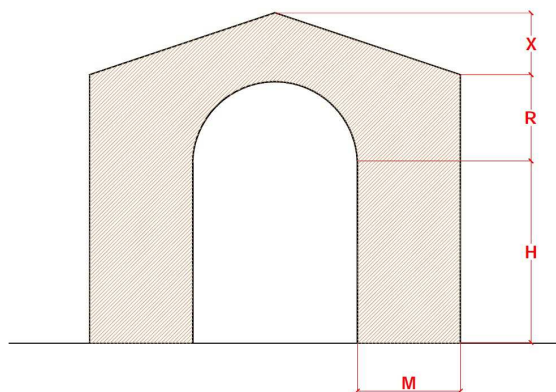


Figura 203. Esquema de arco triunfal

Es entonces posible introducir los siguientes parámetros:

$$K_s = M/R = \text{ancho del estribo/radio del arco}$$

$$K_x = X/R = \text{altura de la clave/radio del arco}$$

$$K_h = H/R = \text{altura del estribo/radio del arco}$$

Esta elección se deriva de la consideración que, puesto que el arco es una estructura que empuja, el inicio de un mecanismo está condicionada por la excentricidad de la resultante de las cargas en la base del hombro, ya bajo condiciones estáticas, y que este último depende en primera aproximación por tales relaciones.

Otra característica distintiva es el porcentaje de hueco en el muro, que permite designar un tipo de arco con facilidad, teniendo en cuenta las relaciones dimensionales anteriores.

Sobre la base de estas consideraciones, se distinguen las diferentes tipologías de arco como se ve en la Figura 204.

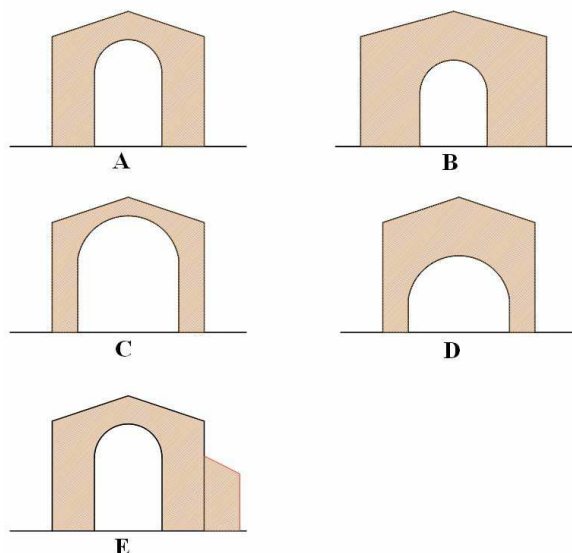


Figura 204. Tipología de arcos

- Arco regular: el muro se caracteriza por valores de las relaciones K_s , K_x , K_h con porcentajes de hueco que varían entre 22 y 43% (Figura 204.a). En los arcos de tipo regular un mecanismo muy común es el fallo de cortante que se inicia en los estribos y como resultado de los movimientos horizontales repercute en el arco. Este tipo de mecanismo puede conducir al colapso, dependiendo del material utilizado para la construcción del arco, de los métodos de construcción, la presencia de aberturas en la parte superior del arco, o el tamaño de las dovelas. Se observó que si los bloques de mampostería no son demasiado pequeños, el arco, como resultado de la formación de bisagras, encontrará una nueva configuración de equilibrio deformada por efecto del movimiento de los bloques.

- Arco con abertura pequeña: el porcentaje de muro abierto es pequeño debido al gran tamaño del ancho del estribo y del muro por encima de la clave. El porcentaje de hueco es inferior al 20% (Figura 204.b).

- Arco con abertura grande: el muro tiene una gran superficie abierta, siendo y estribos y el muro de la clave ancho. El porcentaje de hueco supera el 45% (Figura 204.c). Para estos arcos caracterizados por un la gran esbeltez de los estribos, los mecanismos que más a menudo se implican el giro de uno o ambos estribos, dependiendo también de la presencia en los lados del arco de otros elementos de mampostería que sean capaces de ofrecer una resistencia a ese giro.

- Arco tipo marco: el muro por encima de la clave tiene un tamaño considerable en comparación con el ancho del estribo, lo que alteraría el comportamiento de la estructura que se desvía del comportamiento de arco (Figura 204.d).

- Arco con situación asimétrica del contorno: con la presencia de cuerpos anexos como capillas también pueden cambiar significativamente el comportamiento del arco (Figura 204.e). Siempre se ven afectados por un mecanismo no simétrico, dependiendo, también en este caso, de la presencia de limitaciones en el lado del giro, restricciones que son más determinantes cuanto más esbeltos son los estribos del arco.

La mayoría de las iglesias que han sufrido un terremoto, el arco triunfal ha mostrado daños en partes significativas que pueden asignarse a acciones en el plano, ya que las acciones fuera del plano se ven contrarrestadas tanto por los muros laterales como por el ábside.

El mecanismo de daño se activa generalmente con deformaciones por rotura a cortante en el plano del arco triunfal. Las deformaciones fuera del plano son generalmente contrarrestado tanto por la cubierta como por los muros laterales de la nave y el ábside.

5.7.2 Mecanismos de daño de arcos

Partiendo de un arco, sometido a acciones gravitatorias (Figura 205), el arco es estable con niveles de tensiones bajos, y con la línea de presiones en el interior del espesor del arco, por lo tanto, el equilibrio del arco es estable en condiciones de cargas gravitatorias. El empuje total que transmite el arco en cada apoyo tiene dos componentes, uno vertical que es el peso y otro horizontal que ha de absorberlo el propio apoyo en lo que se denomina contrarresto.

Si el peso del arco se mantiene constante la componente vertical del esfuerzo en el apoyo permanece constante. La componente horizontal puede variara por ejemplo por las acciones sísmicas. La relación entre ambas componentes nos da la inclinación del empuje en cada apoyo. Esta inclinación es importante para conocer el funcionamiento del arco y especialmente de los contrarrestos, cuanto más vertical es el empuje más fácil de contrarrestar, por el contrario cuanto más horizontal es el empuje el contrarresto ha de trabajar más.

Las acciones sísmicas provocan en el arco los mecanismos de fallo que se corresponden sensiblemente con el nivel de daños observado. La Figura 206 muestra el análisis de un arco central sometido a la acción sísmica.

Para que colapse el arco (Figura 207) ha de convertirse en un mecanismo. El mecanismo se produce al formarse tres rótulas o articulaciones, en cuyos puntos se

permita el giro. En estos puntos es donde comienzan a aparecer las grietas previas a la formación de la rótula. Estos puntos coinciden en los lugares en que la línea de fuerza se aproxima al límite de la sección por el extradós (la grieta aparece por el intradós) y por el intradós (la grieta aparece por el extradós). Cuanto más distantes están las rótulas más lejos está el colapso desde la aparición de las articulaciones, por el contrario, cuanto más cerca están las rótulas más corto es el recorrido desde la aparición de las mismas hasta el colapso.

En el momento de de reparación del arco, la actuación debe dejarlo como antes del sismo sin refuerzos adicionales que pueden resultar inútiles en otro seísmo que puede tener otra dirección, otro modo de sacudir al edificio. Para ello debemos utilizar los mismos materiales que tenía originalmente y el mismo sistema constructivo (Figura 209).

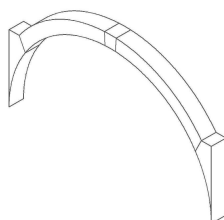


Figura 205. Estado original.



Figura 206. Movimiento sísmico



Figura 207. Movimiento sísmico

Figura 208. Situación después del sismo.

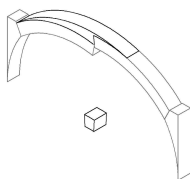


Figura 209. Situación reparada. Refuerzo adicional.

Se debe consolidar la situación en la que encontramos el arco tras el terremoto. Esto supone que, tras la reparación, se va a notar la cicatriz, para no desmontar nada original que se ha mantenido de pie. El arco ha adoptado otra disposición geométrica, ya que ha cambiado la curvatura del arco, por lo que es mejor consolidar la geometría posterior al sismo, congelarlo en esa posición, lo cual es más conservacionista con todos los elementos constructivos originales, menos lesivo para el edificio y más sostenible económicamente. La restauración del arco se lleva a cabo sin que ello suponga una merma ni de su autenticidad, ni de las condiciones que los hicieron, en origen, capaces de absorber fuerzas “horizontales” y, sobre todo, de agrietarse como mecanismo de defensa ante los terremotos, evitando su ruina.

En el caso de Lorca se ha podido observar que se ha seguido este criterio de restauración en distintos casos de arcos dañados por el terremoto (Figura 210).



Figura 210. Arcos restaurados en la iglesia de Santiago de Lorca.



Figura 211.

Los mecanismos de daño de los arcos ante acciones sísmicas que se han observado son los siguientes:

1. Mecanismo de giro de un apoyo del arco.
2. Mecanismo de giro simétrico de los dos apoyos del arco.
3. Mecanismo de giro de los dos apoyos del arco en el mismo sentido.
4. Mecanismo de fallo por cortante simétrico en los dos apoyos del arco.
5. Mecanismo de desplazamiento de dovelas del arco.
6. Mecanismo de movimiento de dovelas del arco por variación de cargas en las impostas.
7. Mecanismo de hundimiento de la clave de un arco.
8. Mecanismo de movimiento horizontal de las dovelas.
9. Mecanismo de elevación de la clave de un arco.

5.7.2.1 Mecanismo de giro de un apoyo del arco.

El giro y desplazamiento hacia el exterior de uno de los dos estribos del arco implica la deformación de su geometría con la formación de articulaciones en las que se concentran los giros. Se produce la deformación asimétrica de la geometría del arco con la creación de rótulas y desplazamiento de uno de los estribos. Aparecen grietas y posibles desprendimientos.

La manera en que se producen los giros depende de la altura de los muros laterales y de los materiales que forman el arco que en el caso de arcos de ladrillo sufren deformaciones y en el caso de dovelas rígidas presentan articulaciones.

Las articulaciones tienden a formarse en los puntos de menor sección resistente del arco con la consiguiente diversidad de comportamiento entre los diferentes tipos de arco.

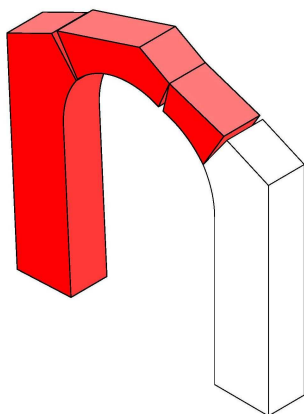


Figura 212. Interpretación del mecanismo.

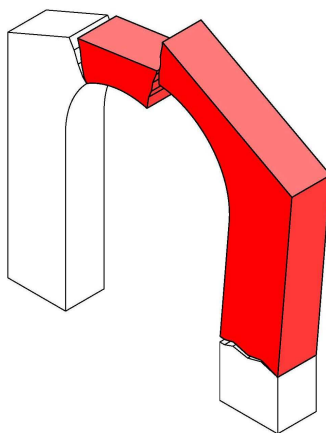


Figura 213. Esquema de mecanismo de daño por deformación asimétrica.

En Italia, debido al terremoto de Umbria-Marche, de 1997, en la localidad de Valtopina, en la iglesia de Santa María della Presentazione (Figura 214), se produjo el mecanismo de giro del apoyo derecho del arco, mientras que en el apoyo izquierdo no se produjeron giros al tener una edificación adyacente. Debido al poco espesor del arco se pueden distinguir fácilmente las articulaciones.



Figura 214. Daños en el arco de la iglesia de San María della Presentazione.

Este tipo de daños se pudo observar en la Iglesia de Santiago de Lorca que presenta en sus lados unos esbeltos contrafuertes de ladrillo encima de las naves laterales que se prolongan hasta la cornisa superior. En el sismo se produjeron lesiones muy importantes como la rotura de la totalidad de los contrafuertes en la clave de los arcos que los atraviesan en su parte central inferior y en alguno de ellos con desplazamiento vertical de todo el contrafuerte. La consecuencia fue la práctica desaparición del contrarresto que proporcionan los contrafuertes y en los primeros días tras el terremoto, fue necesario proceder a la sujeción de estos contrafuertes, mediante cables de acero tensado, anclado en el paramento de la nave alta, con esquineros de acero que protegen la fábrica de aplastamientos del material de la fábrica que lo conforma.



Figura 215. Arcos en la iglesia de Santiago. Foto del autor.



Figura 216. Arcos en la iglesia de Santiago. Foto del autor.

Los contrafuertes de la nave central de la Colegiata de San Patricio, son perpendiculares a los muros principales, y canalizan el empuje de pilares y arcos por medio de tres líneas de contrafuertes que sobresalen de las rasantes de los tejados. Se produjeron caídas de sillares y grandes grietas en el arco de aligeramiento del contrafuerte que llega hasta la parte alta de la cornisa, provocando su caída en muchos de los casos. En el lado libre del arco se produjo el giro de su apoyo mientras que el lado apoyado en el muro no presenta giros al estar vinculado al edificio.



Figura 217. Daño en arco en la Colegiata de San Patricio. Foto del autor.

5.7.2.2 Mecanismo de giro simétrico de los dos apoyos del arco

El mecanismo se puede producir cuando el arco y los muros de apoyos o estribos tienen una sección resistente comparable. El mecanismo es simétrico y provoca que los muros sean sometidos a un giro hacia el exterior.

Se produce la deformación simétrica de la geometría del arco con la creación de rótulas y descenso de la clave por elongación de la luz. Aparecen grietas y posibles desprendimientos. En la clave del arco se puede producir una única grieta o dos cercanas con arco de descarga superior y separación y descenso de flecha. En el trasdós se forman grietas “ocultas” que se marcan en el intradós como posibles grietas por aplastamiento.

Este mecanismo de colapso es típico del arco también en condiciones estáticas, por lo que es posible su activación también debido a la acción de cargas sólo verticales.

El mecanismo se manifiesta por giro en la base de ambos estribos, el descenso de la clave del arco y la formación de tres articulaciones en el arco, dos en los riñones y uno en la clave. La patología corresponde a un cedimiento considerable del sistema de contrarresto.

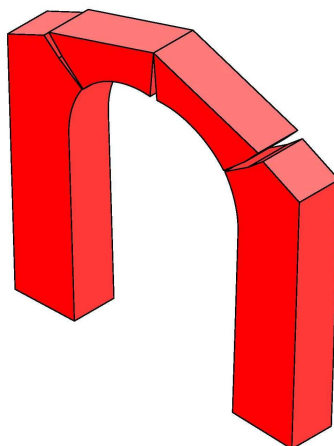


Figura 218. Esquema de mecanismo de daño por deformación simétrica. Giro bilateral de los estribos.

Consideremos un simple arco de dovelas. La forma del arco viene determinada por la geometría de cada una de las dovelas rígidas. Si ceden los apoyos, el arco empuja según una cierta línea de empujes contenida en su interior, produciéndose un crecimiento de la luz original del arco. Para adaptarse a este movimiento, el arco no tiene más remedio que abrir tres grietas: una en la clave, hacia abajo, y dos en los riñones, hacia arriba. Las articulaciones fijan la posición de la línea de empujes, y, por tanto, de las reacciones. La posición de las articulaciones corresponde a los puntos de tangencia de la línea de empujes con las curvas de trasdós e intradós, cuando ésta adopta la forma más peraltada dentro del arco. Por tanto, la posición de las

articulaciones puede deducirse a partir de la geometría y de las cargas. La separación de los apoyos va acompañada de un descenso de la clave.

En el caso de un arco apuntado la discontinuidad hace que aparezcan dos rótulas en vez de una en la clave. Como ambas rótulas van dirigidas en el mismo sentido, equivalen a una sola (en la práctica una de las grietas será más pronunciada que la otra o se cerrará).

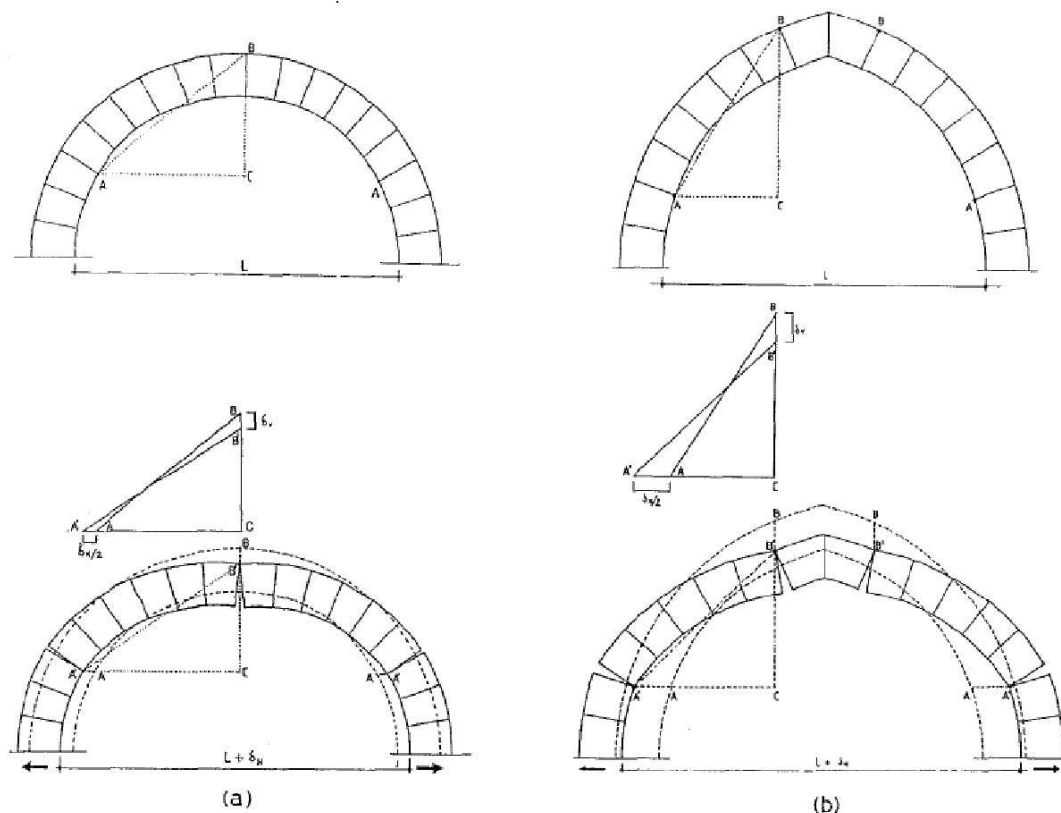


Figura 219. Cedimiento de los apoyos de un arco. Agrietamiento típico: a) arco de medio punto; b) arco apuntado.

Dado que los segmentos en los que se divide el arco no cambian de forma (suponemos el material rígido-unilateral), es posible relacionar la apertura de los apoyos (δ_H) y el descenso de la clave (δ_V). El mecanismo aparece explicado en la figura: la distancia entre las articulaciones permanece invariable ($AB=A'B'$) y podemos escribir la siguiente ecuación:

$$AC^2 + BC^2 = (AC + \delta_H / 2)^2 + (BC - \delta_V)^2$$

que relaciona ambos desplazamientos.

La abertura de las grietas, en función de uno de los desplazamientos, vendrá dada por el giro que realizan los segmentos en que se divide el arco como sólidos rígidos. Por tanto, el ángulo de apertura de la grieta a de la clave viene dado por:

$$a = 2 \times (\overset{\wedge}{CAB} - \overset{\wedge}{CA'B'})$$

si llamamos d al espesor del arco, la apertura de la grieta g valdrá:

$$g = 2 \times d \times \text{sen}(a/2)$$

Las tres expresiones anteriores permiten relacionar aperturas de los apoyos, descensos de la clave y apertura de las grietas. Esto hace posible verificar la coherencia de las medidas realizadas.

Si el arco es adintelado el agrietamiento se produce como aparece en la siguiente figura.

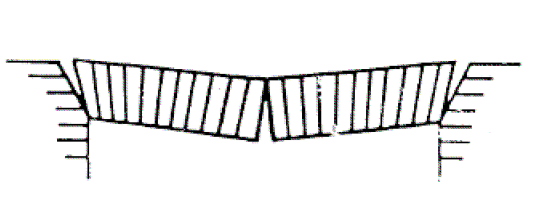


Figura 220. Agrietamiento de un arco adintelado, según Heyman (1995).

Si el arco tiene mucho espesor o los cortes de dovelas se aproximan a la vertical, es posible que alguna de las resultantes se salga del cono de rozamiento y que aparezcan deslizamientos. Esta situación se hace mucho más probable en el caso de movimientos sísmicos. En la figura siguiente aparece la solución aplicada con frecuencia en el mundo árabe.

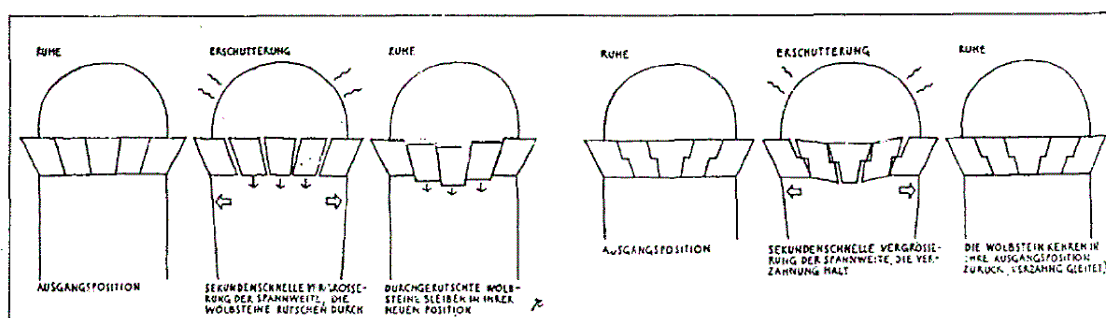


Figura 221. Deslizamiento de dovelas debido a un movimiento sísmico, según Cejka (1978)

En Italia, debido al terremoto de Friuli de 1976, en la iglesia de Santa Caterina (Figura 222), en la localidad de Venzone, de la provincia de Udine, fue reconocible el mecanismo de giro simétrico de los dos apoyos del arco. Los hombros laterales del arco se someten a giros simétricos manifestándose en el descenso de la clave y la formación de articulaciones sobre el arco



Figura 222. Daños en el arco de la iglesia de Santa Caterina en Venzone.

Debido al terremoto de Umbria-Marche, de 1997, en la localidad de Fabriano, en la iglesia de San Giovanni (Figura 223), la oscilación de ambos muros laterales se ha provocado la bajada de la clave del arco y la consiguiente formación de tres articulaciones, dos en los riñones y una en la clave. El mecanismo se ve favorecido por la esbeltez de los estribos.



Figura 223. Daños en el arco de la iglesia de San Giovanni en Fabriano.

Este tipo de daños se pudo observar en distintos edificios de Lorca.

En la iglesia de Santa María los terremotos sufridos en Lorca causaron importantes daños en la iglesia de Santa María. Entre los más significativos están la deformación de los arcos apuntados del primer tramo (eje transversal de la iglesia) cuya alineación es paralela a la trayectoria de máxima deformación (noroeste-sureste) y se manifestó en el movimiento y desplome de dovelas y claves en arcos de sillería de las naves. El movimiento produjo la aparición de dos rótulas, haciendo previsible con las deformaciones la aparición de una tercera rótula.



Figura 224. Daños en arcos en la iglesia de Santa María de Lorca.



Figura 225. Detalle de arco en la iglesia de Santa María.

La Iglesia de San Cristóbal de Lorca presenta una nave central constituida por una bóveda de cañón de dos roscas de fábrica de ladrillo macizo y arcos fajones que sobresalen de la bóveda y cuyos estribos arrancan del sistema de contrafuertes que delimitan las distintas capillas laterales. Tras el terremoto presentó un nivel de daños grave en los arcos fajones. Los daños se localizaron en la zona central de la bóveda de la nave y en sus arcos fajones, produciéndose grietas en la clave y hacia el cuarto de los arcos fajones. Se produce el descenso de la clave del arco y la formación de articulaciones en el arco, dos en los riñones y uno en la clave.

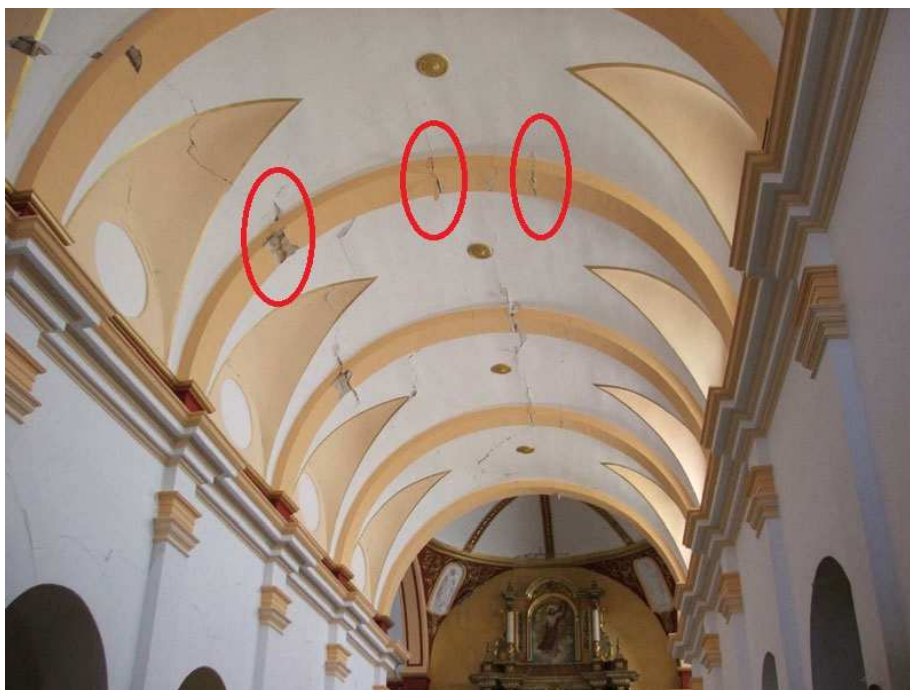


Figura 226. Daños en arcos de la Iglesia de San Cristobal.

La iglesia de San Mateo de Lorca tiene una nave central cubierta con bóveda de cañón entre arcos fajones con lunetos. Se produjo fractura de los arcos fajones en la clave y abertura de algunos arcos de esta nave central con la formación de articulaciones.



Figura 227. Daños en arcos en la iglesia de San Mateo de Lorca.

La Iglesia de San Diego de Lorca tiene una nave central cubierta por bóveda de medio cañón sobre lunetos al igual que los brazos del crucero y la capilla mayor. Pueden apreciarse grietas en todos los arcos fajones.



Figura 228. Daños en arcos en la iglesia de San Diego de Lorca.

En la iglesia de San Francisco, en la bóveda de cañón que cubre la nave principal, aparecieron grietas en los arcos fajones y cierta pérdida de la curvatura de estos arcos.



Figura 229. Daños en arcos de la iglesia de San Francisco de Lorca.

La iglesia de Nuestra Señora del Carmen es de tres naves, siendo la central mucho más elevada que las laterales, con cinco tramos. La bóveda de la nave central es de cañón con lunetos. En la bóveda de la nave central las grietas se produjeron en la zona central de los arcos fajones y fractura de todos los arcos del crucero. . El movimiento sísmico consiguió mover los muros, lo que provocó la abertura de los apoyos y la modificación de la línea de presiones del arco respecto a su trayectoria original motivados por los excesivos desplazamientos laterales de los muros de la nave.



Figura 230. Daños en arcos en la iglesia de Nuestra Señora del Carmen.

En la ermita del Calvario de Lorca los arcos se vieron dañados por el terremoto con la aparición de grietas en la clave de los arcos fajones, que descendieron y arrastraron parte de la bóveda.



Figura 231. Daños en arco de la ermita del Calvario.

5.7.2.3 Mecanismo de giro de los dos apoyos del arco en el mismo sentido

El mecanismo se puede producir cuando los estribos del arco son esbeltos y los muros laterales tienen una sección poco resistente.

El mecanismo que se genera conduce a la deformación del arco. Se manifiesta con la formación de tres articulaciones y el giro en la base de ambos estribos en el mismo sentido. La posible presencia de un tirante no sería eficaz para evitar la activación del mecanismo de daño.

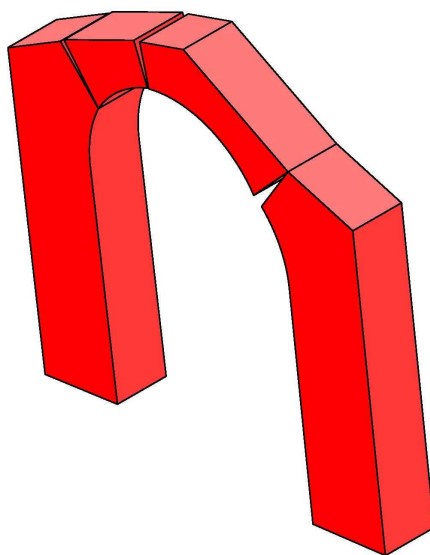


Figura 232. Interpretación del mecanismo.

En Italia, debido al terremoto de Friuli de 1976, en la iglesia de Santa María Assunta (Figura 233), en la localidad de Tramonti di Sotto fue reconocible el mecanismo de daño producido por el giro de los dos estribos del arco transversal de la nave en el mismo sentido. El mecanismo es particularmente evidente en el arco central en el que se reconocen las lesiones características.



Figura 233. Daños en el arco de la iglesia de Santa María Assunta

La ermita de San Roque de Lorca dispone de una única nave, arcos de diafragma de medio punto realizados en ladrillo, artesanado de madera, tejado a dos aguas y una pequeña espadaña. Después del sismo se apreciaban daños en los arcos de ladrillo, a la altura de la clave. Esta construcción estuvo prácticamente en estado de ruina inminente hasta hace pocos años, cuando se decidió acometer una importante restauración en el año 2005. Se dispusieron tirantes de acero con tensor a ambas caras de cada uno de los arcos lo que evitó mayores desplazamientos de estos arcos.



Figura 234.



Figura 235. Imagen de la Ermita de San Roque de Lorca.

5.7.2.4 Mecanismo de fallo por cortante simétrico en los dos apoyos del arco

El mecanismo se activa por el fallo a cortante de los dos estribos, provocando la deformación del arco y su deslizamiento, el descenso de la clave y la activación del mecanismo de daño con la formación de tres articulaciones en el arco, dos en los riñones y uno en la clave.

Los esfuerzos provocados por las oscilaciones sísmicas producen la variación de la geometría del arco provocando separación y fracturas en la base de los estribos. Se generan grietas en el arco y grietas inclinadas en estribos, incluyendo los muros laterales y contrafuertes que actúen como apoyos. También se pueden producir desprendimientos.

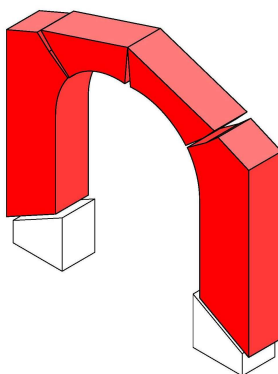


Figura 236. Mecanismo de cortante simétrico en los estribos.

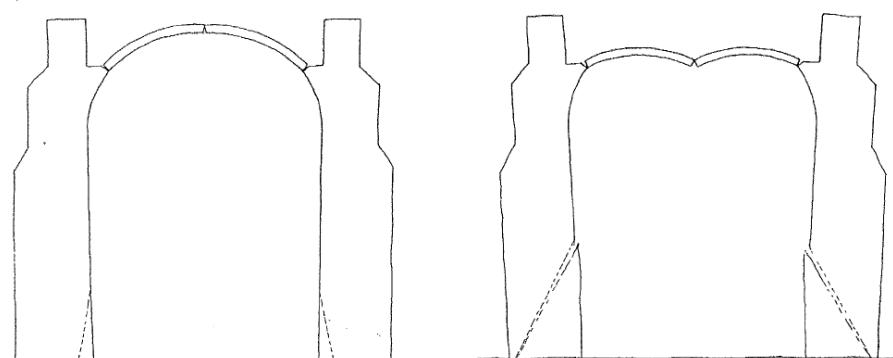


Figura 237. Colapso de una bóveda de cañón al inclinarse los estribos

La cuestión de la seguridad en cualquier estructura de fábrica, ya sea un arco o un estribo, depende de que exista una línea de empujes contenida dentro de la fábrica. Para los estribos el empuje no debería aproximarse al borde exterior de la fábrica; si el empuje toca este borde se formaría una rótula y el estribo colapsaría por vuelco.

Un empuje excéntrico en la base del estribo tendería a producir asentamientos diferenciales lo que ocasionaría el desplome del estribo.

En Italia, debido al terremoto de Friuli de 1976, en la iglesia de San Stefano (Figura 238), en la localidad de Artegna, de la provincia de Udine, fue reconocible el Mecanismo de fallo por cortante simétrico en los dos apoyos del arco al haberse producido fallo en los estribos, causados por la rotura a cortante de los apoyos, que provoca los mayores daños en la parte central del arco con la caída la clave.

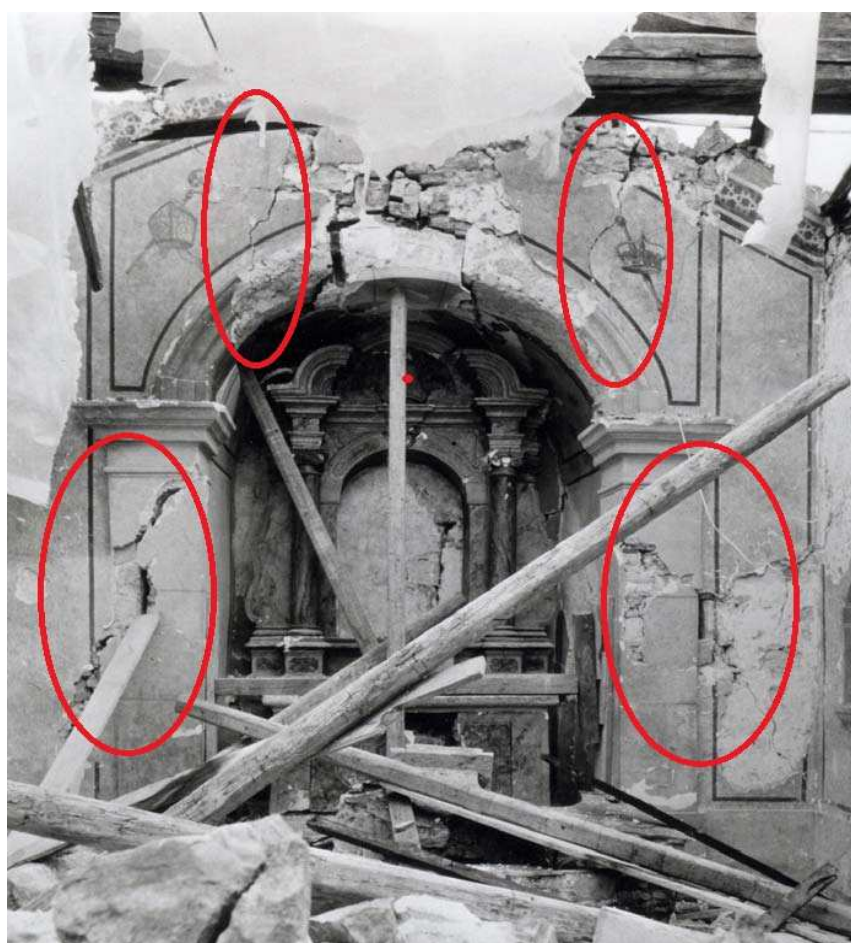


Figura 238. Daños en arco en la iglesia de San Stefano.

En la iglesia de San Francisco de Lorca se produjeron grietas inclinadas en las pilastras del crucero correspondientes a los arcos que sujetan la cúpula.

La cabecera de la iglesia, en el crucero, presenta tres bóvedas con lunetos tabicadas de ladrillo. Los arcos apoyan sobre pilastras observándose en el central que el movimiento sísmico ha producido grietas inclinadas, de tendencia simétrica, en sus

dos apoyos. Los esfuerzos provocados por las oscilaciones sísmicas producen la variación de la geometría del arco provocando separación y fracturas en la base de los estribos. Se generan grietas en el arco y grietas inclinadas en estribos, incluyendo los muros laterales y contrafuertes que actúen como apoyos. También se pueden producir desprendimientos.



Figura 239. Daños en los apoyos del arco de la iglesia de San Francisco de Lorca.

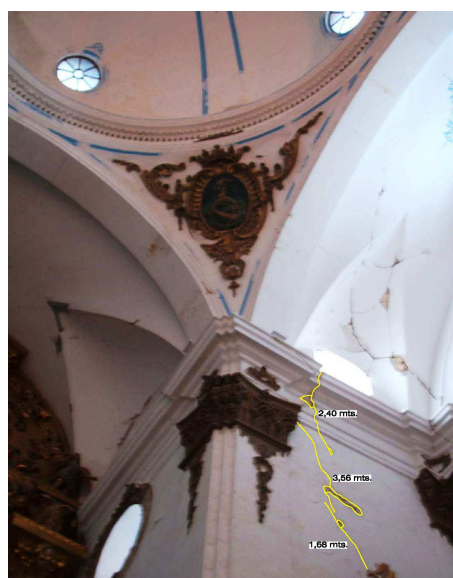


Figura 240. Detalles de las grietas.

Un mecanismo similar se presentó en la iglesia de Santiago de Lorca donde se produjeron grietas inclinadas asociadas al apoyo del arco del crucero perteneciente a la nave principal, y que servía de apoyo a la cúpula.



Figura 241. Iglesia de Santiago.

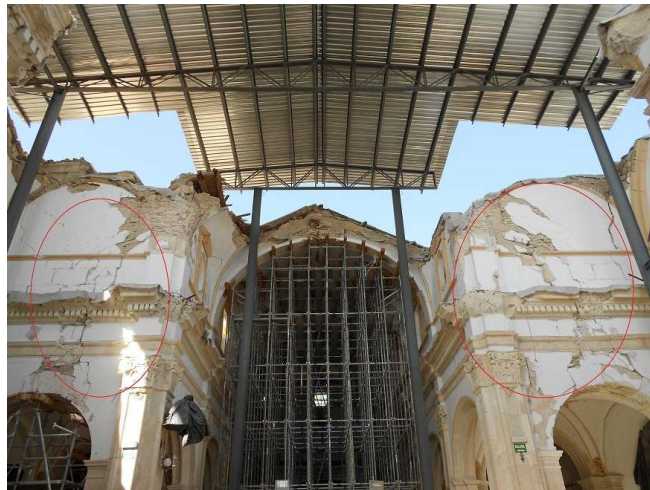


Figura 242. Daños en la iglesia de Santiago. Foto del autor.

5.7.2.5 Mecanismo de desplazamiento de dovelas del arco

Las deformaciones de arcos ante los efectos de acciones sísmicas con la creación de un mecanismo de desplazamiento de las dovelas son deformaciones instantáneas a la vibración. Estos efectos están relacionados directamente con las vibraciones inducidas por las ondas sísmicas en el terreno. Las deformaciones se producen como consecuencia del comportamiento rígido de las estructuras frente a las deformaciones

elásticas producidas por el paso de las ondas sísmicas con el consecuente desplazamiento de las dovelas de arcos o dinteles desplazadas.

Debido al movimiento inducido por las ondas sísmicas, se produce un movimiento diferencial entre las dovelas de un arco o dintel. Estos movimientos pueden ser horizontales, verticales o mixtos y generalmente no conllevan el colapso del arco

5.7.2.6 Mecanismo de movimiento de dovelas del arco por variación de cargas en las impostas

Muchos daños en arcos que implican movimiento de las dovelas están producidos por la desestabilización del arco por variaciones de carga en las impostas que ceden cambiando el estado de equilibrio del arco. Todo ello conlleva la aparición de grandes fracturas en los muros que contienen el arco.

La deformación del arco produce el reequilibrio de la estructura posterior al cambio de fuerzas por desplazamientos en las impostas del arco.

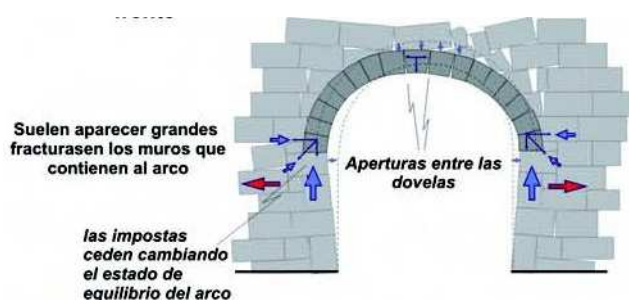


Figura 243. Giner-Robles et al. (2011)

5.7.2.7 Mecanismo de hundimiento de la clave de un arco

El descenso y caída de la clave de un arco se produce por la pérdida de apoyos de las dovelas, asociado al movimiento horizontal en el plano del muro que contiene al arco. El mecanismo de daño se activa por la separación entre apoyos del arco y el consiguiente desplazamiento vertical de las dovelas. Es uno de los mecanismos más frecuentes asociados a terremotos.

El origen sísmico de las deformaciones en un arco queda claramente definido por el hundimiento de algunas de las dovelas del arco. Se producen porque los esfuerzos que sustentan los arcos recaen en las paredes laterales y al moverse estas, de forma alternante en la misma dirección que el arco, descargan los esfuerzos de las dovelas haciendo que las claves caigan por el peso que sustentan dichos arcos.

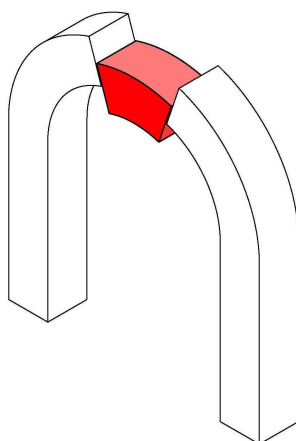


Figura 244. Interpretación del mecanismo.

Estos movimientos se producen debido a una pérdida de apoyo momentáneo de las dovelas como consecuencia de los movimientos de cizalla cíclicos horizontales del plano del muro que contiene al arco. Los movimientos horizontales inducidos por los terremotos producen la separación de las dovelas, eliminando su soporte lateral provocando el desplazamiento vertical (deslizamiento) de las dovelas de un arco o dintel, generalmente la clave del arco. En el arco sometido a las acciones sísmicas comienzan a desplazarse las dovelas y sillares del muro hacia fuera y se desliza hacia abajo la clave del arco.

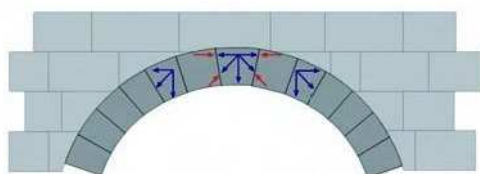


Figura 245. Estado inicial. Giner-Robles et al. (2011)

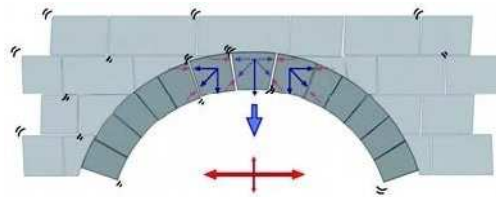


Figura 246. Deformación. Giner-Robles et al. (2011)



Figura 247. Estado final deformado. Giner-Robles et al. (2011)

En las deformaciones de origen sísmico que inducen el hundimiento de dovelas de arco, el daño más común es el deslizamiento de la clave del arco en vertical aunque también pueden deslizamientos de otras dovelas.

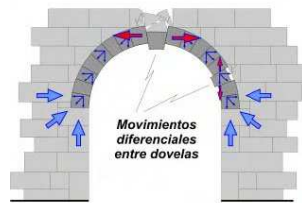


Figura 248. Esquema idealizado del análisis de la deformación de arcos y dinteles. Comportamiento teórico de arcos cuando el eje del dintel es paralelo a la dirección de llegada de la onda según Giner-Robles et al. (2011).

El concepto de esfuerzo/deformación asociado a la caída de la clave de un arco como consecuencia de un terremoto se puede realizar con la representación de las elipses de esfuerzo y deformación responsables de dicho efecto.

Clave de arco caída	elipse de esfuerzo	elipse de deformación

Figura 249. Giner-Robles et al. (2011).

Tras el terremoto de Lorca se han podido verificar este daño en diversos casos como en la iglesia de San Francisco, en la Capilla del Rosario, Colegiata de San Patricio, iglesia de Santiago y en la iglesia de San Juan.

También se puede observar este mecanismo de caída de la clave del arco en la edificación civil de Lorca como en los arcos de las portadas.

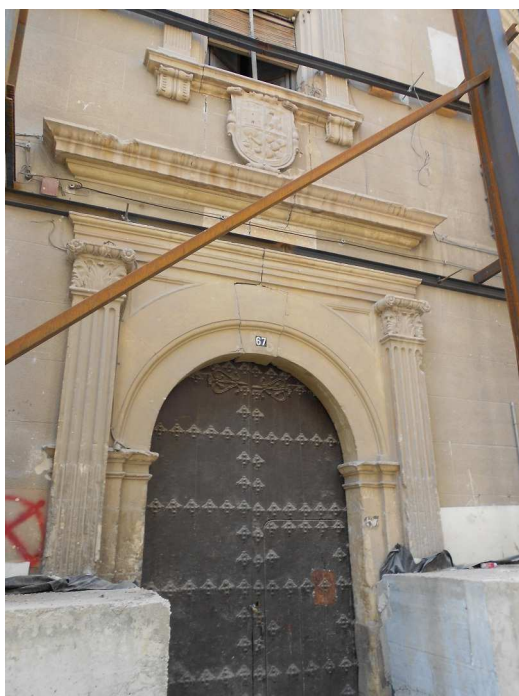


Figura 250. Descenso de la clave del arco de portada de edificio en Lorca. Foto del autor.

En la iglesia de San Francisco se produjeron la caída de las claves de los arcos del campanario. Los cuatro huecos que componen el campanario, situados en el centro de cada uno de los muros del último cuerpo de la torre, se han visto muy afectados por el terremoto ya que al abrirse la estructura han provocado el descuelgue de las claves y de algunas dovelas de los arcos que cierran estos huecos.



Figura 251



Figura 252

En la Capilla del Rosario, los arcos torales que soportan la bóveda, cúpula y el cimborrio, ejecutados con ladrillo, se mostraron fracturados y con signos de resquebrajamiento, mereciendo especial atención, el que da a la nave central que arranca de dos pilastras muy fracturadas y cuya clave quedó partida y desprendida... Los movimientos Norte-Sur provocaron el hundimiento de la clave quedando ésta, “colgando” en un equilibrio totalmente inestable. La caída de la misma podría suponer el colapso del arco y a su vez de la bóveda y de la cúpula.



Figura 253



Figura 254. Detalle de la clave rota.

El resto de los arcos también quedaron fracturados, destacando el aro carpanel de piedra que soporta el coro. Se trata de un arco carpanel, ejecutado en piedra, y cuyas juntas de la clave y de las dovelas centrales, han sido aplastadas por los mencionados movimientos del edificio.

El mismo fenómeno se produjo en los arcos de sillería de los contrafuertes de la Colegiata de San Patricio. Los contrafuertes de la nave central son perpendiculares a los muros principales y presentan arcos de aligeramiento donde se produjeron caídas de claves de arco.



Figura 255. Descenso de clave en arco en La Colegiata, Lorca

En el caso de la torre de la iglesia de Santiago, en el que los arcos alojados en los muros de orientación N140°E presentan caídas de las claves de los arcos mientras que los muros perpendiculares tienen deformaciones menores.

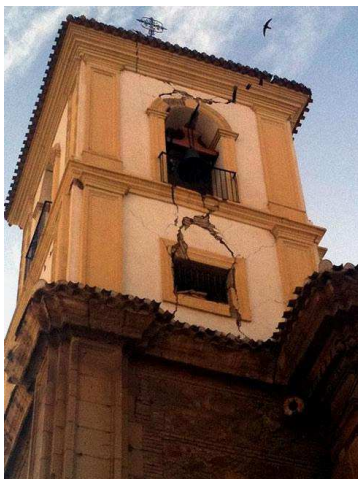


Figura 256

En la iglesia de San Juan se observa el daño en los arcos de las ventanas de la torre.



Figura 257

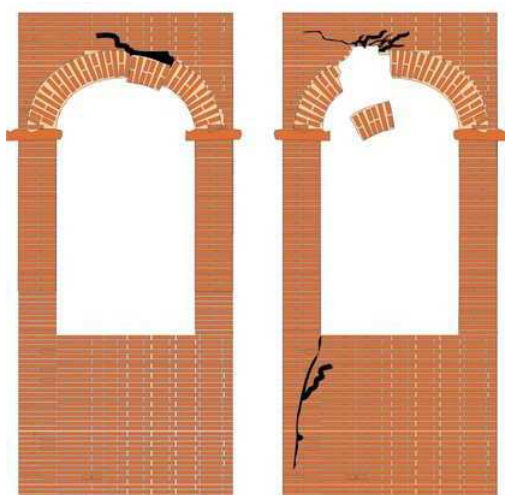


Figura 258. Giner-Robles et al. (2011).

5.7.2.8 Mecanismo de movimiento horizontal de las dovelas

El daño más común es el deslizamiento de la clave del arco en vertical aunque también pueden producirse movimientos de los bloques en la horizontal. Se producen deformaciones de origen sísmico que inducen el movimiento horizontal de las dovelas.



Figura 259. Esquemas idealizados del análisis de la deformación en arcos. Giner-Robles et al. (2011).

En el caso de los movimientos en la horizontal de las dovelas está limitado por la dirección del muro que contiene al arco.

Ejemplos de estos movimientos de dovelas se pueden encontrar en Baelo Claudia (Cádiz).



Figura 260. Caída de la clave de un arco en la puerta de uno de los bastiones de la muralla de la ciudad

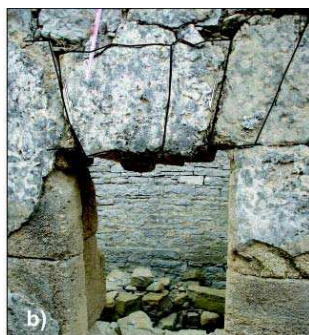


Figura 261. Movimientos en la vertical de las dovelas de un dintel de una ventana en uno de los edificios del foro de la ciudad.

5.7.2.9 Mecanismo de elevación de la clave de un arco

El mecanismo se puede producir en el caso de arcos que no sustenten cargas verticales, generalmente asociado a la falta de cubierta, lo que provoca que no se produzca el descenso de la clave del arco sino que aparezcan extruidas hacia arriba.

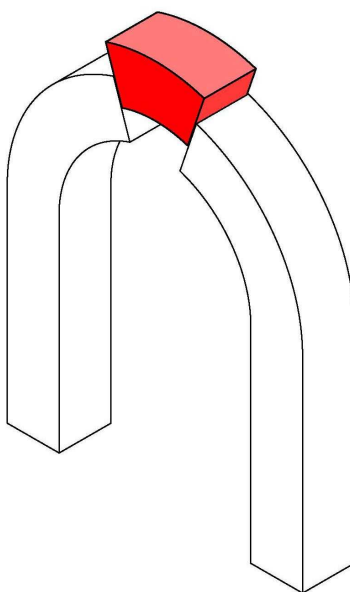


Figura 262. Interpretación del mecanismo.

Este mecanismo se ha podido constatar en la Iglesia de Santa María de Lorca. Esta iglesia carece de cubierta y en la restauración realizada pocos meses antes de los terremotos sus arcos han sido recubiertos por láminas protectoras de cobre para evitar su erosión y deterioro. Debido al sismo de 2011, esta ausencia de carga vertical asociada a la falta de cubierta ha producido que las claves de arco no caigan, sino que aparezcan extruidas hacia arriba.

La deformación de los arcos apuntados del primer tramo (eje transversal de la iglesia) cuya alineación es paralela a la trayectoria de máxima deformación (noroeste-sureste) se manifestó en el desplazamiento de las dovelas que conforman la clave de dichos arcos, que en este caso fue de ascenso por los esfuerzos de cizalla en ausencia de carga vertical. En este caso, los esfuerzos de cizalla cíclicos producidos en superficie, paralelos a la dirección de los arcos, genera una compresión de los laterales del arco sobre la clave, que, al no tener carga de la techumbre, asciende por compresión



Figura 263. Clave extruida en la iglesia de Santa María como consecuencia del terremoto del 11 de mayo de 2011



Figura 264.

5.8 Bóveda

Las bóvedas son estructuras de gravedad que funcionan a través de su curvatura, transmitiendo sus empujes a los apoyos que se consideran fijos. Su comportamiento es bidireccional, ya que, aunque su sección transversal se supone constante a lo largo de la nave, el rozamiento que existe entre arcos iguales origina traslados de carga y una buena defensa a roturas locales (Mas-Guindal, 1996).

El comportamiento resistente de las estructuras abovedadas de fábrica presenta algunas particularidades que deben ser tenidas en cuenta al considerar las acciones de cálculo y la forma de combinarlas, tanto en el comportamiento frente a cargas estáticas como dinámicas (sismo).

Por un lado, las normas modernas de acciones se refieren, en general, a obras de nueva planta, por lo que hace ya muchos años que dichas normas dejaron de contemplar el empleo de bóvedas de fábrica de piedra o ladrillo. Eso no quiere decir que no sean de aplicación tales normas, sino que no siempre consideran la especificidad del comportamiento resistente de este tipo de estructuras, para las que hay que considerar un marco de seguridad que tenga en cuenta los modos de fallo particulares que presentan.

Así, debe tenerse presente que las fábricas son aptas para resistir compresiones pero son incapaces de resistir tracciones, por lo que su morfología (el arco y la bóveda) debe entenderse como el resultado inteligente, muy antiguo, de búsqueda de una forma en la que predominen las compresiones, aun cuando puedan existir zonas traccionadas y, por tanto, no colaborantes, siempre que se satisfagan dos condiciones esenciales: se cumpla el equilibrio y no se agote la capacidad resistente de los materiales. Este planteamiento invalida, con carácter general, los métodos de cálculo lineales con rigidez constante, y obliga a adoptar planteamientos no lineales o enfoques particulares como los del análisis límite (basado fundamentalmente en la búsqueda de una configuración segura de equilibrio) o los de bloques rígidos (basado en el principio energético de los trabajos virtuales).

La primera condición equivale a exigir que, para todas las combinaciones posibles de acciones, sea factible encontrar una línea de presiones (lugar geométrico de los puntos de paso de la resultante) contenida en la fábrica resistente (incluidos los rellenos rígidos) sin que se desarrolle un mecanismo cinemático de colapso por formación de un número suficiente de rótulas.

La segunda condición restringe el ámbito de posibles líneas de presiones a aquellas que no producen el agotamiento de la fábrica.

Desde el punto de vista del colapso global, las estructuras de fábrica tienen un comportamiento "a prueba de fallos". Es el agrietamiento lo que hace "dúctiles" a las estructuras de fábrica. Las estructuras de este tipo encuentran múltiples caminos alternativos para transmitir las solicitaciones a que se encuentran sometidas y readaptan su forma para compatibilizarla con dichas solicitaciones, o con posibles movimientos de la estructura debidos a otras causas.

Aun en equilibrio, una estructura de fábrica abovedada habrá presentado gran número de fisuras, grietas y acomodos, debidas por ejemplo a los descimbrados originales o movimientos del suelo en las proximidades a sus muros.

Indicaremos a continuación, desde un punto de vista teórico, los movimientos básicos en las bóvedas y las patologías típicas asociadas para interpretar posteriormente los movimientos reales de la estructura tras el sismo y confirmar la veracidad de las hipótesis indicadas.

En la figura siguiente se pueden observar los esquemas de fisuración que pueden observarse en diferentes tipos de bóvedas.

- a) Bóveda formada por la intersección de dos cilindros de igual radio.
- b) Bóveda formada por el cruce de dos bóvedas de cañón apuntado una con más luz que la otra y con la arista superior de intersección plana.
- c) Bóveda igual que la anterior pero en el que las aristas superiores a su vez tiene curvatura.
- d) Bóveda cupuliforme, es decir, aquella en la que la clave de la bóveda está por encima de las claves de los arcos formeros y perpiaños.

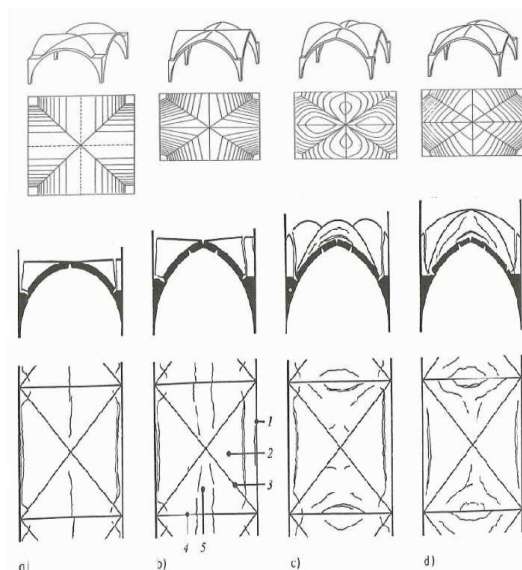


Figura 265. Esquema de las fisuras que se observan en diferentes tipos de bóvedas. Variación del modelo de agrietamiento en función de la forma de la bóveda (Barthel 1993).

Con ayuda de estos esquemas de fisuración y los estudios de patologías de bóvedas se ha podido constatar la existencia de diferentes tipos de grietas:

- Grietas de independencia en bóvedas de crucería, de acuerdo con la terminología acuñada por Fortea y López (2000). Se incluyen las conocidas grietas de Sabouret y grietas de muro. Son grietas de separación, de independencia, de subdivisión de la estructura en diversas partes autónomas que le permite a cada una un mayor grado de libertad de movimiento desligado de sus compañeras.

- Grietas de articulación que son las que se producen en un arco elemental, convirtiendo la estructura en un mecanismo. Se forman donde la línea de empujes está en el límite de su frontera. Tienen forma de cuña en sentido transversal siendo su vértice el lugar por donde circulan agolpadas y desesperadas las fuerzas de compresión. Solo se aprecian por una cara, bien por el intradós bien por el extradós, pero nunca por las dos caras. Si ésta llegara a acontecer sobreviene el colapso

Ambos tipos de grietas avalan el funcionamiento de la bóveda como superficie continua. En estas condiciones, tras un sismo, estas grietas aumentan y pueden provocar la ruina de la fábrica. Los daños, necesariamente, hay que correlacionarlos con el estado anterior de la fábrica, de tal modo que permita disipar energía a través de rótulas o no. Una fábrica es sensible a la aplicación de las cargas. Las de sismo, cuando aparecen en forma de esfuerzos cortantes, dejan su huella indicando los puntos de menos inercia por donde las fábricas se han roto.

Las bóvedas de cañón que se extienden entre arco y arco también trabajan por gravedad. Realmente no transmiten su carga a los arcos transversales, sino que transmiten las fuerzas directamente a sus apoyos. Cuando las bóvedas tienen lunetos, se forma una estructura tridimensional más estable. Nuevamente, el riesgo de colapso es por el fallo o abertura de los apoyos. Por lo general, las grietas que siguen la clave no representan riesgo importante de colapso siempre y cuando se cumpla las condiciones de estabilidad que requieren los arcos.

Cuando los muros de la nave se mueven en sentidos diferentes, uno con respecto a otro, cierre o apertura, tal movimiento conlleva a agrietamientos en la clave y los riñones de la bóveda (Figura 266).

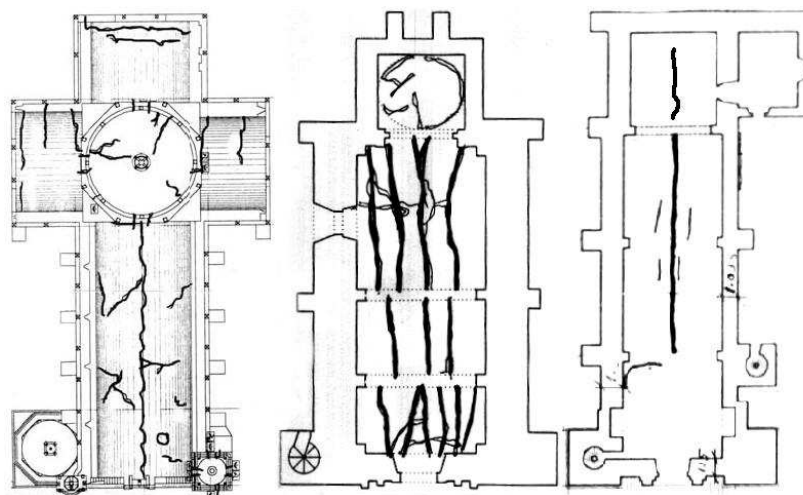


Figura 266.

La vibración transversal del templo ilustrado en la figura produce esfuerzos de tensión en la bóveda, los cuales tienden a separar el edificio en dos partes, de modo que los muros de uno de los lados no participan en la resistencia a cargas laterales. Así, una parte importante de las fuerzas laterales debidas al sismo debe ser soportada sólo por los muros de un lado del edificio (Figura 267).

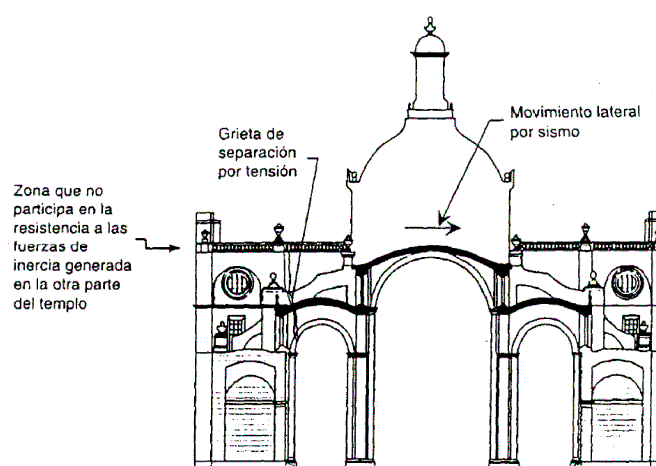


Figura 267. Agrietamiento longitudinal de Bóveda. (Brizuela)

5.8.1 Factores que influyen en el comportamiento sísmico de las bóvedas

1- Entre los factores que influyen en el comportamiento sísmico de las bóvedas está el efecto de los tirantes. La pérdida de estabilidad de las bóvedas puede, en la mayoría de los casos, imputarse a los fuertes incrementos o bien, en caso opuesto, a la anulación de las acciones verticales de esfuerzo, comportamiento propio de la naturaleza ondulatoria del sismo. Los mecanismos de deformación en el plano de las bóvedas sometidas a sismo son favorecidos por los empujes horizontales causados por las bóvedas mismas, por lo tanto por su geometría, especialmente en los casos en que éstas tengan tirantes. Esto determina un efecto de rotura a cortante en los soportes laterales, donde se genera un alejamiento de las impostas, con una deformación evidente, la bajada de la clave y la formación de articulaciones (D'Avino, 2011). La ausencia de tirantes transversales amplifica, durante el evento sísmico, la diferencia de rigidez entre la bóveda y los muros donde se apoyan, generando, especialmente en caso de estructuras de bóvedas con lunetos un mecanismo de separación. La presencia de tirantes disminuye notablemente los daños.

- Otro de los factores que pueden influir en el efecto sísmico de las bóvedas es el efecto de su relleno. La mayoría de las bóvedas presentan en el extradós un relleno que genera una carga distribuida de los riñones donde, en caso de esfuerzo sísmico, se habría previsiblemente determinado una subida y el comienzo del sucesivo mecanismo de rotura. Esta carga tiene la doble función de adaptar el comportamiento de la curva de las presiones a la geometría de la bóveda y de incrementar la acción de mutuo contraste entre los sillares escuadrados de la estructura de la mampostería. El mayor peso comporta una mayor carga en las paredes externas; pero también una carga más centrada y, por lo tanto, con estados de tensión mejor distribuidos (D'Avino, 2011). Sin embargo, hay que prestar atención a la coherencia de estos materiales de

relleno porque si no es homogéneo e incoherente puede causar durante la fase dinámica un considerable aumento de los esfuerzos transmitidos a las bóvedas.

5.8.2 Mecanismos de daño de las bóvedas

Los mecanismos de daño de las bóvedas ante acciones sísmicas que se han observado son los siguientes:

1. Mecanismo de separación entre los arcos elementales de la bóveda.

El mecanismo es reconocible por las lesiones en forma de agrietamiento transversal.

2. Mecanismo de rotura de los arcos elementales de la bóveda.

3. Mecanismo de rotura a cortante de la bóveda

4. Mecanismo de rotura localizado por el desplazamiento de un punto de apoyo de la bóveda

5.8.2.1 Mecanismo de separación entre los arcos elementales de la bóveda

Una bóveda puede considerarse idealmente como un conjunto formado por una serie de arcos elementales. Cuando la conexión entre estos arcos ideales es ineficaz puede verificarse la separación de la bóveda paralelamente a la estructura del arco.

Debido al seísmo se pueden producir la separación de las bóvedas de los arcos formeros con la consiguiente formación de grietas. El mecanismo puede ser activado, por efecto del giro fuera del plano del muro de fachada y se forman lesiones que siguen el perfil del arco. Se produce el vuelco del muro con arrastre parcial de la bóveda.

Las lesiones son visibles en la dirección ortogonal a la generatriz de la bóveda y confirman la separación entre los arcos elementales de la bóveda manifestándose sobre todo en el encuentro entre los arcos fajones con los plementos de la bóveda, que se separan.

El mecanismo es reconocible por las lesiones en forma de agrietamiento transversal, con un agrietamiento en forma de arcos paralelos. Se forman grietas que separan la bóveda adquiriendo una independencia de funcionamiento, con agrietamiento en forma de arcos paralelos. Son grietas lineales en la dirección perpendicular de la nave principal.

En el caso de que existan arcos fajones se pueden generar fracturas de la bóveda en el encuentro con dichos arcos, con la separación de los arcos fajones de la bóveda, siendo el proceso de formación de las lesiones diferente a una corrida de cañón al tener inercias diferentes los arcos formeros y la bóveda.

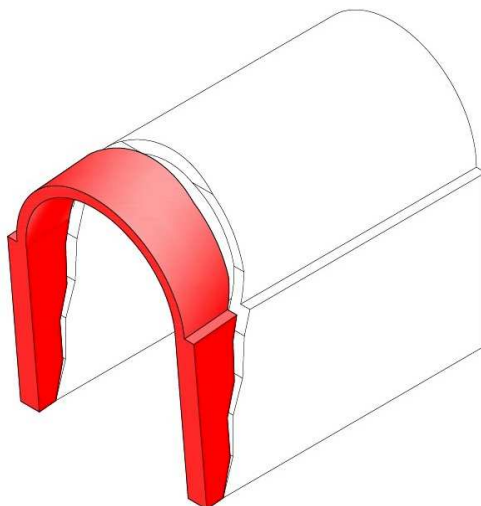


Figura 268. Interpretación del mecanismo. Separación entre los arcos elementales con agrietamiento transversal.

En el terremoto de Lorca de 2011 este tipo de daños se ha producido en las iglesias de San Mateo, San Francisco, San Diego y Ntra. Sra. del Carmen.

La Iglesia de San Mateo de Lorca, es de planta rectangular con una amplia nave de cuatro tramos cubierta por bóveda de cañón entre arcos fajones, con lunetos para la iluminación mediante ventanas termales, con molduras en las jambas y los dinteles.

La cabecera es una bóveda de cascarón, las naves del crucero están cubiertas con bóvedas de cañón con lunetos y las naves laterales son de bóvedas de arista.

Se observan grietas en las bóvedas de la nave central producidas por la separación de las bóvedas de los arcos fajones. Las lesiones son visibles en la dirección ortogonal a la generatriz de la bóveda de cañón con lunetos. Las grietas testimonian la separación entre los arcos elementales.

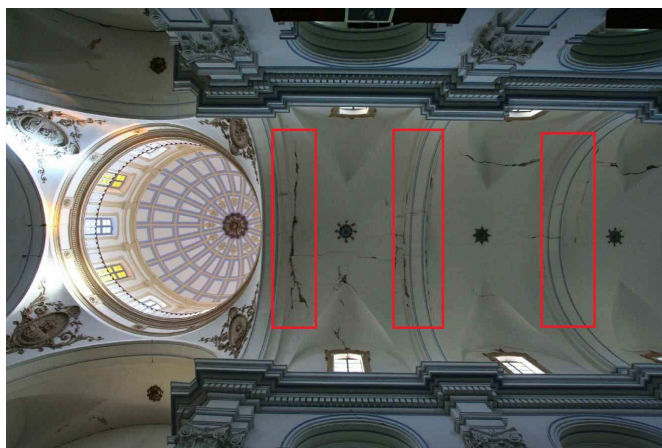


Figura 269. Grietas en la iglesia de San Mateo de Lorca

La Iglesia de San Francisco de Lorca presenta una bóveda de cañón que cubre la nave principal y que se vio afectada por numerosas fisuras que seguían transversalmente la directriz del arco de cañón y que se manifestaban sobre todo en el encuentro entre los arcos fajones con los plementos de la bóveda, que se habían separado.



Figura 270. Nave central de la iglesia de San Francisco de Lorca

La iglesia de San Diego de Lorca es una Iglesia de planta rectangular con tres naves. La nave central está cubierta por bóveda de medio cañón sobre lunetos al igual que los brazos del crucero y la capilla mayor.

Sufrió la rotura de la totalidad de las bóvedas de los brazos del crucero y nave central con grandes grietas en todas las bóvedas y separación de algunas de ellas de los arcos fajones. Abertura de todos los arcos en torno al crucero así como algunos entre nave central y laterales.

Se observan grietas en las bóvedas de la nave central producidas por la separación de las bóvedas de los arcos fajones. Las lesiones son visibles en la dirección ortogonal a la generatriz de la bóveda de cañón con lunetos. Las grietas testimonian la separación entre los arcos elementales.



Figura 271. Grietas en la nave central de la Iglesia de San Diego de Lorca.

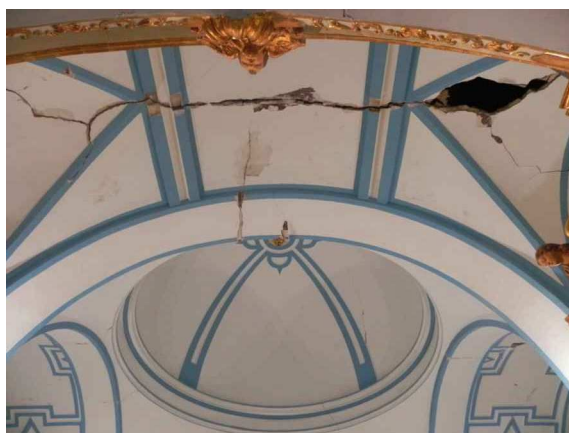


Figura 272. Grietas en la bóveda del crucero de la Iglesia de San Diego de Lorca.

La iglesia de Nuestra Señora del Carmen es una iglesia es de tres naves, siendo la central mucho más elevada que las laterales, con cinco tramos. La bóveda de la nave central es de cañón con lunetos así como las del crucero y capilla mayor, las naves laterales son de bóveda de arista y dispone de coro alto a los pies.

Se observó la abertura de todos los arcos en torno al crucero así como algunos entre nave central y laterales y entre el crucero y la sacristía. En las bóvedas del crucero, de cañón con lunetos, se produjeron grandes grietas en todas las bóvedas y separación de algunas de ellas de los arcos fajones.



Figura 273. Grietas en bóvedas del crucero. Iglesia Ntra. Sra. del Carmen de Lorca

Se produjo la rotura de la bóveda del último tramo de la nave central sobre el coro cuyo desplome originó a su vez la perforación de la bóveda del coro en dos zonas. También se originó el agrietamiento del arco de sustentación del coro.



Figura 274. Bóveda sobre el coro. Iglesia Ntra. Sra. del Carmen de Lorca

5.8.2.2 Mecanismo de rotura de los arcos elementales de la bóveda por desplome de los estribos

El mecanismo es debido a la separación de los apoyos de la bóveda (giro de un muro lateral, abertura de los dos muros, etc.). El movimiento sísmico consigue mover los muros de fábrica, lo que provoca la abertura de los apoyos y la modificación de la línea de presiones del arco respecto a su trayectoria original motivados por los excesivos desplazamientos laterales de los muros de la nave de una iglesia.

Se forma una articulación con tendencia de evolución rectilínea, orientada ortogonalmente a los arcos elementales. Provoca una deformación generalizada en la bóveda por la creación de líneas de articulación debido a la separación entre apoyos. Se forman articulaciones que se manifiestan en grietas longitudinales en la zona central de la bóveda siguiendo más o menos las líneas de la clave, en el trasdós se producirán grietas simétricas en los riñones y grietas en la clave de los arcos fajones que descienden y arrastran la bóveda. Son daños típicos en bóvedas de directriz de medio punto y también se pueden producir en bóvedas vaídas y de crucería.

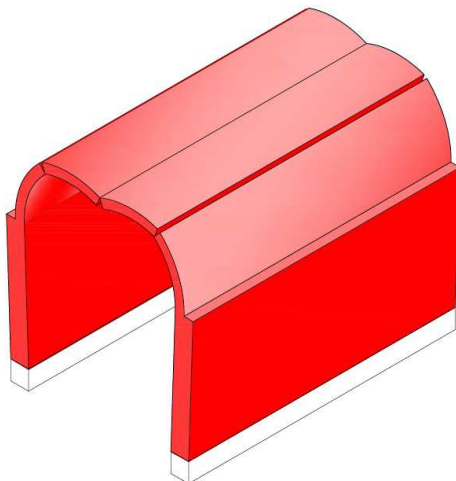


Figura 275. Interpretación del mecanismo.

Los desplomes en los muros de los estribos, debido a las acciones sísmicas, producen un incremento de la luz en los apoyos de la bóveda, que se adapta al movimiento mediante la formación de articulaciones. Si consideramos que las deformaciones como consecuencia de este mecanismo son uno o dos órdenes de magnitud superiores a las debidas a la elasticidad de las fábricas, es posible deducir a partir de los desplomes todos los movimientos ocurridos.

Los muros sobre las que están apoyadas son muy flexibles ante las vibraciones perpendiculares a su plano, por lo que los sismos les inducen fuertes movimientos laterales que producen grietas en la clave de las bóvedas por el interior. Esto no necesariamente pone en riesgo la estabilidad de la cubierta, ya que para que se

produzca el colapso son necesarias aberturas de los apoyos de varias decenas de centímetros. Sin embargo, el efecto acumulado de sismos sucesivos puede hacer perder curvatura a la bóveda y llevarla progresivamente a una situación de inestabilidad.

En general, las bóvedas no presentan problemas intrínsecos de estabilidad; es la estabilidad de los estribos el aspecto fundamental. La secuencia sería desplome – abertura de apoyos – abertura de grietas.

El mecanismo del movimiento básico de una bóveda sobre estribos se manifiesta con la abertura de los apoyos y hace que la bóveda se agriete fijándose tres articulaciones (A, B, C) y produciéndose un apreciable descenso de la clave del arco. El arco se convierte en un arco triarticulado rebajado. Si los estribos no siguen moviéndose la situación es estable (Figura 276a).

El colapso total de la bóveda aparece con el desplome máximo de los estribos en el que el arco deja de funcionar como tal (las articulaciones A', B' y C' están en línea recta) y se hunde. La inclinación de los estribos que conduce al hundimiento de la bóveda está lejos de ser la inclinación límite para el estribo porque el centro de gravedad de los estribos está dentro de la base y la bóveda podría hundirse sin necesidad de que los estribos vuelquen. Este hecho puede explicar el de muchas ruinas donde la bóveda se ha desplomado continuando los estribos en pie (Figura 276).

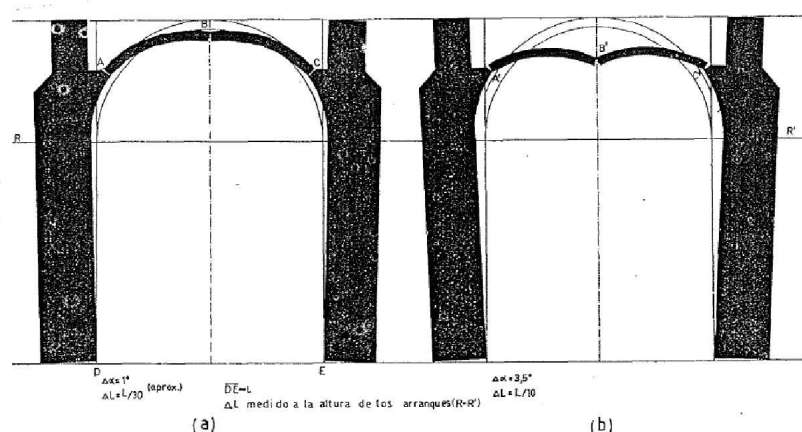


Figura 276. Movimiento de una bóveda por desplome de los estribos (Huerta, 1997).

En una bóveda de cañón el movimiento debido a separación de los apoyos, provoca que la única forma en que una bóveda de fábrica, puede absorber este movimiento es agrietándose: se abre una grieta en la clave, hacia abajo, y dos en los riñones, hacia arriba. La clave baja una cantidad (variable en función de su forma geométrica y de la situación de las grietas) del mismo orden que la abertura de los apoyos. La bóveda en

esta situación funciona como un arco triarticulado y es perfectamente estable; el empuje correspondiente se hace mínimo. En la Figura 277 se recogen algunos dibujos del libro de Heyman (1995) que explican este mecanismo.

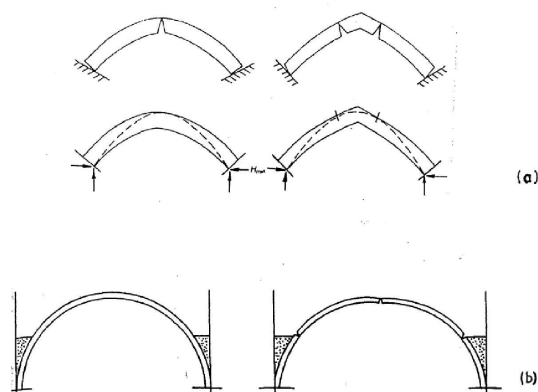


Figura 277. Agrietamientos de un arco o bóveda de cañón debidos a una ligera abertura de los apoyos (Heyman, 1995a)

En el caso de una bóveda de crucería, en cada tramo actuará un empuje que tiene por componente vertical la mitad del peso del tramo y por componente horizontal la composición de las componentes horizontales que actúan según los planos de los arcos cruceros. Puede ocurrir, también, que parte del empuje de la bóveda se transmita directamente al muro entre los estribos; no obstante, las componentes horizontales de estos empujes se transmitirán finalmente, formando arcos de descarga a los estribos.

En un análisis global de la estabilidad de una bóveda de crucería se puede constatar que al ceder los estribos se abren las grietas indicadas en la figura siguiente.

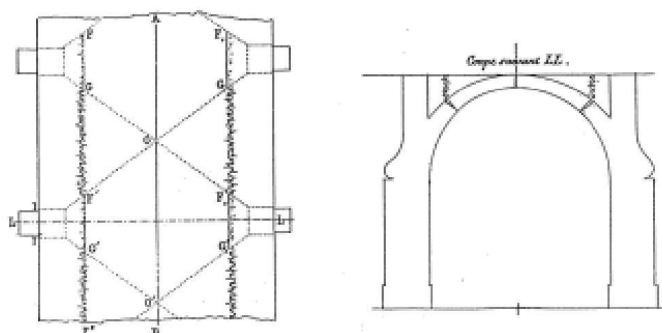


Figura 278. Grietas por abertura de los estribos

Las bóvedas de crucería presentan un agrietamiento del tipo de la Figura 279, con la formación de grietas del muro y de Sabouret:

1 °) Grietas en el cañón principal de la bóveda en la zona de la línea de la clave, debidas a la pérdida de altura al descimbrar; puede asegurarse que todas las bóvedas de cañón las tienen, aunque a simple vista no se aprecien.

2°) grietas de Sabouret, paralela al arco formero pero separada de él.

3) grieta de muro, de separación entre bóveda y muro, justo en el encuentro entre la bóveda y el muro lateral.

La Figura 15 recoge esta disposición: una grieta en la línea de clave, otra grieta como a un metro del muro (la grieta de Sabouret) y una tercera grieta de separación entre el casco de la plementería y el muro.

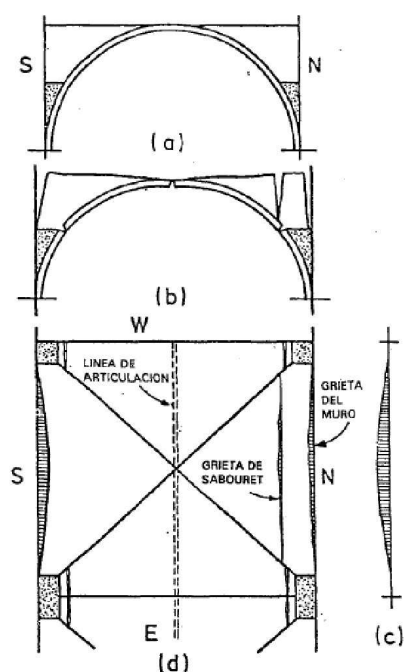


Figura 279. Agrietamiento de una bóveda de crucería (Heyman, 1995a)

En el caso de bóveda con lunetos puede formarse sólo la grieta del muro (Figura 280).

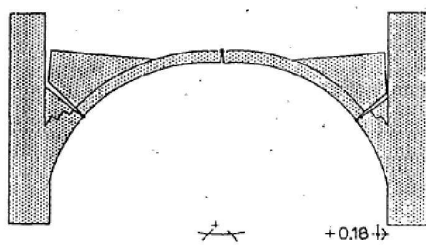


Figura 280. Agrietamiento de una bóveda de cañón con lunetos

Este mecanismo ha sido el más numeroso que se ha podido observar tras el terremoto de Lorca en diversas iglesias. El comportamiento estructural ha sido similar en la mayoría originándose grietas longitudinales en la zona central de la bóveda.

La Iglesia de San Cristóbal de Lorca, se configura constructivamente con una nave central, bóvedas laterales, crucero que delimita la cúpula del presbiterio y dos capillas laterales. La nave central está constituida por una bóveda de cañón de dos roscas de fábrica de ladrillo macizo y arcos fajones que sobresalen de la bóveda y cuyos estribos arrancan del sistema de contrafuertes que delimitan las distintas capillas laterales.

Tras el terremoto presentó un nivel de daños moderado-leve y en el caso de la bóveda y arcos fajones de carácter severo-grave. La dirección media noroeste-sureste del movimiento sísmico fue perpendicular al eje longitudinal de la iglesia.

Los daños se localizaron en la zona central de la bóveda de la nave y en sus arcos fajones, produciéndose grietas en casi toda la longitud de la nave, con la fisuración en la clave y hacia el cuarto de los arcos fajones, ocasionando daños locales de empuje en los lucernarios de la bóveda de cañón.

Puede apreciarse una grieta de articulación en la zona de la clave, a lo largo de toda la bóveda de cañón y otras dos hacia la zona de los riñones. Todas estas grietas son lineales en la dirección longitudinal de la nave principal.



Figura 281. Lesiones en arcos y bóveda de la nave central.

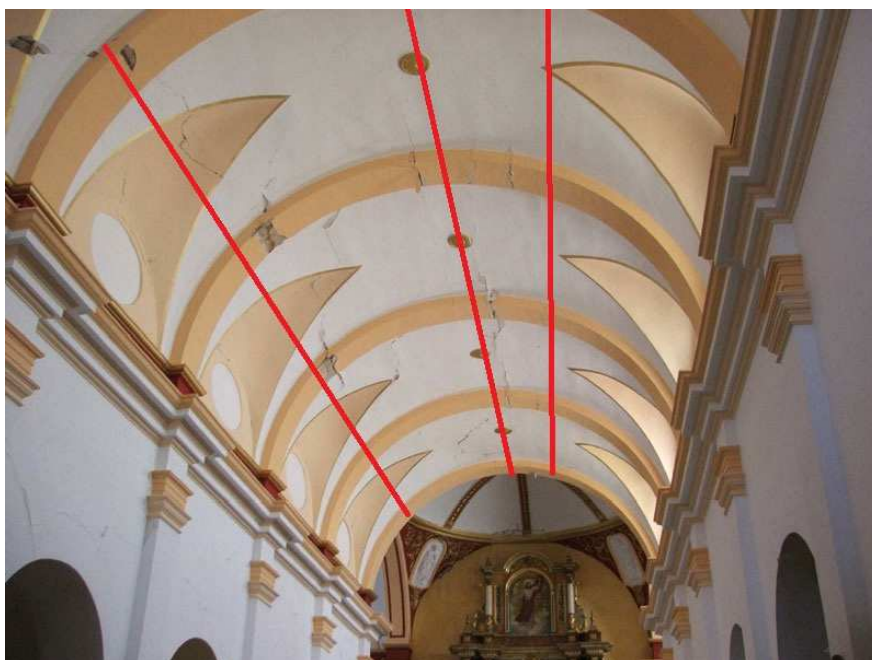


Figura 282. Iglesia de San Cristóbal de Lorca

La iglesia de San Mateo de Lorca presentaba grietas en las bóvedas de la nave central, bóveda de cañón entre arcos fajones con lunetos, que se produjeron de forma más evidente a un tercio de la misma en el lado derecho, con fractura de los arcos fajones en la clave y abertura de algunos arcos de esta nave central. También se presentó el mecanismo en las capillas laterales.

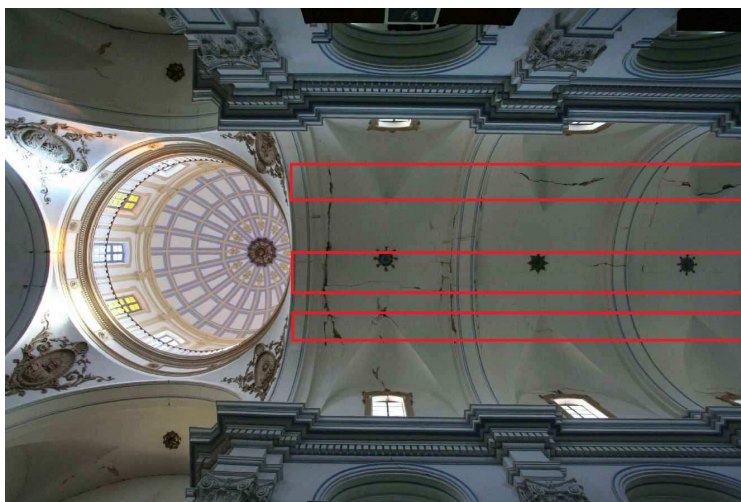


Figura 283. Grietas en la iglesia de San Mateo de Lorca

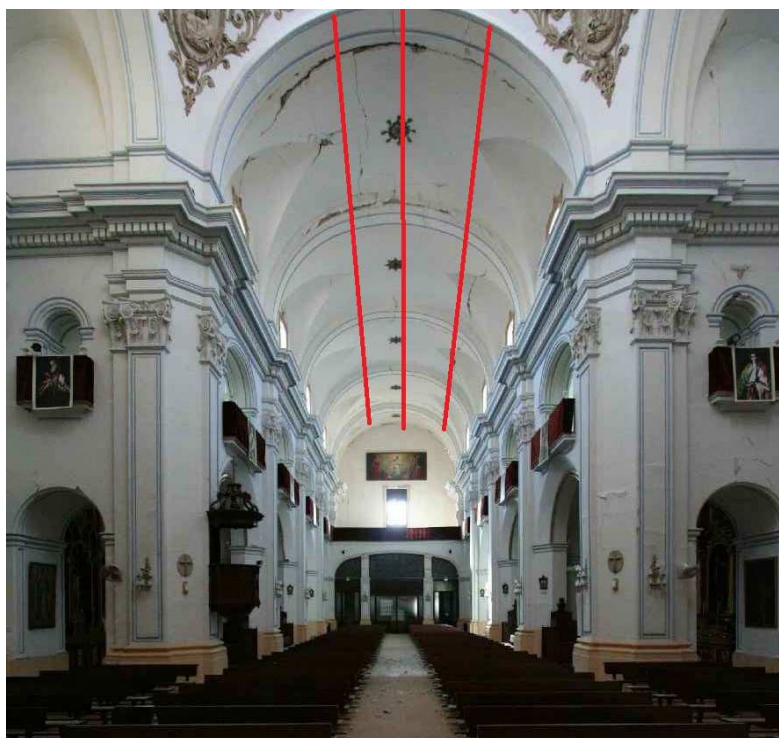


Figura 284.



Figura 285. Grietas en la capilla lateral.

La Iglesia de San Diego de Lorca, de planta rectangular con tres naves, la central cubierta por bóveda de medio cañón sobre lunetos al igual que los brazos del crucero y la capilla mayor.

Pueden apreciarse grietas de articulación en la zona de la clave, a lo largo de toda la bóveda de cañón. Todas estas grietas son lineales en la dirección longitudinal de la nave principal.

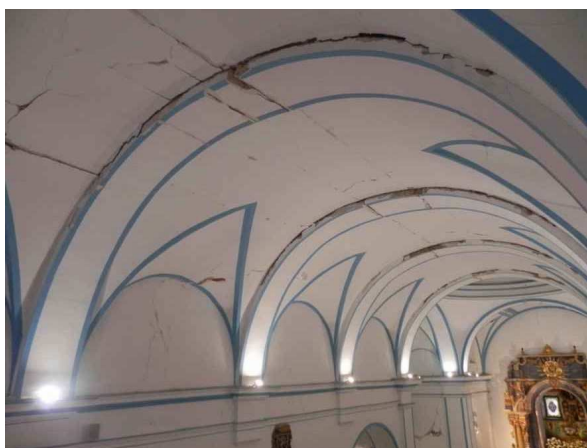


Figura 286. Iglesia de San Diego de Lorca.

La Iglesia de San José presentó la rotura de la bóveda de la nave central, con agrietamiento de los arcos fajones y grietas en el sentido longitudinal de la nave central.

En la restauración de la bóveda de la nave del templo se ha considerado que era irrecuperable por lo que se va a proceder a la retirada de sus elementos para que no caigan, procediendo a la construcción de una nueva bóveda.



Figura 287. Nave central de la iglesia de San José de Lorca.



Figura 288. Nave central de la iglesia de San José de Lorca.

En la iglesia de San Francisco, en la bóveda de cañón que cubre la nave principal, en la dirección longitudinal de la iglesia solo aparecieron fisuras de pequeña dimensión que seguían la línea de la clave rodeando los medallones que las rematan en cada tramo de la bóveda. En las claves de los arcos fajones estas fisuras eran ligeramente más importantes y denotaban cierta pérdida de la curvatura de estos arcos.



Figura 289. Nave central de la iglesia de San Francisco de Lorca.

La iglesia de Santiago está cubierta la nave central con bóveda de medio cañón con lunetos, y las laterales con bóvedas de arista. En estas naves laterales aparecieron grietas en los arcos y bóvedas.



Figura 290.

Se pueden apreciar grietas de articulación en el cañón principal de la bóveda en la zona de la línea de la clave y grietas de independencia, grieta de muro, de separación entre bóveda y muro, justo en el encuentro entre la bóveda y el muro lateral. Son grietas visibles, en el intradós, desde el interior de la nave, de forma lineal en el sentido longitudinal de la nave central.

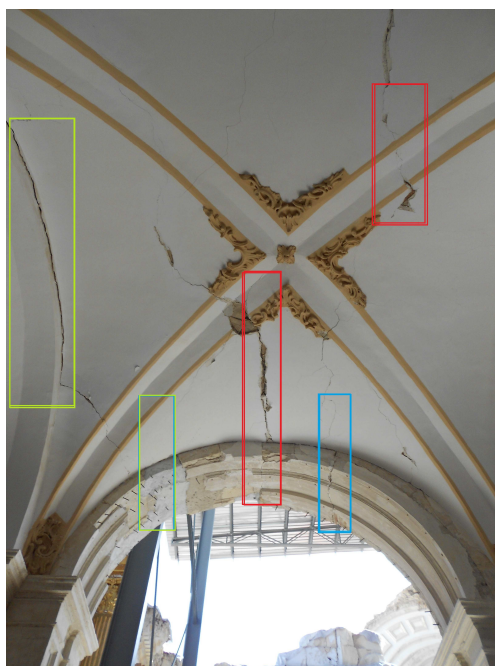


Figura 291. Daños en la iglesia de Santiago. Foto del autor.



Figura 292. Daños en la iglesia de Santiago. Foto del autor.

En la nave central, la direccionalidad del sismo según la orientación NO-SE, ortogonal al eje longitudinal de la Iglesia, originó grietas longitudinales en el eje de la bóveda de cañón con lunetos de los dos primeros cuerpos de la nave central y en los arcos fajones.



Figura 293. Iglesia de Santiago. Bóveda nave central.

La iglesia de Nuestra Señora del Carmen es de tres naves, siendo la central mucho más elevada que las laterales, con cinco tramos. La bóveda de la nave central es de cañón con lunetos. En la bóveda de la nave central las grietas se produjeron en la zona central de los arcos fajones con grietas longitudinales en la bóveda del penúltimo tramo y fractura de todos los arcos del crucero.



Figura 294.

Iglesia Virgen de las Huertas. La iglesia es de una única nave principal de cuatro tramos, cubierta de bóveda de cañón con lunetos, y capillas laterales intercomunicadas formando una especie de pseudonaves laterales.

Se originaron importantes agrietamientos en la bóveda de cañón de la nave principal y en cúpulas y techumbres de las capillas laterales; desplazamiento de arcos. En la bóveda de la nave y arcos fajones se produjeron grietas longitudinales en la zona central de los dos primeros tramos, siendo su trayectoria inclinada con respecto al eje de la nave en los dos últimos tramos.



Figura 295. Apeo de los arcos fajones de la nave central de la Iglesia de Virgen de las Huertas.



Figura 296.

En la capilla del Rosario se produjeron grietas longitudinales en bóvedas y arcos fajones en la zona central. Las bóvedas tanto del crucero como la central, se encuentran totalmente agrietadas y fragmentadas, con especial incidencia en la parte cercana a la cúpula, siguiendo las líneas de las juntas de las fábricas tabicadas. Con especial peligro en la del lado Sur.

Las bóvedas de acceso al camarín y a la torre, presentan un tremendo estado de agrietamiento. Se han producido grandes grietas de articulación, de forma lineal en el sentido longitudinal de la bóveda.



Figura 297. Bóveda de acceso al camarín



Figura 298.

En la ermita del Calvario de Lorca, la bóveda y los arcos se vieron afectados por el seísmo en su integridad estructural. El movimiento sísmico consiguió mover los muros de mampostería, lo que provocó la abertura de los apoyos y la modificación de la línea de presiones del arco respecto a su trayectoria original motivados por los excesivos desplazamientos laterales de los muros de la nave. Ello provocó la aparición de grietas en la clave de los arcos fajones, que descendieron y arrastraron parte de la bóveda y las grietas en las bóvedas.



Figura 299. Estado de fisuración de la bóveda



Figura 300. Aspecto que presentaban los arcos fajones y la bóveda tras producirse rotura por la clave.

5.8.2.3 Mecanismo de rotura a cortante de la bóveda

El mecanismo se activa como resultado del desplazamiento relativo (deformación angular del perímetro) de las dos paredes opuestas sobre las que se apoya la bóveda.

Por efecto del desplazamiento recíproco de los apoyos de la bóveda se le somete a un esfuerzo de tracción y compresión a lo largo de las diagonales que produce la abertura de las grietas dispuestas paralelas a la diagonal comprimida.

El mecanismo, debido al desplazamiento relativo de los muros de apoyo, se manifiesta por las lesiones en forma de agrietamiento en arco diagonal dentro de la bóveda, que en el caso de bóvedas con lunetos se producen grietas en correspondencia con la línea de los nervios de los lunetos.

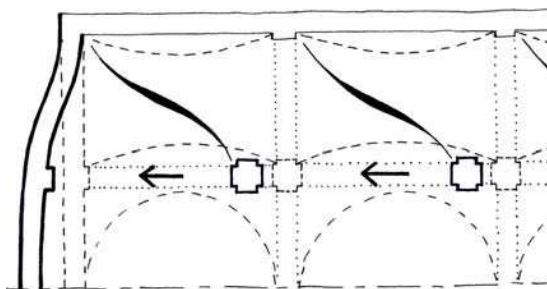


Figura 301. Interpretación del mecanismo

Este mecanismo se pudo observar tras el terremoto de Lorca en las iglesias de Nuestra señora del Carmen, en la Capilla del Rosario y en la iglesia de San Francisco.

La iglesia de Nuestra Señora del Carmen consta de tres naves, siendo la central mucho más elevada que las laterales, con cinco tramos.

Las bóvedas del crucero son de cañón con lunetos produciéndose debido al sismo la fractura de todos los arcos del crucero.

El desplazamiento relativo del muro exterior del crucero ha determinado la formación de un arco diagonal dentro de la bóveda como se evidencia por la grieta formada.

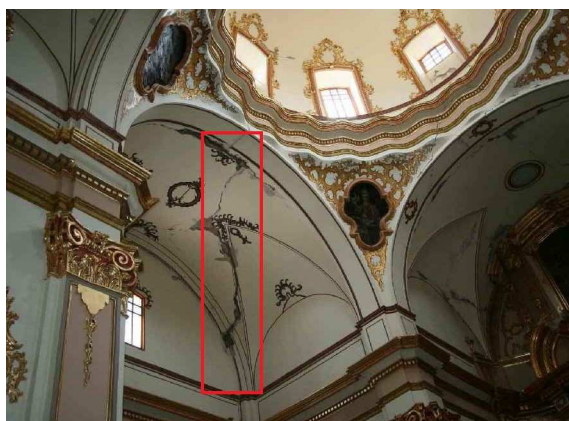


Figura 302. Rotura de las dos bóvedas de los brazos del crucero con caída de parte de las mismas

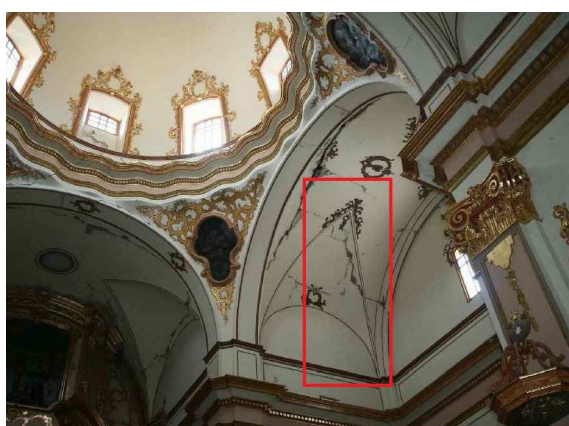


Figura 303.

En la Capilla del Rosario se produjeron grietas diagonales en la bóveda y arcos fajones de la nave central debido al movimiento de los muros que han producido el aplastamiento de arcos y resquebrajamiento de bóvedas que los conectan por su parte superior. Las bóvedas tanto del crucero como la central, se encontraron totalmente agrietadas y fragmentadas, con especial incidencia en la parte cercana a la cúpula, siguiendo las líneas de las juntas de las fábricas tabicadas.

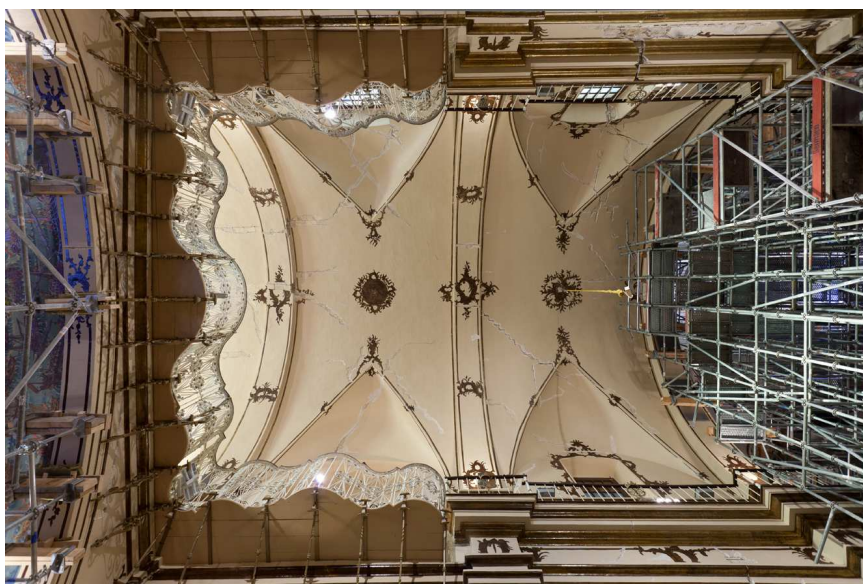


Figura 304. Panorámica del estado de la bóveda

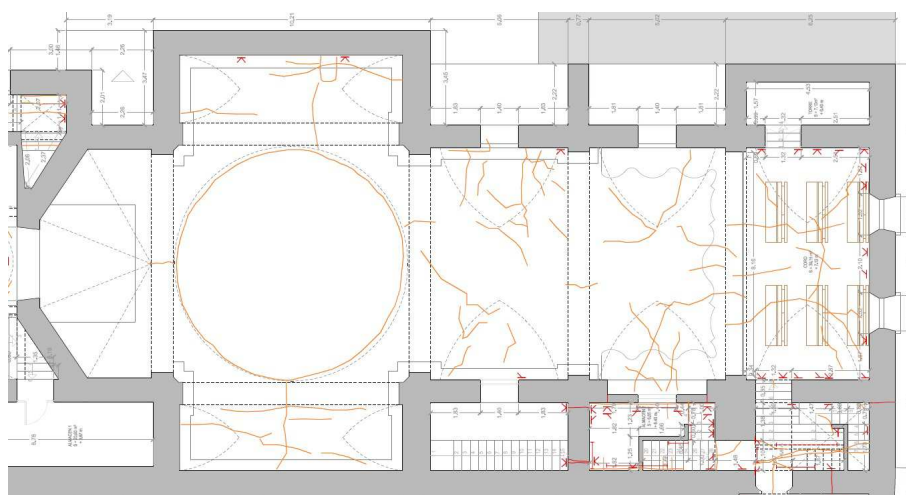


Figura 305. Planta de lesiones de bóvedas

En la iglesia de San Francisco, la bóveda de cañón que cubre la nave principal se vio afectada por numerosas fisuras, algunas de ellas diagonales dentro de la bóveda debido al desplazamiento de la bóveda con respecto del muro vertical produciendo fisuras y grietas en correspondencia con la línea de los nervios de los lunetos.



Figura 306. Nave central de la iglesia de San Francisco de Lorca

La Colegiata de San Patricio cuenta con diversos sistemas de abovedado de los espacios interiores. En las cubriciones realizadas en el edificio durante el siglo XVI se utilizaría principalmente la bóveda de crucería para su resolución, mientras que para las levantadas en los dos siglos siguientes se utilizaría de forma general la bóveda de arista. Las capillas laterales se ubican entre los contrafuertes y son de similares características entre sí. La gran mayoría se cubren con aristas sobre nervios diagonales sin resaltar.

En algunas capillas laterales se puede observar este mecanismo con la formación de un arco diagonal dentro de la bóveda que se manifiesta por la grieta formada por efecto del desplazamiento del muro exterior.



Figura 307. Daño en la bóveda de la Colegiata de San Patricio. Foto del autor.

5.8.2.4 Mecanismo de rotura localizado por el desplazamiento de un punto de apoyo de la bóveda

El mecanismo es típico de bóvedas de arista o bóveda de rincón y se activa como resultado del desplazamiento de un punto de apoyo de la bóveda.

Se puede producir en un apoyo intermedio o un ángulo que sufra un desplazamiento o un giro hacia el exterior.

El mecanismo se manifiesta por una lesión en la que destaca la separación del apoyo de los arcos diagonales y / o de la pechina del resto de la bóveda debido al movimiento o giro fuera del plano del apoyo formándose la grieta de separación.

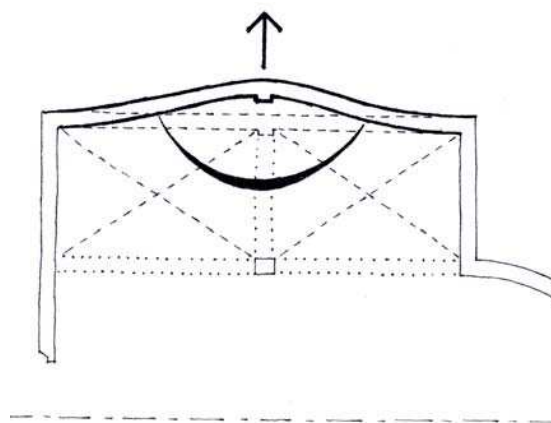


Figura 308. Interpretación del mecanismo

El desplazamiento de los muros de apoyo de la bóveda provoca un descenso de la clave con la formación de grietas en el intradós y el trasdós. En el caso de una bóveda de cañón dichas grietas siguen las líneas generadoras. Para una bóveda de arista las grietas se manifiestan en la forma señalada en la clave y los riñones de las nervaduras. El desplazamiento del muro del estribo de una bóveda vaída provoca la aparición de fracturas en la intersección de dichas paredes, así como en la clave y en la zona de los riñones a lo largo de las generatrices.

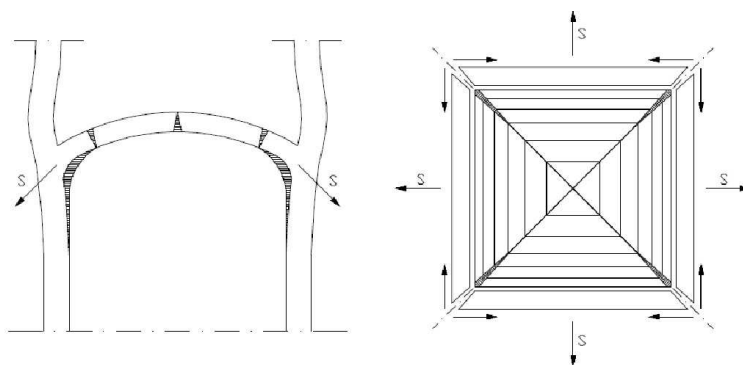


Figura 309. Fracturas en el encuentro con los muros, en la zona de la clave de una bóveda vaída.

El alabeo o deformación del muro del estribo debido al pandeo, implica un desplazamiento del muro con un arrastre local del arco o bóveda y la abertura de las grietas en la zona de intradós de los riñones, grietas acompañados por la expulsión de material (fragmentos de pintura, yeso o material del muro) en las zonas circundantes, debido a la compresión excesiva. La extensión del área afectada por las grietas depende de la magnitud del desplazamiento del muro del estribo.



Figura 310. Pandeo del muro y desplazamiento local de la bóveda.

Este mecanismo se pudo observar tras el terremoto de Lorca en la Capilla del Rosario y en la iglesia de Santiago.

En la Capilla del Rosario se produjeron grietas en bóvedas y arcos y el terremoto afectó seriamente al camarín y antecamarín de la Capilla.

Las bóvedas de acceso al camarín y a la torre, presentan un tremendo estado de agrietamiento. La menor dimensión de estas estructuras, ha provocado que con los empujes del seísmo se hayan aplastado. Estos agrietamientos, se han acumulado en las esquinas de los distintos volúmenes que ensamblan los muros que van en la dirección de las naves y los transversales. Situación que se da con especial acento en la esquina sureste (que se corresponden con la escalera de acceso al Camarín).

El mecanismo es reconocible por las lesiones en el arco diagonal del apoyo y se ha activado por efecto del mecanismo de giro fuera del plano del muro lateral: se puede observar en los muros las lesiones derivadas del giro y las lesiones de separación del ángulo del resto de la bóveda.

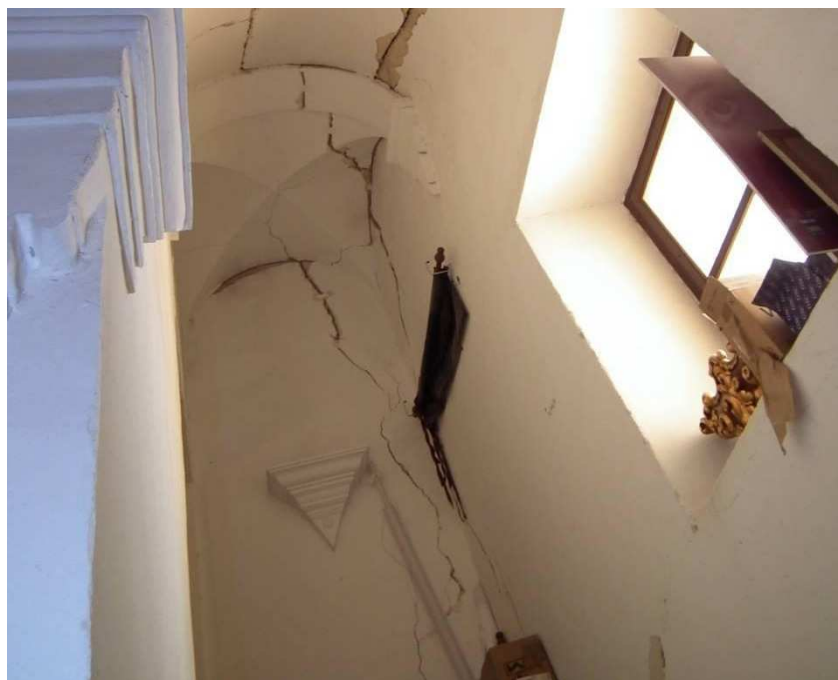


Figura 311. Bóveda de acceso al camarín.

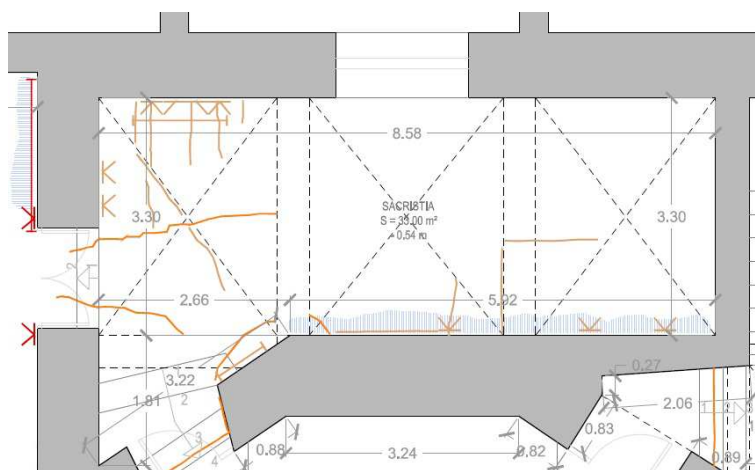


Figura 312. Plano de daños de la bóveda de acceso al camarín.

La iglesia de Santiago está cubierta la nave central con bóveda de medio cañón con lunetos y las laterales con bóvedas de arista. En estas naves laterales aparecieron grietas en los arcos y bóvedas.

Se observa en las bóvedas laterales de arista la grieta en el arco diagonal del apoyo que se ha formado por efecto del mecanismo de giro fuera del plano del muro lateral.



Figura 313. Daños en la iglesia de Santiago. Foto del autor.

En algunas capillas laterales de la Colegiata de San Patricio se puede distinguir la activación del mecanismo con la formación de grieta en la arista diagonal de apoyo y separación del ángulo de la bóveda por efecto del movimiento fuera del plano del muro lateral.



Figura 314. Daño en la bóveda de la Colegiata de San Patricio. Foto del autor.

5.9 Cúpula

Una cúpula se crea mediante arcos de perfil semicircular, parabólico u ovoide, rotados respecto de un punto central de simetría. Es un elemento arquitectónico que cubre espacios de planta circular, elíptica, cuadrada o poligonal. La base sobre la que se apoya la cúpula puede consistir en muros continuos o arcos sobre pilastras.

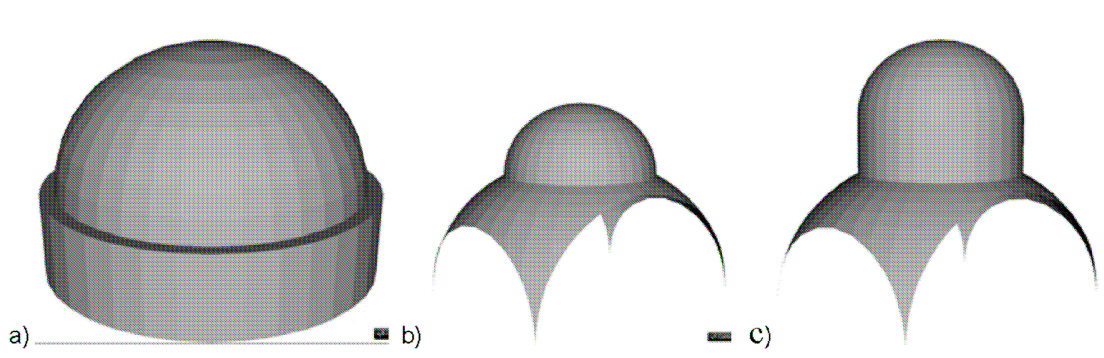


Figura 315. Esquemas de una cúpula.

Para resolver la transición entre la base de la cúpula y la forma, cuadrada o poligonal, del basamento, se utilizaron frecuentemente elementos de transición como trompas o pechinas; esto facilitaba montar las cúpulas sobre bases cuadradas (Figura 315b). Entre la cúpula y los elementos de transición suele colocarse un tambor cilíndrico, por lo general perforado con ventanas para dejar entrar luz al interior del templo (Figura 315c). La iluminación se complementaba mediante una linternilla superior, visible desde el exterior como elemento formal de coronamiento de todo el conjunto. Para construir el óculo cenital o linterna, la "clave" de la cúpula se reemplazaba por un anillo superior que resistía los esfuerzos de compresión.

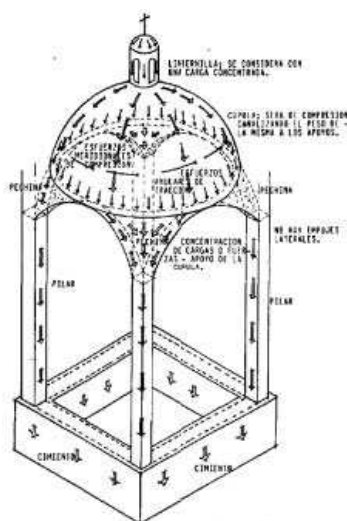


Figura 316. Esquema de fuerzas sobre cúpula y pechinas.

Las cúpulas, en su forma de trabajar, tienen cierta semejanza con la forma en que lo hacen los arcos, transmitiendo su carga por gravedad, pero en una extensión tridimensional. Cerca del ecuador de la cúpula es donde se pueden generar esfuerzos de tensión normales a los meridianos (tangenciales); pero la estructura de tambor, si lo llevan como base, les ayuda a restringir esta acción.

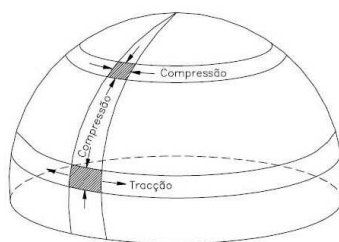


Figura 317. Esfuerzos en una cúpula

Las cúpulas son más rígidas que las bóvedas, pero también ejercen empuje sobre sus apoyos y favorecen el movimiento de éstos hacia afuera hasta llegar a aberturas que conducen a la inestabilidad de la cúpula y a su colapso, generalmente parcial.

La cúpula es una estructura que, por su naturaleza geométrica, genera empujes uniformes en el perímetro de apoyo. Una vez superada la resistencia de tracción de la mampostería, garantizada por la fricción entre los bloques, se forman lesiones en correspondencia con los meridianos.

Las cúpulas de las iglesias se encuentran, en la mayoría de los casos, sobre el transepto, siendo éste el sitio en que se intercepta la nave principal con la nave del crucero. Las cúpulas descansan sobre arcos torales y pechinas, los cuales, a su vez, se apoyan sobre y columnas. A diferencia de otros macroelementos, la cúpula y el tambor y/o linterna están presentes en un número más reducido de iglesias.

La cúpula transmite las cargas, debidas sobre todo a su peso propio, esencialmente por esfuerzos de compresión, en dos direcciones principales. Los elementos rígidos debajo de la base de la cúpula, como el tambor, son de gran utilidad para evitar el agrietamiento provocado por la tensión que genera la cúpula.

Las causas de las patologías de una cúpula las podemos organizar en tres grandes grupos:

- a) Superación de la tensión máxima de la mampostería. La tensión máxima admisible, de compresión o más frecuentemente de tracción, es superada a causa de un deterioro del material o del incremento de las fuerzas actuantes.
- b) Desplazamiento diferencial de la estructura de sostén. El desplazamiento puede existir en las cimentaciones o en las estructuras elevadas de sujeción.
- c) Pérdida de equilibrio a causa de la aplicación de fuerzas externas, en especial, debido a cargas sísmicas.

Para estas últimas causas, la aplicación de las fuerzas sísmicas puede determinar una pérdida de equilibrio de la estructura de la cúpula, que favorece el surgimiento de mecanismos cinemáticos. La mampostería tiende a impedir el inicio de tales mecanismos, hasta que la fuerza de cohesión mutua del material es superior a la acción de las fuerzas externas, hasta que la tensión interna es todavía aguantable. En el momento en el cual la fuerza externa vence las fuerzas de unión de la mampostería se inicia la fractura.

En una cúpula los esfuerzos debidos al peso propio generan únicamente esfuerzos en la dirección de los paralelos y de los meridianos no existiendo esfuerzos del tipo tensión diagonal. Estos esfuerzos aparecen cuando ocurre un sismo.

En un sismo el modo de vibrar de una cúpula de una iglesia incluye el efecto de torsión para la misma debido a que en la dirección corta de la iglesia, el muro de la cabecera del altar está mucho más cerca de la cúpula que el muro de la fachada principal, que son los que aportan la mayor parte de la rigidez transversal del edificio y además dado que el muro de la fachada principal suele tener huecos importantes, provoca que el lado de la cúpula que se halla hacia dicha fachada, es significativamente más deformable que el opuesto. Esta torsión es la que provoca los esfuerzos de tensión diagonal en la fábrica del tambor y la cúpula.

Aunque durante un movimiento sísmico intenso se generan agrietamientos en la cúpula debido a los esfuerzos cortantes que se presentan en la fábrica (que se pueden ver agravados por la discontinuidad que provocan las ventanas), la inestabilidad de esta estructura se presenta en los efectos de flexión, carga axial, torsión y cortante

que experimenta la base (tambor). El comportamiento dinámico tiende a provocar torsión por lo que se desarrolla el agrietamiento diagonal y horizontal.

Se ha comprobado una concentración excesiva de esfuerzos a medida que los muros y sobre todo las bóvedas se aproximan a la cúpula, lo que explica el nivel de daños que frecuentemente se presenta en estas zonas y por supuesto en las mismas cúpulas.

5.9.1 Factores que influyen en el comportamiento sísmico de las cúpulas

1- El primer factor que influye en el comportamiento de las cúpulas de fábrica es su masa. La fuerza de inercia con la cual una estructura reacciona a la fuerza horizontal es proporcional a su masa, por lo cual las construcciones masivas de fábrica generan una fuerza de inercia notable al momento del sismo. Esto provoca que en el interior de la fábrica las tensiones horizontales de tracción, con direcciones alternantes, resulten igualmente notables, produciendo grietas en el material y estas tensiones aumentan si los apoyos de la cúpula son puntuales.

2- Otro de los factores que influyen en el comportamiento de las cúpulas ante los efectos sísmicos es su posición elevada. Las cúpulas son uno de los elementos más vulnerables de las iglesias ante los efectos sísmicos, en parte debido a que es una parte del edificio considerablemente más alta que otras y en presencia de acciones sísmicas, puede oscilar libremente y producir lesiones graves, mientras que las zonas adyacentes más bajas del edificio sufren la acción de su golpeo.

El macroelemento cúpula tiene la característica de encontrarse con frecuencia a alturas considerables y son elementos estructurales inadecuados para resistir acciones horizontales. Las cargas sísmicas son absorbidas por otros elementos estructurales de la iglesia como los muros de la nave central, el crucero, el ábside, etc.

Las fuerzas sísmicas varían en función de la altura, aumentando de abajo hacia arriba. La cúpula recibe las fuerzas sísmicas a través del sistema de apoyo, estando éste sujeto a la misma acción sísmica. A menudo esta acción provoca en la estructura de sostén la cesión, por lo cual la cúpula debe hacer frente no solo a la vibración sísmica sino también a los desplazamientos de los apoyos. Son estos desplazamientos los que generalmente hacen que la cúpula se encuentre en una situación crítica en el caso de un sismo.

3- También en las cúpulas de fábrica sujetas a la acción sísmica resulta perjudicial la presencia de elementos radiales de sostén que, además de aumentar la masa de la estructura incrementando paralelamente las fuerzas horizontales, crean también un peligroso efecto de martilleo sobre la superficie de la cúpula.

4- Además de las acciones inducidas, estos macroelementos están estructuralmente en desventaja por la presencia en ellos de las superficies perforadas, que son esenciales para la iluminación de las iglesias, como grandes aberturas en el tambor. Otro factor que favorece la activación de este mecanismo es la presencia de una cubierta de gran peso.

5.- La presencia de muros de zunchado exterior, incluso en distintos niveles, la presencia en el tambor de contrafuertes o pilastras externas y la cúpula situada directamente en el arco triunfal (ausencia del tambor) contribuye a un buen comportamiento de este macroelemento.

5.9.2 Mecanismos de daño de las cúpulas

Los mecanismos de daño de las cúpulas ante sollicitaciones sísmicas son los siguientes:

1. Mecanismo de separación de los meridianos de la cúpula por incremento de la luz.

Los agrietamientos aparecen cuando la fuerza cortante que se genera en la cúpula rebasa la capacidad del material. Aparecen en los meridianos de la cúpula.

2. Mecanismo de giro y traslación o traslación de la parte superior de la cúpula con división en casquetes.

Los agrietamientos paralelos al plano de la base se deben al deslizamiento relativo que se genera en torno a planos débiles ocasionándose la separación en casquetes y la aparición de grieta horizontal.

3. Mecanismo de giro y traslación o traslación de la cúpula con separación del tambor y aparición de grieta horizontal en el tambor.

Las cúpulas son elementos relativamente rígidos y el modo fundamental de vibrar en condiciones dinámicas es el de torsión en planta, lo que genera demandas de corte en la estructura de tambor.

4. Mecanismo de giro o giro-traslación fuera del plano de los muros del cimborrio.

5.9.2.1 Mecanismo de separación de los meridianos de la cúpula por incremento de la luz y la aparición de grietas radiales o meridianas

El mecanismo se activa mediante la deformación por rotura a cortante de la cúpula. El origen de este mecanismo está generado por la abertura de los apoyos de la cúpula debida a los movimientos sísmicos y se manifiesta en el agrietamiento por los meridianos que recorren la cúpula.

El mecanismo es típico de la cúpula también en condiciones estáticas y se puede producir por efecto de sobrecarga en condiciones normales; pero en el caso de acciones sísmicas se puede generar por las oscilaciones e incrementos de la luz de la cúpula.

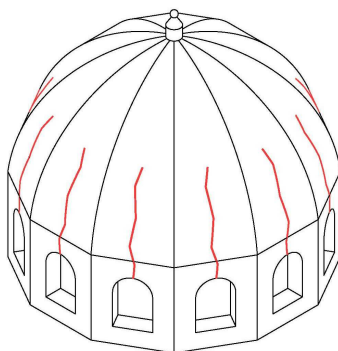


Figura 318. Interpretación del mecanismo.

En las partes altas de las cúpulas las fuerzas anulares son compresiones y en las partes bajas son tracciones, zunchando, por así decir, la cúpula para que no se desparrame horizontalmente. La altura a la que se produce el cambio entre compresiones superiores y tracciones inferiores es casi siempre visible. Como las fábricas de ladrillo o de piedra no resisten tracciones, en la parte inferior de las cúpulas aparecen sistemáticamente fisuras perpendiculares a las tracciones, es decir, según los meridianos, que se acaban cerrando justo donde aparecen compresiones en la dirección anular. Por tanto, donde acaban las fisuras es el límite en el que las fuerzas anulares de tracción pasan a ser de compresión, o viceversa. En resumen, a lo largo de los meridianos las fuerzas son siempre de compresión y según los anillos son de compresión en la parte alta de la cúpula y de tracción en la inferior, lo que hace que esta zona se llene de fisuras verticales según la dirección radial.

Los paralelos a partir de una cierta latitud de la base son expuestos a tracción, que la mampostería no lo soporta. En una primera fase, la mampostería logra tolerar estas tracciones; pero sucesivamente a causa de la fatiga, de la degradación de los materiales o en este caso, debido a movimientos sísmicos, la mampostería ya no

soporta ningún esfuerzo de tracción debido a su baja resistencia, por lo cual surge la rotura.

Desde el punto de vista estático la bóveda se comporta como muchos semiarcos, dispuestos en los radios de la circunferencia de base, que se sustentan mutuamente en coincidencia del centro geométrico de la bóveda. Conformemente a este esquema, los empujes que ésta transmite a la imposta se difunden en toda la zona de apoyo y presentan un comportamiento radial, desde el interior hacia el exterior. Este empuje se transmite al tambor y luego pasa a través de las pechinas a los arcos torales que, a su vez, empujan contra los pilares. Si los pilares ceden ligeramente el perímetro de la base sobre la que apoya la cúpula se incrementa ligeramente. Para adaptarse a este incremento de luz la cúpula tiene que agrietarse, dando lugar a un agrietamiento a lo largo de los meridianos que hace que la cúpula se separe en una serie de gajos que funcionan, dos a dos, como arcos adyacentes. Estas fisuras radiales a lo largo de los meridianos son perpendiculares a la dirección de las tensiones mayores a lo largo de los paralelos y reflejan la deformación inducida por ensancharse el anillo de base, formándose los arcos ficticios, que esquematizan el esquema de sustentación principal de una cúpula, que tienden a abrirse originando una estructura en sectores con características lesiones radiales.

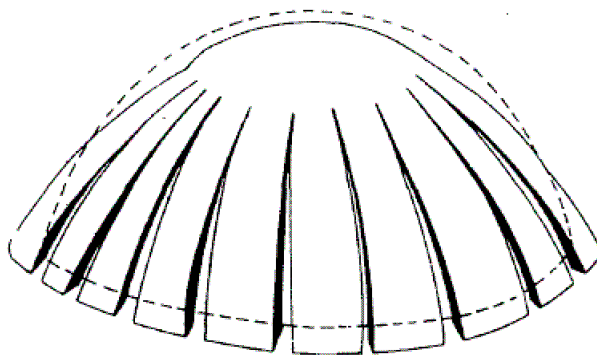


Figura 319. Agrietamiento de una cúpula por un incremento de la luz. Dirección de las fisuraciones a lo largo de los meridianos, perpendiculares a las mayores tensiones (Heyman, 1995a)

Los arcos formados son capaces de transmitir las cargas por esfuerzos normales de compresión de manera que la cúpula agrietada no pierde estabilidad; sin embargo los arcos agrietados originan un aumento de coceo sobre los apoyos que pueden ser causa de inestabilidad de la cúpula por el excesivo desplazamiento hacia fuera de dichos apoyos.

Las fisuras interrumpen los paralelos anulando su acción y movilizando el empuje horizontal, así que la base de la cúpula tiende a ensancharse y, como sucedía en los

arcos, la clave de la cúpula tiende a hundirse. La cúpula permanece intacta superiormente, hasta un determinado valor de latitud que en la cúpula hemisférica corresponde a unos 65° (considerando la base a 0°). Este valor de latitud es mayor respecto a la latitud que delimita la línea de los paralelos expuestos a tracción, desde el momento en que los meridianos aislados, no siendo más contenidos por los paralelos, tienden a flexionarse permitiendo la propagación de la fisura.

Las grietas en la cúpula, meridionales o radiales, se reparten en todo su perímetro y se sitúan entre los nervios si existen. Nacen en la base y se desarrollan con menor abertura hacia la clave, hasta una altura que corresponde a un ángulo meridional de aproximadamente 52° medidos desde el eje vertical, donde sólo existen compresiones, existiendo un casquete esférico superior sin agrietar.

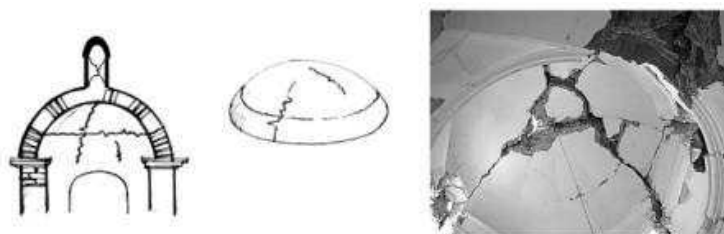


Figura 320. Agrietamientos en la cúpula de la Iglesia Nuestra Señora del Pilar en San Vicente, sismo de 13 de Febrero de 2001 en El Salvador

El desajuste geométrico debido al incremento de la luz en la base, se compensa con la aparición de estas grietas meridionales. Los fragmentos de cúpula entre fisuras se transforman en un conjunto de arcos empotrados o articulados en sus apoyos de ancho variable, sometidos a su peso propio y a la carga de la corona comprimida. Este desajuste geométrico también repercute en el tambor provocando fisuras verticales que nacen en su coronación desarrollándose hacia su base.



Figura 321. Fallo por cortante en la cúpula

Hay que tener en cuenta que más importante que las grietas aumenten de anchura lo es que aumenten de número, ya que la distancia entre los meridianos agrietados disminuye. Debido a ello, un aspecto muy relevante para controlar el riesgo de colapso es conocer el número de roturas meridionales y, concretamente, si ese número aumenta, sobre todo en zonas sísmicas, ya que una cúpula puede no estar en peligro y el aumento del número de grietas durante un terremoto puede hundirla sin que haya variación dimensional reciente. Por lo tanto, en zonas sísmicas sería necesario conocer el número de grietas meridionales de las cúpulas y volver a contarlas tras cada sismo.

El mecanismo se pudo observar en la iglesia de San Domenico debido al terremoto de Reggio Emilia en 1987, en Italia. El empuje en la base de la cúpula determinó la formación de lesiones que convergen en la clave y son de mayor amplitud en la base. Estas lesiones dividen la cúpula en gajos.

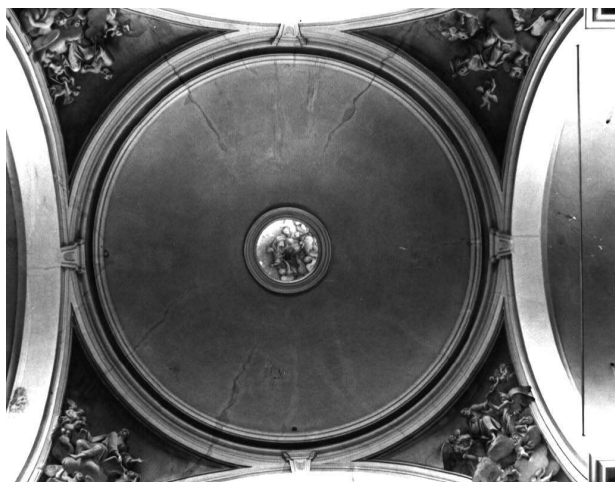


Figura 322. Daños en la cúpula de la iglesia de San Domenico.

En el terremoto de Lorca de 2011 este tipo de daños se ha producido en las iglesias de San Francisco, San Juan y San Diego.

La iglesia de San Francisco de Lorca, en el último tercio del siglo XVII, se amplió la cabecera de la iglesia construyéndose los actuales crucero, cúpula y capilla.

La cúpula es tabicada semiesférica o de media naranja y se apoya en un anillo sobresaliente adornado con dentellones y ovas. El apoyo es sobre pechinas, sin tambor, sobre una base de arcos sobre pilastras. La cúpula tiene tres óculos ovalados para iluminación y aunque en un principio parece que no tenía decoración ninguna, a mitad del siglo XVIII se pintaron los trazos que responden a los nervios. A la etapa decorativa inicial corresponde el florón de madera dorada, cuyas dimensiones debían de adaptarse a las del hueco practicado en la cúpula para ello.

Los daños producidos por el sismo produjeron la fractura de la cúpula según líneas radiales con pérdidas de volumen en la cúpula. La rotura de la cúpula de la Iglesia de San Francisco se caracterizó por la pérdida de parte de la superficie semiesférica.



Figura 323. Rotura de la cúpula de la Iglesia de San Francisco con pérdida de parte de la cúpula tabicada.



Figura 324. Detalle de la rotura de la cúpula.



Figura 325. Imagen de la iglesia de San Francisco con grietas verticales.

La Iglesia de San Juan de Lorca es una edificación realizada en el siglo XV, aunque fue posteriormente reconstruida en el siglo XVII. La planta es de cruz latina.

Tiene una cúpula sobre el crucero, semiesférica sobre pechinas, formando un tambor octogonal. La cúpula fue construida en la segunda mitad del siglo XVIII con ocho vanos de iluminación. En 1783 se le añade la cornisa ondulada en el arranque de la cúpula así como las yeserías con decoración de relieves vegetales tanto en la clave como en las pechinas. En una de las intervenciones anteriores se repuso la cubierta de teja vidriada de color azul. Conserva la decoración con relieves vegetales tanto en la clave como en las pechinas y en la cornisa ondulada.

Antes del terremoto se encontraba en estado de ruina, con gran parte de sus cubiertas derruidas. La nave central de la iglesia ha permanecido sin bóveda en las últimas décadas. En 1992 se realizó una intervención de apeo de los arcos del crucero y de las capillas laterales con muros de bloques de hormigón realizada por el arquitecto Simón A. Ros Perán. Se reforzó con muros de apeo en los cuatro arcos y un zunchado superior en el tambor.

En la cúpula, previo al sismo del 2011, eran visibles grietas radiales que recorrían el eje de cada uno de los cuatro segmentos coincidentes con la vertical las pechinas, partiendo el dintel del vano y la cornisa ondulada así como la zona superior de dos de dichas pechinas. Tras el terremoto, muchas de las patologías que ya sufría se han agudizado produciéndose un agravamiento de los daños previos: grietas y fisuras generalizadas y desplome general de la cúpula.

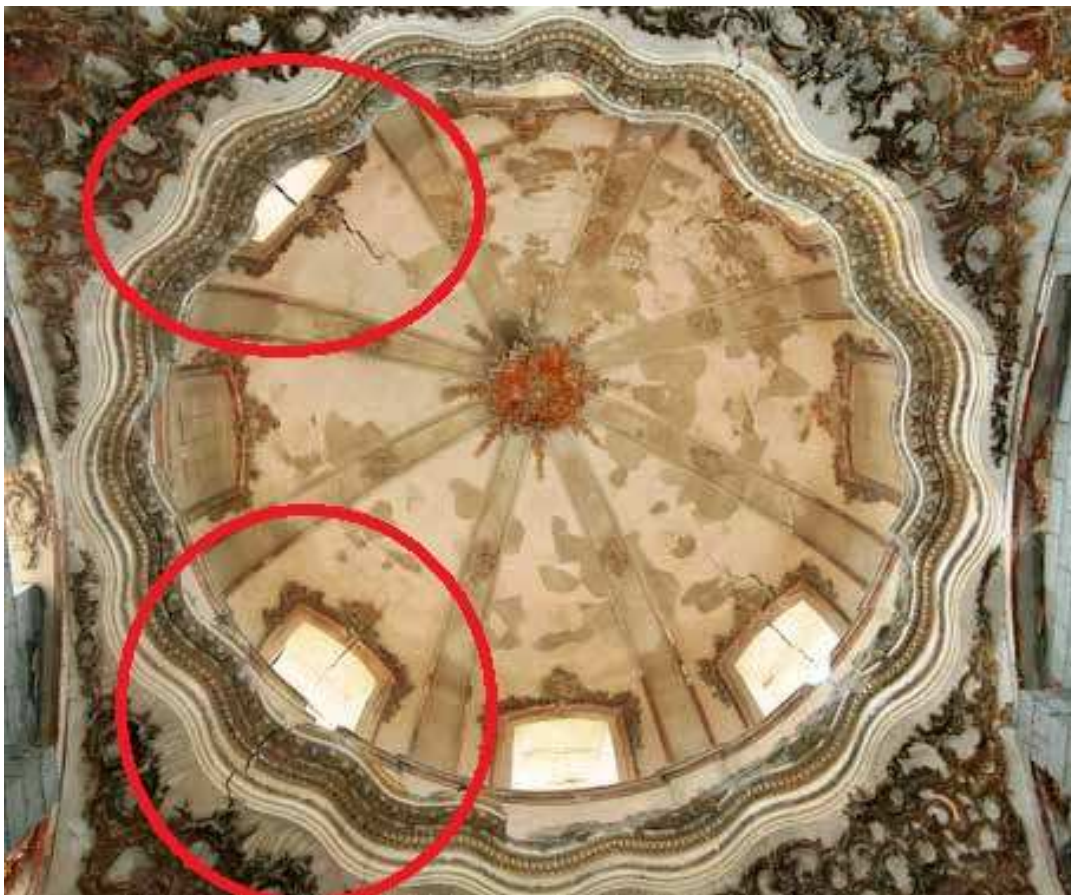


Figura 326. Iglesia de San Juan. Grietas radiales en la cúpula que parten el dintel del vano y la cornisa ondulada, así como la zona superior de dos de las pechinas.

La iglesia de San Diego de Lorca es planta rectangular con tres naves, la central cubierta por bóveda de medio cañón sobre lunetos al igual que los brazos del crucero y la capilla mayor. El crucero está cubierto con una cúpula rebajada sin linterna ni tambor.

Se produjo la abertura de todos los arcos en torno al crucero y la rotura de la totalidad de las bóvedas de los brazos del crucero y nave central produciéndose grietas meridianas en la cúpula.



Figura 327. Cúpula de la iglesia de San diego de Lorca.

5.9.2.2 Mecanismo de giro y traslación o traslación de la parte superior de la cúpula con división en casquetes y aparición de grieta horizontal

Una cúpula se puede considerar idealmente como un conjunto formado por una serie de sectores circulares o polígonos superpuestos de diámetros decrecientes. Cuando la conexión entre ellos nos es muy eficaz, la acción sísmica puede hacerlos trasladar entre ellos.

El efecto es la división de la cúpula en dos casquetes a través de agrietamientos horizontales, paralelos al plano de la base y se deben al deslizamiento relativo que se genera en torno a planos débiles ocasionándose la separación en casquetes y la aparición de un agrietamiento no coplanar en los paralelos de una cúpula, por efecto del movimiento de oscilación en sismos que produce la aparición de una grieta horizontal, particularmente visible en el intradós de la cúpula.

Se suele producir en el tercio inferior de la cúpula, o en zonas débiles, junto con desplazamiento en horizontal.

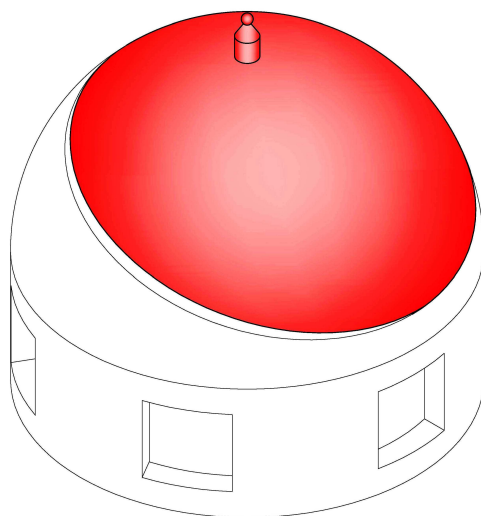


Figura 328. Interpretación del mecanismo

Debido al terremoto de Friuli de 1976, en la iglesia de San Bartolomé en la aldea de Portis de la localidad Venzone, fueron reconocibles en la cúpula líneas de grietas de evolución horizontal y correspondiente con las diferentes superficies de ruptura de la cúpula generadas durante el movimiento sísmico. También son visibles las grietas radiales en los puntos en los que la cúpula se apoya en la estructura.

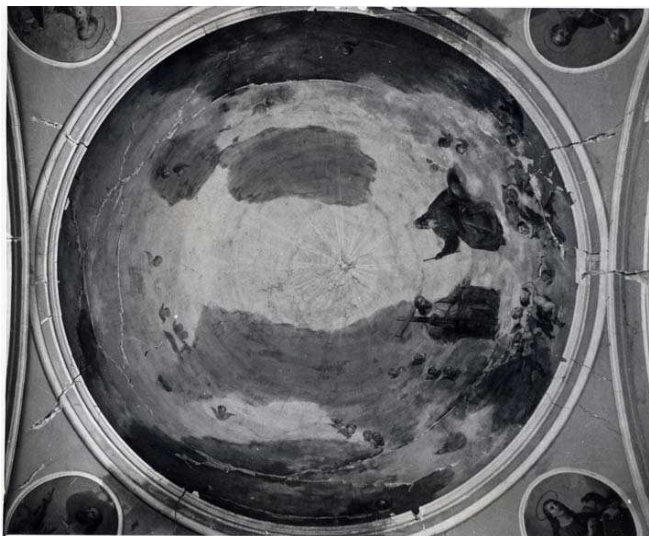


Figura 329. Daños en la cúpula en la Iglesia de San Bartolomé, Venzone.

En el terremoto de Lorca de 2011 este tipo de daños se ha producido en la iglesia de San Cristóbal, el edificio del Conservatorio de Música, la iglesia Virgen de las Huertas y la capilla del Rosario.

La Iglesia de San Cristóbal de Lorca presenta un crucero que se cubre con una cúpula tabicada semiesférica muy rebajada sobre pechinas, manifestando su volumen al exterior con la elevación de la cubierta a cuatro aguas.

En el terremoto se apreciaron daños locales en la cúpula presentando grietas manifestadas en la zona de unión con el muro de posterior producido por el martilleo con dicho muro y se ocasionaron pequeños desprendimientos.



Figura 330. Interior de la iglesia de San Cristóbal.



Figura 331. Cúpula de la iglesia de San Cristóbal.

El Edificio del Conservatorio de Música de Lorca, situado en el antiguo Real Colegio de la Purísima Concepción, está datado en el siglo XVIII, cuando fue construido como centro educativo vinculado a la contigua Colegiata de San Patricio. La edificación se hizo sobre la antigua muralla árabe (s. XI), reutilizando dos de sus torreones, uno de ellos como núcleo de escalera, rematado por una cúpula de base octogonal, y el otro para dependencias varias.

Tras el terremoto no tuvo daños estructurales relevantes, pero sí presentaba desperfectos significativos en el torreón prismático y en la cúpula semiesférica que se levanta sobre la escalera principal.

La cúpula de la escalera es tabicada semiesférica, nervada. El comportamiento estructural tras el sismo responde a este mecanismo y presentó un agrietamiento horizontal coincidiendo con las ocho ventanas de la cúpula produciéndose en la parte superior del dintel de los vanos.

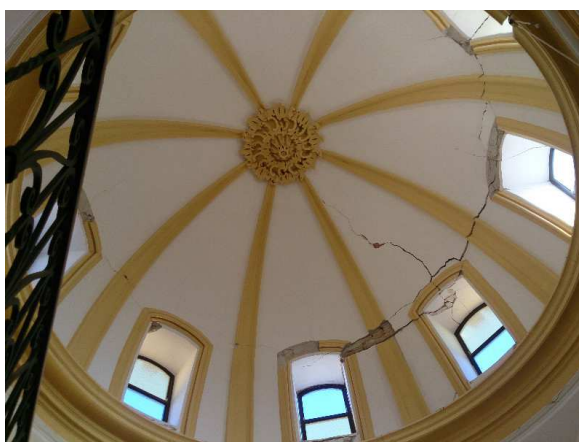


Figura 332. Cúpula de la escalera del Conservatorio

La iglesia Virgen de las Huertas de Lorca tiene en su crucero una cúpula semiesférica que no posee tambor ni aberturas de iluminación.

Se produjeron debido al seísmo importantes agrietamientos en la cúpula. Los daños consistieron en la fractura horizontal sin desplazamiento de la cúpula tabicada de dos roscas con pérdida de las pinturas murales en la zona fracturada. La grieta horizontal se situó cerca de su base que sufrió un desplazamiento con el movimiento horizontal de la nave, permaneciendo la cúpula intacta desde este límite hacia arriba.



Figura 333. Iglesia Virgen de las Huertas. Fractura horizontal de la cúpula de dos roscas con pérdida de las pinturas murales en la zona fracturada.



Figura 334. Agrietamiento horizontal de la cúpula de la Iglesia Virgen de las Huertas.

La Capilla del Rosario se inició en 1707 y se terminó en torno a 1745. Se trata de una gran edificación barroca, con planta de cruz latina, de una sola nave a doble altura y brazos poco marcados. La nave central al igual que el transepto se cubre con una bóveda de cañón con lunetos, ejecutada con bóvedas tabicadas.

El crucero cuenta con una cúpula tabicada de dos roscas de ladrillo macizo, sobre pechinas, englobada en un cimborrio externo de planta cuadrada.

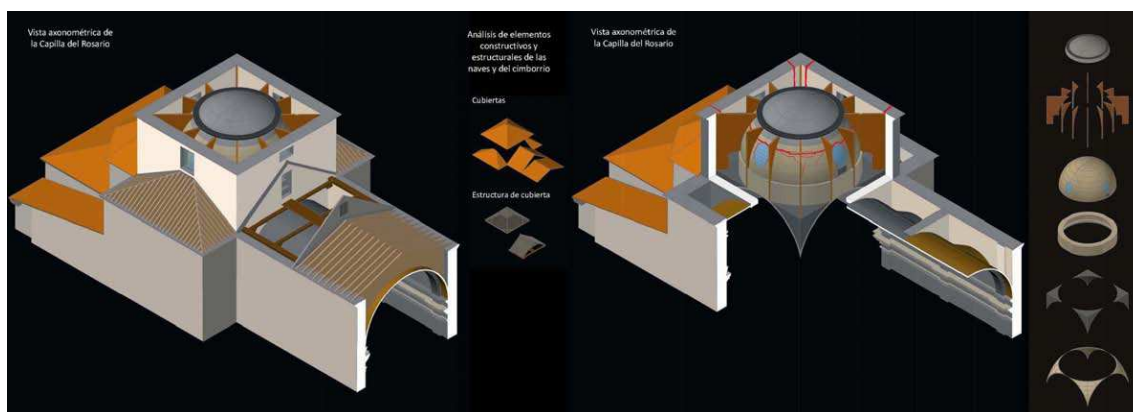


Figura 335. Axonometrías en las que se distingue el despiece de los distintos elementos estructurales, así como la localización de los daños en la cúpula y el cimborrio.

Se trata de una cúpula de media naranja o semiesférica. Su base está ejecutada mediante un tambor de ladrillo macizo dispuesto a soga, sobre el que arranca la cúpula de ladrillo mediante tres hojas, en una altura de tres hiladas dispuestas a panderete, para después desarrollarse como una cáscara de dos roscas de ladrillo tabicado.

El trasdós de la bóveda cuenta con una serie de elementos rigidizadores, muros diafragmas, que cumplen la misión de contrarrestar los empujes de tracción de la cúpula en su deformación. Estos diafragmas o costillones están dispuestos de forma radial, sin macizar los arranques y contruidos formando muretes de ladrillo macizo, sin aparejo alguno, corroborando, de esta forma, que su función es únicamente la de provocar una carga muerta sobre la cúpula.



Figura 336. Por el trasdós se observa el arranque sobre el tambor, el contrarresto del diafragma y la rotura y desplazamiento de la cúpula. Foto del autor.



Figura 337. Apeo de la cúpula. En el hueco de la rotura se aprecian los daños, el arranque, y su desarrollo entre dos diafragmas. Foto del autor.

Debido al sismo la cúpula se partió, quedando desgajada en su totalidad, con una grieta horizontal que seccionó la cúpula en dos partes a la altura de la zona superior de los óculos, con un desplazamiento horizontal de hasta 14 centímetros en la dirección norte-sur y con pérdida de la decoración pictórica en esta zona.



Figura 338. Línea de fractura en la cúpula.



Figura 339. Aspecto de la cúpula por su interior, en el que se comprueba su seccionamiento, el agrietamiento del tambor y el desplazamiento de la clave del arco.



Figura 340. Imagen del intradós de la Cúpula donde se aprecia la singularidad de las pinturas y los daños producidos

La zona hormigonada marcó la línea de fractura con un desplazamiento de 14 centímetros en la dirección media del movimiento sísmico noroeste-sureste. Por encima de esta fractura, no se produjeron otros agrietamientos, lo que justificaría que no hubiera colapsado.

La cornisa de arranque de la cúpula, que está apoyada directamente sobre las pechinas, quedó partida, sin trabazón con las mismas y con cedimiento en varios puntos en la zona sobre el presbiterio.

En una intervención reciente sobre la cúpula, se ejecutó un refuerzo estructural a base de una capa de hormigón de unos 4 cm de espesor, incluyendo un mallazo electrosoldado, a modo de encamisado, en el tercio superior de la cúpula. La actuación terminaba con un zunchado perimetral de hormigón armado a la altura de la cara superior de los diafragmas de ladrillo y que sirve como atado anular del encamisado de hormigón. En este estado es cuando se produce el terremoto, provocando el movimiento norte-sur del sismo un desplazamiento en esta dirección del conjunto Cimborrio-Diafragmas-Cúpula.



Figura 341. Se aprecia la fractura que experimentó la cúpula, así como el desplazamiento y rotación de cada uno de sus lados

Los esfuerzos a los que se somete la cúpula hacen que ésta se parta en un plano horizontal (plano que coincide con el plano teórico 52° respecto un plano vertical que pasa por el centro de la bóveda, en el que pasan las líneas horizontales de tensión de la cúpula de compresión a tracción), quedando de esta forma dividida en dos partes a la altura de la zona superior de los óculos.

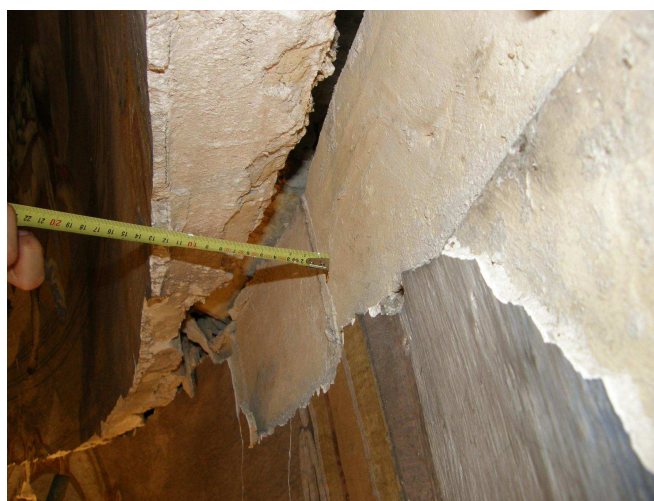


Figura 342.

Los diafragmas de ladrillo quedaron completamente disgregados perdiendo con ello, en gran parte, su acción de contrarresto. El tambor, apoyado directamente sobre las pechinas, quedó sin trabazón con las mismas, ya que la cornisa resultó partida y con cedimiento, perdiendo el contacto en varios puntos en la zona sobre el presbiterio.

En base a la observación de los daños producidos en la cúpula podemos definir una hipótesis de su comportamiento estructural debido a las diversas intervenciones realizadas a lo largo de su historia constructiva:

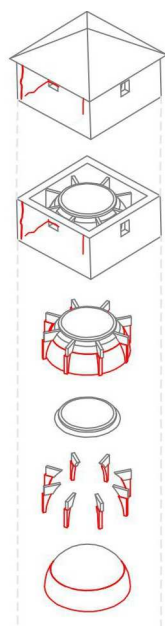


Figura 343. Estudio de daños en la Cúpula del Rosario.

1.- Cúpula sin fisurar.

En primer momento nos encontraríamos con la cúpula recién construida. A pesar del poco espesor resistente considerado el sistema es bastante estable. Sin embargo la cúpula posee en su base tensiones de tracción de muy pequeño valor, lo cual puede explicar que se mantenga durante bastante tiempo sin fisurarse y sus constructores la den por válida y segura. Esta hipótesis de carga, considerando la cúpula sin rellenos sobre el arranque, puede representar una situación teórica intermedia en el proceso constructivo: toda la cúpula descimbrada y sin realizarse totalmente la cobertura.

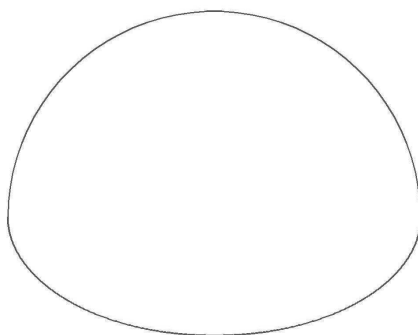


Figura 344.

2.- Aparición de patologías. Grietas radiales.

Éste es el estado más desfavorable que puede ser considerado: La cúpula se encuentra totalmente agrietada en la zona donde existían tracciones circunferenciales.

Para adaptarse al incremento de luz de su base la cúpula tiene que agrietarse, dando lugar a un agrietamiento a lo largo de los meridianos que hace que la cúpula se separe en una serie de gajos que funcionan, dos a dos, como arcos adyacentes. Estas fisuras radiales a lo largo de los meridianos son perpendiculares a la dirección de las tensiones mayores a lo largo de los paralelos y reflejan la deformación inducida por ensancharse el anillo de base, formándose los arcos ficticios, que esquematizan el esquema de sustentación principal de una cúpula, que tienden a abrirse originando una estructura en sectores con características lesiones radiales. A pesar del agrietamiento, la cúpula sigue siendo estable funcionando la zona agrietada como "gajos" o simples arcos.

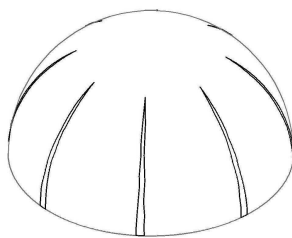


Figura 345.

3. Realización de refuerzo mediante muros diafragmas o costillas.

Las cúpulas tabicadas son muy delgadas; un espesor típico de 10 cm para luces habituales de 10 m (por ej. en iglesias parroquiales), nos da una esbeltez, relación entre luz y espesor, $l/e = 100$, del mismo orden que la cascara de un huevo de gallina.

Para que estructuras tan delgadas trabajen a compresión es preciso disponer de rellenos y refuerzos (en general, cualquier bóveda de fábrica los tiene, para poder reducir el espesor a una cantidad razonable). Constructivamente se ha propuesto macizar los arranques el primer tercio y disponer de costillas (muros o tabiques transversales) hasta alcanzar el segundo tercio de la altura de la bóveda.

Las costillas son estructurales aunque no precisan estar contruidos con materiales de gran calidad. Cuando se trata de una cúpula de media naranja (semiesférica), lo usual es disponer ocho costillas: según los ejes y las diagonales. Las costillas suponen una "vía de escape" para los empujes en la zona en que, de no existir, la fábrica debería trabajar a tracción. Para una cúpula semiesférica de espesor constante las tracciones aparecen a unos 52° de la clave, esto es a $0,78R$.

Se utilizan costillas para compensar la tracción en los paralelos externos a la cúpula, colocando estas estructuras para que, con su masa, se opongan a la tendencia de los paralelos a alargarse deformándose hacia el exterior. Estas estructuras, que son simples contrafuertes, deben ser oportunamente ubicadas en la cúpula a la altura donde se encuentran las secciones expuestas a tracción longitudinal.

Las costillas se utilizan solamente en cúpulas semiesféricas, pues en cúpulas rebajadas la tracción en los paralelos es limitada y en cúpulas que estén rodeadas de un cimborrio (una estructura de base poligonal o circular que oculta externamente la cúpula), colocándose en el intersticio entre bóveda y pared vertical.

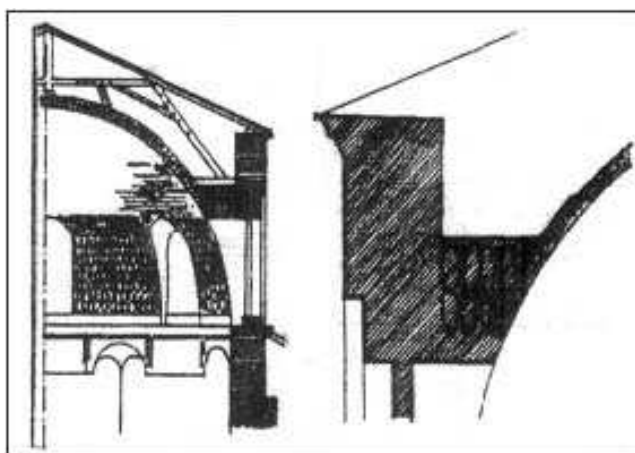


Figura 346. Esquema de costilla en una cúpula.

En el caso particular de la Capilla del Rosario el trasdós de la cúpula de la Capilla del Rosario cuenta con una serie de elementos rigidizadores, diafragmas o costillas, que cumplen la misión de contrarrestar los empujes de tracción de la cúpula en su deformación. Estos diafragmas están contruidos formando muretes de ladrillo macizo, sin aparejo alguno.

Los constructores colocarían las costillas como refuerzo para evitar que los esfuerzos paralelos o anulares produjeran agrietamientos y debido a ello se restringe la expansión en el arranque. La costilla se colocó desde el arranque de la cúpula hasta una elevación cercana al plano neutro.

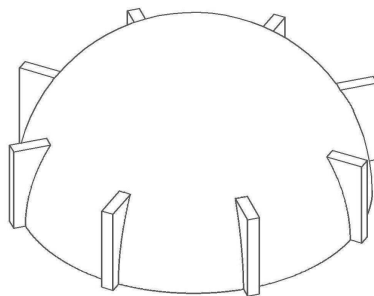


Figura 347.

4.- Aparición de nuevas grietas radiales.

Entre los muros diafragmas aparecen nuevas grietas meridianas.

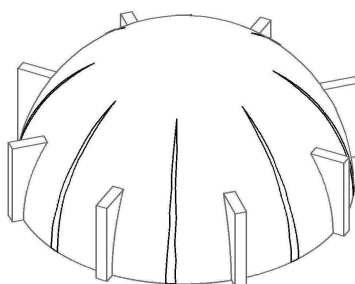


Figura 348.

5.- Nuevos refuerzos.

Para solucionar la patología se recrecen los muros diafragmas o costillas.

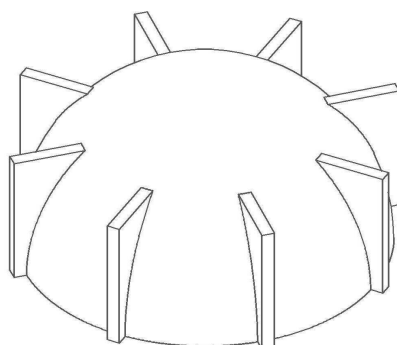


Figura 349.

6. Aparición de nuevas grietas radiales.

Entre los muros diafragmas aparecen nuevas grietas meridianas.

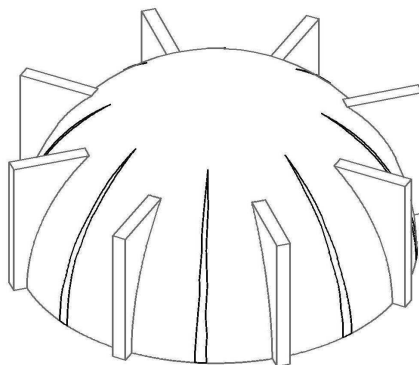


Figura 350.

7. Realización de refuerzo de hormigón.

En una intervención reciente sobre la cúpula, se ejecutó un refuerzo estructural a base de una capa de hormigón de unos 4 cm de espesor, incluyendo un mallazo electrosoldado. La actuación terminaba con un zunchado perimetral de hormigón armado a la altura de la cara superior de los diafragmas de ladrillo.

El zuncho se puede utilizar para contrarrestar internamente las tracciones que surgen en la parte inferior de la cúpula y consiste en colocar el zuncho en las zonas donde la latitud presenta tracción longitudinal. Su función es comparable a la de los círculos de un tonel, que tienen unido el sistema de astas verticales impidiendo que se abra.

El zuncho de hormigón tiene resistencia característica a tracción para permitir la absorción de las tensiones positivas.

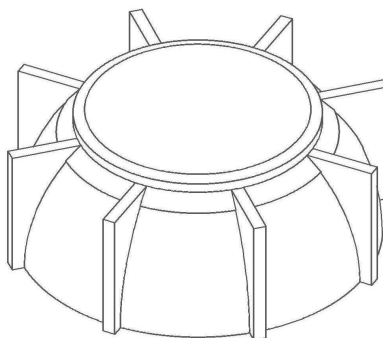


Figura 351.

8. Patología debida al sismo.

La superficie de contacto entre la parte hormigonada superior de la cúpula y la parte inferior no restaurada generó una fractura horizontal en la cúpula. La zona hormigonada marcó la línea de fractura con un desplazamiento de 14 centímetros en la dirección media del movimiento sísmico norte-sur del sismo provocando un desplazamiento en esta dirección del conjunto cimborrio-costillas-cúpula. La fractura y desplazamiento de la cúpula se produce al permanecer estática al movimiento la parte de la cúpula hormigonada, mientras la base sufrió un desplazamiento con el movimiento horizontal de la nave, generando una fractura en el límite de la zona hormigonada, permaneciendo la cúpula intacta desde este límite hacia arriba.

La construcción del zuncho perimetral de hormigón como elemento radial de sostén, además de aumentar la masa de la estructura incrementó paralelamente las fuerzas horizontales y en consecuencia las fuerzas sísmicas, haciendo la cúpula excesivamente rígida y que trabajara de manera no homogénea.

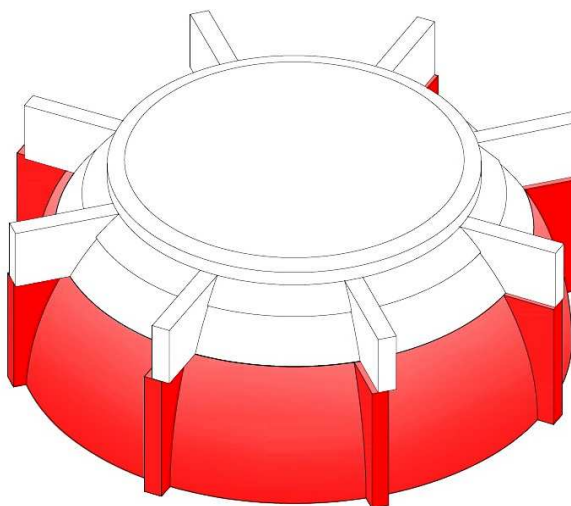


Figura 352.

Se ha realizado un informe técnico realizado por Ferrovial-Agroman, para la comprobación de las tensiones máximas producidas en la cúpula y el cimborrio cálculos realizados mediante el programa de cálculo SAP2000. Los resultados de la verificación de tensiones y deformaciones de la cúpula dieron los siguientes resultados usando el modelo de cálculo de tracciones considerando peso propio y envolvente de sismo (Figura 353).

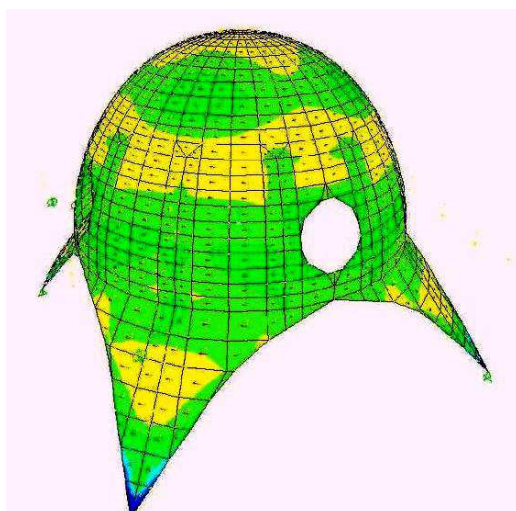


Figura 353.

Con relación a las tensiones principales máximas (tracciones), en los anillos diametrales, en la zona de los lunetos se evidencian tracciones que llegan a los 2,94 T/m, mientras que en la parte superior de la cúpula las tensiones de tracción se mantienen por debajo de 1,5 T/m (Figura 354).

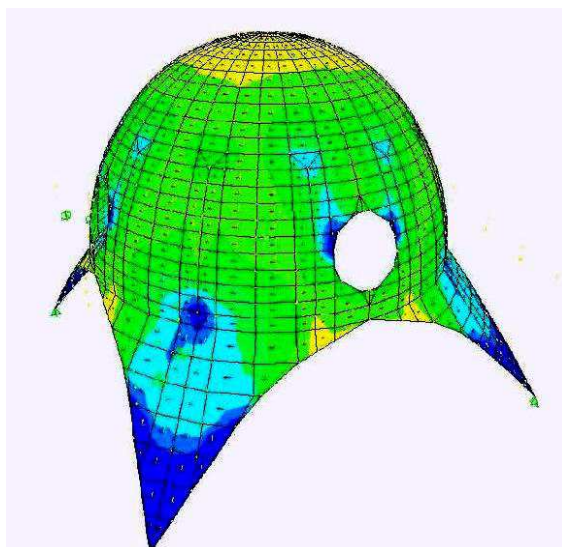


Figura 354.

Con relación a las tensiones principales máximas (tracciones), en los anillos meridionales, en la zona de los lunetos se evidencian tracciones mucho mayores que llegan a las 5 T/m, mientras que en la parte superior de la cúpula las tensiones de tracción dan los mismos resultados que en los anillos diametrales, 1,5 T/m.

5.9.2.3. Mecanismo de giro y traslación o traslación de la cúpula con separación del tambor y aparición de grieta horizontal en el tambor

Las cúpulas son elementos relativamente rígidos y el modo fundamental de vibrar en condiciones dinámicas es el de torsión en planta, lo que genera demandas de corte en la estructura de tambor.

Las cúpulas pueden llegar a colapsar, no por la pérdida de capacidad estructural, sino por el fallo del tambor que las soportan. Este mecanismo es debido a que durante un sismo intenso el tambor sufre una combinación compleja de efectos, tales como, flexión, carga axial y cortante.

Una problemática particular de las cúpulas es la posibilidad de su vibración vertical. El gran peso de las cúpulas genera elevadas fuerzas de inercia que se manifiestan por la amplificación que las vibraciones experimentan debido a la altura de la cúpula. La vibración vertical de la cúpula la hace vulnerable al levantamiento con respecto al tambor y al fallo por cortante. El peso de estos elementos arquitectónicos-estructurales genera fuerzas de inercia elevadas que deben ser transmitidas hacia los apoyos, generalmente a través de elementos de transición, como son las pechinas y los arcos. La flexibilidad de la estructura inferior da lugar a desplazamientos laterales que generan un modo de vibración vertical de la cúpula. Esta vibración origina fuerzas de inercia verticales que producen fuerzas cortantes en las pechinas y tambor, que pueden ser causa de su falla por cortante. Las condiciones más críticas se dan en el tambor de la cúpula donde la existencia de huecos para las ventanas reduce el área efectiva resistente del muro del tambor.

Este considerable peso de las cúpulas, en su vibración debido al sismo, produce fuerzas laterales importantes sobre el tambor que tiene una resistencia a fuerza cortante limitada por las grandes aberturas de los ventanales. Además, las cúpulas tienden fácilmente a presentar una vibración de torsión que agrava las fuerzas cortantes en el tambor, lo que explica los numerosos casos de daños en estos elementos que se manifiestan a través de un agrietamiento horizontal.



Figura 355. Daños en el tambor de la cúpula. Templo de la Santa Cruz en Cihuatlán, Jalisco.

Aunque durante un evento sísmico intenso se generan agrietamientos en la cúpula debido a los esfuerzos cortantes que se presentan en la mampostería la inestabilidad de esta estructura se presenta en los efectos de flexión, carga axial, torsión y cortante que experimenta su base, el tambor. El comportamiento dinámico tiende a provocar torsión por lo que se desarrolla el agrietamiento diagonal y en el tambor horizontal, agravado por la discontinuidad que provocan las ventanas.

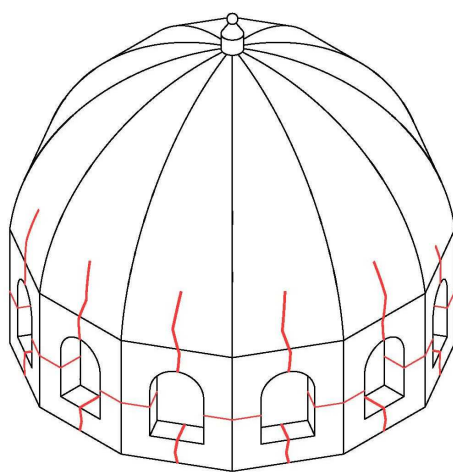


Figura 356. Interpretación del mecanismo.

Este mecanismo de daño se produjo en la iglesia de San Mateo y en la iglesia del Carmen de Lorca.

La Iglesia de San Mateo de Lorca se inició a mitad del siglo XVIII. A partir de 1890 el arquitecto Justo Millán ejecuta la cúpula del crucero, el presbiterio, ábside, camarín del altar mayor y las capillas colindantes, finalizando en 1897.

La cúpula sobre el crucero se apoya sobre pechinas y un alto tambor con ventanas. La cúpula adquiere mucho protagonismo en la imagen externa del templo, por su altura, las grandes aberturas de huecos del tambor y la propia cubierta con teja árabe vidriada de tres colores. Al interior presenta un anillo de arranque rematado por una balaustrada y doce ventanas recercadas entre parejas de pilastrillas de orden compuesto con el fuste cajeado, sobre las que descansa un entablamento de transición entre el tambor y la cúpula de media naranja.

En la cúpula, debido al sismo, el agrietamiento horizontal se produjo a la altura de los dinteles de las ventanas del tambor de la cúpula de la Iglesia de San Mateo.



Figura 357. Iglesia de san Mateo de Lorca

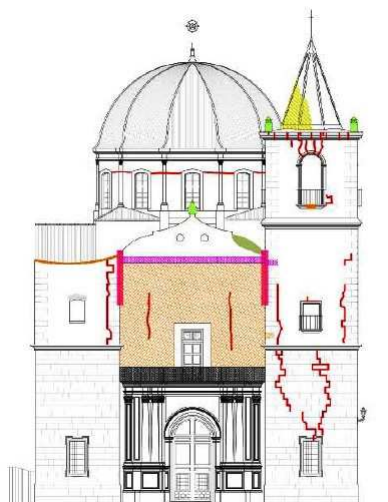


Figura 358. Alzado de la iglesia de San Mateo donde se aprecia la grieta horizontal del tambor de la cúpula

La iglesia de Nuestra Señora del Carmen es una iglesia es de tres naves, y el crucero está cubierto con cúpula semiesférica rebajada sobre pechinas, anillo ondulado, tambor cilíndrico al interior y octogonal por fuera iluminado con ventanas. Se observó la abertura de todos los arcos en torno al crucero y el agrietamiento horizontal se produjo a la altura de los dinteles de los vanos del tambor recorriendo el paralelo débil sobre los huecos.



Figura 359. Cúpula de la iglesia de Ntra. Sra. del Carmen con agrietamiento entre los vanos del tambor.

5.9.2.4. Mecanismo de giro o giro-traslación fuera del plano de los muros del cimborrio

Las grietas características tienen un sentido vertical y son generalmente favorecidas por las aberturas o ventanas presentes en el cimborrio.

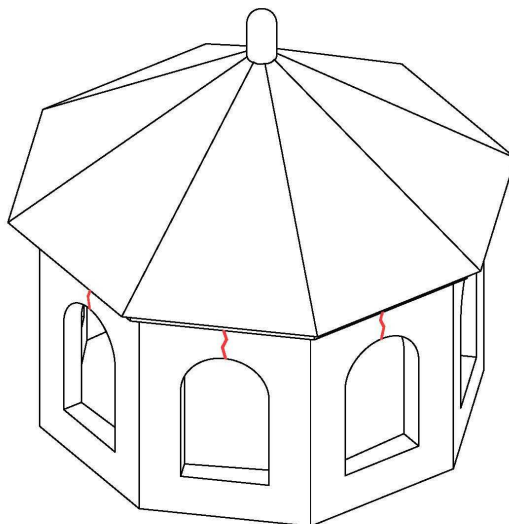


Figura 360. Interpretación del mecanismo.

La activación del mecanismo se ve favorecido por el empuje de la cubierta o de la presencia de una linterna.



Figura 361. Agrietamiento vertical del cimborrio.

El mecanismo se produjo en la iglesia de San Nicolás de Carpi en la provincia de Módena, debido al terremoto de Reggio Emilia en 1987, formándose grietas verticales en el cimborrio, favorecidas por la presencia de ventanas circulares, las grandes dimensiones del cimborrio y su gran altura respecto del suelo.



Figura 362. Iglesia de San Nicolás de Carpi.

El mecanismo se ha producido en la Capilla del Rosario de Lorca. El cimborrio, cuerpo elevado sobre el centro del crucero, con forma de torre y en cuyo interior se encuentra la cúpula, quedó totalmente agrietado en sus esquinas y en sus huecos con hendiduras de hasta 12 centímetros denotando el movimiento disgregador del sismo y el empuje de la cúpula desde su interior. Su aspecto es como si se hubiera abierto desde dentro marcando los encuentros en las esquinas de los muros que lo conforman.

Presentaba en cada una de sus cuatro esquinas, grandes grietas verticales que afectan a la totalidad del espesor la fábrica resistente y que mostraban la falta de enjarje entre las esquinas realizadas con ladrillo macizo y los espacios entre verdugadas, realizados con mampostería ordinaria, separándose ambos materiales frente a una acción dinámica. La estructura se mantenía en pie gracias al arriostramiento realizado por la estructura de madera de la cubierta.

Esta situación afectaba muy negativamente a la estructura de la cúpula de su interior, pues con los desplazamientos ocasionados por los agrietamientos se pueden desequilibrar los empujes entre la cúpula y los muros del cimborrio, mediante los muros diafragmas que existen entre ambos.



Figura 363. El agrietamiento del cimborrio continuaba por los muros exteriores. Foto del autor.

Los resultados de la verificación de tensiones y deformaciones del cimborrio usando el modelo de cálculo de tracciones, considerando peso propio y envolvente de sismo, verifican esfuerzos de tracción en casi todo el cimborrio (Figura 364).

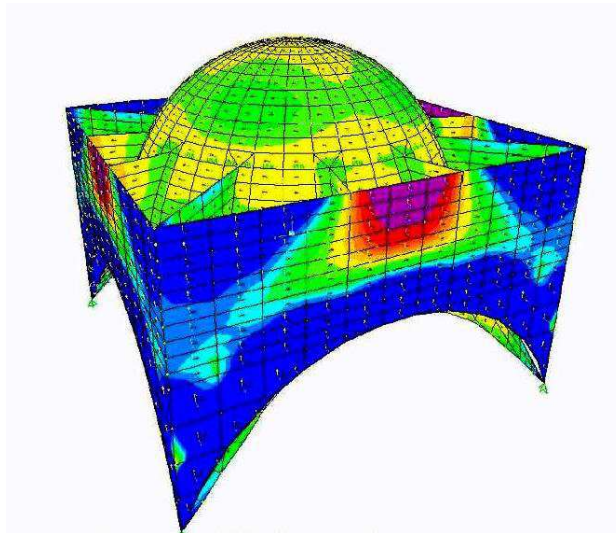


Figura 364.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES

En el apartado primero del presente trabajo se exponían una serie de objetivos que se pretendían alcanzar con la realización de esta investigación. Tras la obtención de los resultados y una vez analizados los mismos se pueden establecer las principales conclusiones.

En el Capítulo 2 se han identificado, en relación con las estructuras de fábrica, los parámetros más importantes relacionados con las propiedades mecánicas de sus materiales y su comportamiento ante los esfuerzos. También se ha presentado una descripción de los principales mecanismos de fallo observados durante los movimientos sísmicos:

1.- Las estructuras de fábrica son las compuestas por unidades y mortero, que se combinan manualmente de forma regular o irregular, con un comportamiento marcadamente anisótropo y heterogéneo. Existen diferentes tipos de unidades y morteros, los cuales tienen un amplio rango de propiedades mecánicas y geométricas. El material resultante presenta una gran variación en sus características y un comportamiento diferente a los elementos que la conforman.

2.- Para analizar el comportamiento sísmico de las estructuras de fábrica, es indispensable tener claro el comportamiento de este material compuesto (unidad-mortero) bajo diversas condiciones de solicitaciones y esfuerzos. Inicialmente, la estructura de fábrica está concebida para resistir cargas verticales, es decir, que uno de los principales factores que debe ser considerado en el diseño, es la resistencia a la compresión. No obstante, estas estructuras se ven afectadas por otro tipo de acciones, tales como las cargas de los sismos, que finalmente se traducen en fuerzas horizontales que deben ser soportadas por la estructura.

3.- Las estructuras de fábrica presentan un comportamiento óptimo cuando está sujeta a compresión. El valor de la resistencia a compresión depende de la calidad de las unidades, del mortero y de su interacción. Factores tales como; el porcentaje de área perforada de las unidades, la humedad, la capacidad de absorción y la adherencia con el mortero, influyen considerablemente en la resistencia.

4.- A partir del estudio los daños ocurridos en los edificios históricos después de ocurrido un sismo, se han podido observar los principales mecanismos de fallo en las estructuras de fábrica, no estando relacionados con la resistencia propia del muro, sino con el comportamiento global de la estructura. Los principales tipos de fallo que se presentan en las estructuras de fábrica histórica están relacionados con fallos fuera del plano por la falta de anclaje de los muros, fallos en el plano, malas conexiones entre los distintos elementos, ausencia de separación entre los edificios adyacentes e irregularidades en la distribución en planta y altura de las estructuras.

En el Capítulo 3 se han estudiado los factores que influyen en los efectos sísmicos de los edificios históricos y se han analizado los principales factores que condicionan la resistencia de estas construcciones:

1.- Diversos factores influyen en las características del comportamiento sísmico de los edificios del patrimonio histórico que en estos casos adoptan una especial singularidad. Entre los factores están, además de las características del movimiento sísmico, las características geológicas del terreno y de la vulnerabilidad sísmica de los edificios. Entre los factores que más influyen en la vulnerabilidad del edificio frente al riesgo de sismo estarían las características constructivas y el estado de conservación del edificio.

2.- Entre todos los factores destacan sobre todo las transformaciones sufridas por el edificio a lo largo de su historia y restauraciones realizadas con materiales o técnicas no adecuadas ante los efectos sísmicos que modifican su estructura y pueden disminuir su resistencia ante sismos.

A través de la observación de los daños producidos por los seísmos se puede confirmar que el hormigón armado, que se pensaba en un principio como un material muy eficaz para la restauración de los edificios históricos, en algunos casos se manifiesta la incompatibilidad con las estructuras tradicionales de fábrica, debido a la heterogeneidad que presentan ambos materiales en sus propiedades físico-mecánicas, errores por la puesta en obra, problemas en la técnica de ejecución y en la forma en que se encuentran conectados e integrados ambos materiales.

La aplicación de nuevas tecnologías constructivas puede traer consigo incompatibilidades físicas, químicas y mecánicas con la tecnología constructiva tradicional de la arquitectura histórica, por lo que estos nuevos materiales y técnicas deben ser utilizados con mucha cautela en los edificios históricos debido a las incompatibilidades físico-mecánicas que presenta con los materiales tradicionales y la modificación sustancial del comportamiento estructural original debido a que presentan formas de trabajar distintas y rigidizan las estructuras en exceso ante las cargas sísmicas.

La evolución de la nueva tecnología constructiva trae consigo la incompatibilidad de materiales y técnicas aplicables en la intervención de edificios históricos cuando no se cuenta con el diagnóstico de la causa-efecto, pudiendo aumentar el riesgo sísmico en el edificio.

Las restauraciones encaminadas a una mejora de la resistencia sísmica se deben basar en un conocimiento de los procedimientos constructivos tradicionales o históricos, siendo preferible que las intervenciones, antes que alterar profundamente la

naturaleza constructiva y resistente del edificio, tiendan más bien a controlar o mitigar sus posibles debilidades manteniendo una homogeneidad y uniformidad constructiva siguiendo la tendencia actual de mínimas intervenciones y la recuperación de técnicas tradicionales constructivas.

3.- En base a estos antecedentes se ha analizado la naturaleza de los movimientos sísmicos y sus consecuencias para el patrimonio cultural, estudiando las experiencias sufridas en países tan dispares como Irán, Turquía, México, Italia y especialmente las consecuencias de la secuencia sísmica registrada en la ciudad de Lorca el día 11 de mayo de 2011, llegando a la conclusión que, ante un seísmo, las estructuras históricas más dañadas son las que han sido reparadas con elementos estructurales rígidos de hormigón armado o la introducción de materiales o técnicas no tradicionales en restauraciones previas. Este tipo de materiales o técnicas constructivas deben evitarse en las restauraciones y utilizar siempre materiales y sistemas constructivos compatibles.

Tras la visita se pudo constatar que tras comparar varios casos de edificios históricos afectados por el terremoto de Lorca con otros dañados en terremotos recientes en otros lugares, intervenciones de restauración inadecuadas en edificios similares provocan daños por seísmos parecidos.

La sustitución de la estructura original de madera con nuevas cubiertas de hormigón armado o elementos de acero, la inserción de hormigón armado y viguetas en la mampostería, las nuevas plantas de hormigón armado y el uso de revestimiento de hormigón armado en los muros, bóvedas y cúpulas son ampliamente utilizados en las intervenciones de restauración. Sin embargo, conducen a una mayor fuerza sísmica, debido al mayor peso, y deformaciones incompatibles con las estructuras de fábrica.

4.- La restauración estructural debe basarse en el conocimiento de las técnicas constructivas tradicionales y de sus posibles deficiencias. Es preferible basar el refuerzo en el análisis de los rasgos constructivos propios de estas construcciones y evitar soluciones de refuerzo contrarias a éstos. La mejora sísmica es posible reparando el deterioro y recuperando la resistencia original, sin implantar elementos de refuerzo extraños a la tecnología constructiva tradicional.

Las intervenciones no deben alterar profundamente la naturaleza constructiva y resistente de las construcciones históricas sino que se tienen que proyectar en coherencia con las técnicas constructivas tradicionales para que contribuyan a limitar las deformaciones experimentadas durante el terremoto y evitar la excesiva separación entre partes.

Se deben evitar, sobre todo en zonas sísmicas, métodos de restauración que puedan alterar los equilibrios de cargas de los edificios históricos, que provoquen sustanciales modificaciones de las condiciones de contorno que definen sus estructuras y sus

equilibrios de cargas, pues la experiencia demuestra que algunas técnicas de refuerzo en monumentos y edificios de fábrica a cabo en los últimos años, son a menudo dudosas en cuanto a su función de refuerzo antisísmico, pues han supuesto un aumento en su vulnerabilidad sísmica.

En el Capítulo 4 se ha desarrollado las bases teóricas para aplicar una metodología en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios del patrimonio histórico en especial de las iglesias:

1.- Una de las complicaciones que se tienen al analizar el comportamiento de una iglesia es encontrar su relación con los distintos daños que presenta. Las iglesias generalmente son de grandes dimensiones, lo que hace difícil evaluar el estado global de la estructura si los daños están distribuidos indistintamente por todo el edificio. Es por esto que una de las opciones viables sería analizarla por partes. El análisis de las iglesias en partes más pequeñas permitiría entender más claramente su comportamiento, además de simplificar la interpretación de los resultados. Incluso, se podrían establecer similitudes de comportamiento de partes estructurales del mismo tipo; los cuales tiene la misma conformación, función y/o posición en la iglesia. De esta manera es más fácil correlacionar las características individuales de cada parte estructural con el daño observado después de un sismo y se podrían realizar diagnósticos con relativa rapidez, para identificar daños y/o la posibilidad de colapso parcial o total de las iglesias.

2.- Por lo tanto, el concepto de macroelemento genera una alternativa, sencilla y rápida, de análisis para la verificación de la estabilidad o diseños de reforzamiento de las iglesias.

3.- Obviamente una iglesia probablemente estará compuesta de varios, y diversos, macroelementos. Por lo que para evaluar la iglesia completa, cada macroelemento es analizado para evaluar su comportamiento e identificar los patrones de daño que lo lleven a la falla o al colapso. Si todos los macroelementos fallan durante un análisis sísmico, entonces la iglesia completa falla, pero si solo uno de ellos falla, entonces se podrá decir que parcialmente el edificio es vulnerable y se tendrá que tener especial atención en esa parte del edificio que falló.

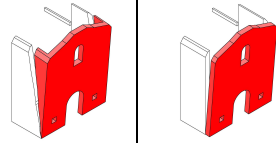
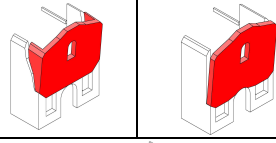
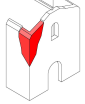
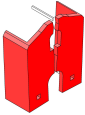
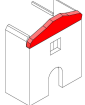
En el Capítulo 5 se han determinado los resultados del análisis de la descripción de los daños observados en cada uno de los macroelementos y la descripción del esquema de mecanismo de daño:

1.- Entre los macroelementos existentes, la fachada es en el que la interpretación de los mecanismos de daños es más fácil de evaluar porque su comportamiento es más extenso y los patrones de daños se prestan a esquematizaciones más sencillas.

Los mecanismos de daño en la fachada están condicionados de manera significativa por la presencia, tamaño y disposición de las aberturas (ventanas, rosetones, etc.), La ausencia de atados longitudinales, la falta de conexión de la fachada con la cubierta y arriostramiento con los muros laterales, existencia de elementos de empuje contra la fachada (cubierta, bóveda, arcos).

La fachada de una iglesia, ante acciones sísmicas importantes, se mueve de manera diferente que la nave principal (movimientos en su plano y fuera de éste) y tiende a separarse, generando grietas verticales e inclinadas importantes en la zona de unión de estos dos elementos. También se producen grietas alrededor de los huecos que atraviesan las claves de las aberturas, como la ventana del coro y la portada de acceso principal a la nave principal de la iglesia.


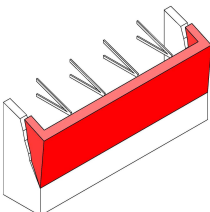
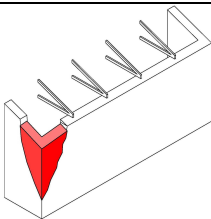
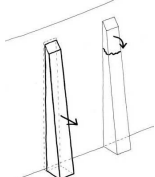
Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
FACHADA	Vuelco global de la fachada		Iglesia del Carmen Iglesia de San Cristóbal Iglesia de San Diego Colegiata de San Patricio
	Vuelco parcial de la fachada		Iglesia de San Cristóbal
	Vuelco en cuña de la esquina de la fachada		Iglesia de San Cristóbal Ermita de San Clemente
	Separación de la fachada por su eje		Iglesia de San Pedro Iglesia de San Francisco
	Vuelco del frontón		Iglesia de San Mateo

2.- Para el macroelemento muro lateral una clasificación tipológica de los daños es más complicada, ya que este macroelemento, además de la variabilidad inherente a sus características tipológicas, añade la que se deriva de las posibles conexiones con otras partes del edificio tales como capillas, sacristías y construcciones urbanas adosadas en sus medianeras.

Los muros laterales de las naves sufren giros hacia fuera en la dirección perpendicular a su plano produciendo agrietamientos que tienden a producir el volteo de los muros fuera de su plano.

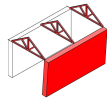
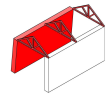
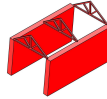
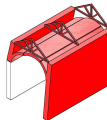
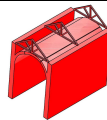
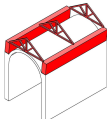

Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
MURO LATERAL	Agrietamiento diagonal en muros		
	Vibración de muros longitudinales en la dirección perpendicular a su plano		Convento de las Clarisas
	Mecanismo de vuelco de esquinas de muros		Torre del Espolón
	Daños en la zona de contacto entre el muro y el contrafuerte		Ermita de San Roque

3.- El macroelemento nave tiene interacciones particularmente significativas con la cubierta, ya que es en la pared lateral donde se transfieren las cargas sísmicas generadas por el techo,, que representan una causa que contribuye muy significativamente a activar o agravar los mecanismos del muro lateral. Las cubiertas se han considerado como estructuras que están dañadas por la activación de los mecanismos de los elementos estructurales con los que están relacionados como los muros y las bóvedas.

Los mecanismos de daño en la nave están condicionados de manera significativa por la presencia de muros de alta esbeltez, la presencia en su interior de bóvedas y arcos y en el exterior la existencia de cuerpos anexos o contrafuertes que pueden evitar total o parcialmente el giro fuera del plano de los muros longitudinales.

Los mecanismos de daños observados son los siguientes:


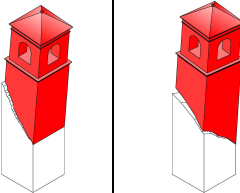
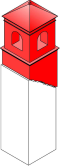
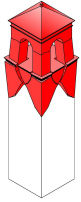
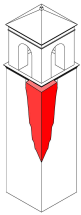
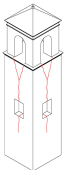
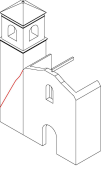
MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
NAVE	Colapso de nave con cercha		Convento de las Clarisas
			
			
	Colapso de nave con bóveda y cercha		
			
			
	Desplazamiento hacia el exterior del extremo del muro de la nave		Iglesia Virgen de las Huertas Capilla del Rosario Colegiata de San Patricio

4.- El macroelemento torre campanario es el elemento arquitectónico-estructural más vulnerables por efecto de sismo en las iglesias

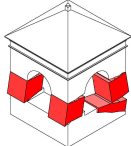
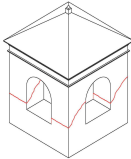
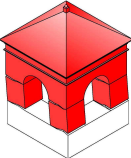
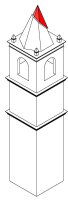
Se ha comprobado que el comportamiento estructural que presenta la torre campanario, por su esbeltez y flexibilidad, tiene importantes desplazamientos horizontales durante los sismos. La flexión que se genera produce grietas horizontales, pero rara vez el vuelco porque los desplazamientos laterales rara vez alcanzan los valores necesarios para el vuelco del elemento vertical; pero se llegan a producir desplazamiento y giros de la estructura. En diferentes casos se presenta un agrietamiento vertical a lo largo del cuerpo de la torre. La tendencia de fallo frecuente es por fuerza cortante en las zonas donde el área de los muros se reduce sustancialmente por las aberturas como es el caso del área donde se alojan las campanas o existen vanos en el cuerpo de la torre.

Los mecanismos de daño en la torre campanario están condicionados la esbeltez de la estructura, el grado de anclaje de sus muros, la interacción con la fachada y la presencia en la parte superior de elementos arquitectónicos.

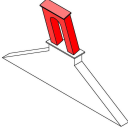
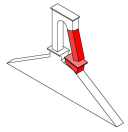
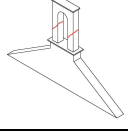
Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
TORRE CAMPANARIO	Expulsión de una o más esquinas de la torre campanario		Iglesia de San Francisco
	Giro-desplazamiento de la parte superior de la torre campanario resultante de la combinación de una rotación alrededor de un eje horizontal o giro en torno al eje vertical		Iglesia de San Pedro
	Desplazamiento de la parte superior de la torre campanario		Iglesia de San Mateo
	Giro hacia el exterior de las esquinas de la torre formando articulaciones en la parte inferior		Iglesia de Santiago
	Expulsión de una o más esquinas con grietas verticales o inclinadas.		Iglesia de Santa María
	Abertura de la parte superior de la torre		Iglesia de San Juan Convento Virgen de las Huertas
	Interacción estructural entre la torre campanario y la fachada		Iglesia San Francisco Iglesia de San Mateo Iglesia de Santo Domingo

5.- El macroelemento campanario se ha estudiado como elemento separado de la torre aunque con interacción mutua. El campanario resultó la zona más vulnerable de las torres. Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

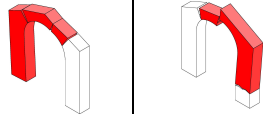
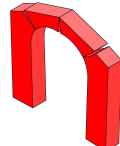
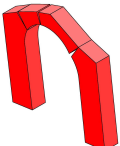
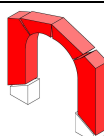
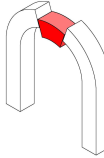

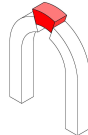
MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
CAMPANARIO	Desplazamiento o de giro-desplazamiento de las pilastras del campanario		Convento de las Clarisas Capilla del Rosario
	Desplazamiento con rotura a cortante de las pilastras del campanario		Iglesia de San Pedro Iglesia de Santo Domingo Iglesia de San Cristóbal
	Desplazamiento horizontal del cuerpo de campanas		Iglesia de San Mateo
	Mecanismo de giro-desplazamiento o desplazamiento de la parte superior del chapitel		Iglesia de San Francisco Iglesia de San Mateo

6.- El macroelemento espadaña presenta características como su gran esbeltez y escasos recursos estructurales para resistir acciones sísmicas. Este tipo de elementos no estructurales, se comportan, si no están restringidos o bien anclados, como muros en voladizo extendidos más allá de la línea de cubierta y es un ejemplo de fallo fuera del plano. Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
ESPADAÑA	Giro fuera del plano de la espadaña con la formación de articulación horizontal en su base		Convento de las Clarisas Capilla del Rosario
	Desplazamiento o giro y desplazamiento en el plano de uno más pilares de la espadaña		Iglesia de San Pedro Iglesia de Santo Domingo Iglesia de San Cristóbal
	Fallo por cortante de la espadaña		Iglesia de San Mateo

7.- En el macroelemento arco se distinguen los arcos transversales, generalmente arco de medio punto o apuntados, que están conectados a los muros laterales. También se debe considerar que el arco triunfal tiene diferentes condiciones de contorno determinadas por el contacto con el ábside. Para los arcos transversales se han considerado sólo los mecanismos en el plano pues en la dirección perpendicular están unidos a la pared lateral y la parte superior está generalmente conectada a la cubierta y estas condiciones pueden contrarrestar los mecanismos fuera del plano.

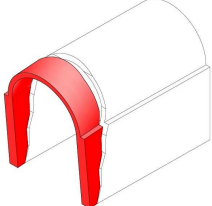
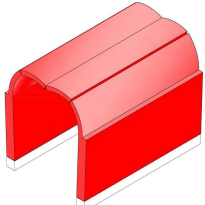
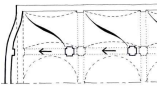
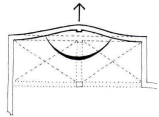
La principal causa de daño o colapso de un arco ante cargas sísmicas es debida, a la abertura de los apoyos por aumento temporal de la luz del arco, en cuyo caso aparecen grietas verticales en la clave, seguidas de grietas en los apoyos o en los extremos. Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
ARCO	Giro de un apoyo del arco		Iglesia de Santiago Colegiata de San Patricio
	Giro simétrico de los dos apoyos del arco		Iglesia de Santa María Iglesia de San Cristóbal Iglesia de San Mateo Iglesia de San Diego Iglesia de San Francisco Iglesia del Carmen Ermita del Calvario
	Giro de los dos apoyos del arco en el mismo sentido		Ermita de San Roque
	Fallo por cortante simétrico en los dos apoyos del arco		Iglesia de San Francisco Iglesia de Santiago
	Hundimiento de la clave de un arco		Iglesia de San Francisco Capilla del Rosario Colegiata de San Patricio Iglesia de Santiago Iglesia de San Juan
	Movimiento horizontal de las dovelas		
	Elevación de la clave de un arco		Iglesia de Santa María

8.- Para el macroelemento bóveda se ha tenido en cuenta que estos elementos estructurales desarrollan su daño inducido por los mecanismos que se activan en las

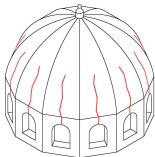
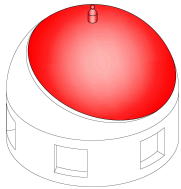
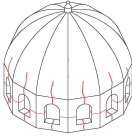

estructuras subyacentes, como el vuelco de los muros en las que se apoyan. Es uno de los elementos estructurales de mayor vulnerabilidad en una iglesia y puede llegar a su caída y colapso total con niveles bajos de intensidad sísmica. El comportamiento sísmico está fuertemente influenciado por el tipo de arquitectura, los materiales y métodos de construcción de la bóveda.

Los mecanismos de daños manifestados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
BÓVEDA	Separación entre los arcos elementales de la bóveda		Iglesia de San Mateo Iglesia de San Francisco Iglesia de San Diego Iglesia del Carmen
	Rotura de los arcos elementales de la bóveda por desplome de los estribos		Iglesia de San Cristóbal Iglesia de San Mateo Iglesia de San Diego Iglesia de San José Iglesia de San Francisco Iglesia de Santiago Iglesia del Carmen Iglesia Virgen de las Huertas Capilla del Rosario Ermita del Calvario
	Rotura a cortante de la bóveda		Iglesias del Carmen Capilla del Rosario Iglesia de San Francisco Colegiata de San Patricio
	Rotura localizada por el desplazamiento de un punto de apoyo de la bóveda		Capilla del Rosario Iglesia de Santiago Colegiata de San Patricio

9.- El macroelemento cúpula tiene la característica de encontrarse a alturas considerables y son elementos estructurales inadecuados para resistir acciones horizontales. Las cargas sísmicas son absorbidas por otros elementos estructurales de la iglesia como los muros de la nave central, el crucero, el ábside etc. Además de las acciones inducidas, estos macroelementos están estructuralmente en desventaja por la presencia en ellos de aberturas de iluminación.

Los mecanismos de daños observados son los siguientes:

MACROELEMENTO	MECANISMO DE DAÑO	ESQUEMA	EDIFICIO
CÚPULA	Separación de los meridianos de la cúpula por incremento de la luz		Iglesia de San Francisco Iglesia de San Juan Iglesia de San Diego
	Giro y traslación o traslación de la parte superior de la cúpula con división en casquetes		Iglesia de San Cristóbal Conservatorio Virgen de las Huertas Capilla del Rosario
	Giro y traslación o traslación de la cúpula con separación del tambor y aparición de grieta horizontal en el tambor		Iglesia de San Mateo
	Giro o giro-traslación fuera del plano de los muros del cimborrio		Capilla del Rosario

10.- Los edificios del patrimonio histórico estudiado, en especial las iglesias, están constituidos por estructuras de muros de carga fábrica de ladrillo o de piedra sin tallar y, a veces, con refuerzos de sillares en las esquinas. Este tipo de edificaciones es poco dúctil y, debido a su rigidez, poseen frecuencias altas de vibración que los hace muy vulnerables a terremotos cercanos (con gran contenido de altas frecuencias). Esto, unido a la falta de conexiones entre elementos verticales y horizontales de la estructura, la heterogeneidad de sus fábricas, la geometría y al elevado peso de los materiales de construcción, ha derivado en un daño generalizado en este tipo de edificios.

Se ha comprobado en la presente investigación que los elementos arquitectónicos-estructurales más vulnerables por efecto de sismo en las iglesias, en el sismo de Lorca, fueron en los cuerpos de las torres campanarios y elementos como arcos, bóvedas y cúpulas.

11.- Se ha realizado un análisis explicativo del comportamiento estructural ante el efecto sísmico de los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de la

arquitectura histórica, analizando y revisando casos en los que han presentado daño e identificando su tipología de fallo estructural.

12.- Los patrones de daños observados en las iglesias afectadas por el terremoto de Lorca se ajustan los patrones de daño observados durante otros terremotos, pudiéndose adaptar la clasificación de los patrones de daño propuestos por otros autores. Esta clasificación, junto con una evaluación caso por caso de la gravedad de los daños, son herramientas importantes para una evaluación inmediata de la extensión de los daños en este tipo de estructuras, para la evaluación necesaria de la posibilidad de utilizarlos y, finalmente, para apoyar las intervenciones de rehabilitación necesarias.

13.- El estudio desde un punto de vista teórico de los movimientos básicos en los elementos estructurales y las patologías típicas asociadas sirven de base para interpretar posteriormente los movimientos reales de la estructura tras el sismo y confirmar la veracidad de la hipótesis antes expuesta. En el caso de edificios del patrimonio histórico se pueden realizar análisis parciales de los distintos elementos constructivos, para la determinación de la vulnerabilidad sísmica, cuando el sistema estructural lo permita por su disposición y concepción estructural. Por lo tanto, el análisis de los daños causados por un sismo en cada elemento estructural evidencia daños característicos y recurrentes, cuyo estudio permite plantear hipótesis de comportamiento futuro de dichas estructuras frente a un movimiento sísmico.

14.- Se ha demostrado que los daños tras un sismo son identificables por las grietas o líneas de fractura de localización de la deformación, representando una discontinuidad en la estructura de fábrica. Los esquemas de daños, aunque en sí mismos no predicen como va a comportarse el edificio histórico en el sismo siguiente, sí muestran cómo se ha comportado el edificio ante un sismo conocido y medido. El estado agrietado muestra una manera explícita de trabajar, por la elocuencia de la formación de las articulaciones. El efecto del sismo se caracteriza por la aparición de grietas y se evidencian en aquellos puntos en los que la estructura es más sensible. Esos puntos son los indicados para crear articulaciones.

La metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del patrimonio religioso a través del estudio del patrón de daños, es útil tanto para la interpretación de los daños como para realizar las medidas necesarias para contrarrestar o impedir la ocurrencia de estos mecanismos durante terremotos futuros, para realizar planes de conservación y posibles intervenciones de restauración.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

Aceves, S. y Alcántara, S., (2011) "Patrimonio en Riesgo. La Consecuencia de los Sismos en el Patrimonio Edificado" en *Revista América Patrimonio*. Número 2, Patrimonio y catástrofes. Diciembre 2011, pp. 31-45.

Aguilar, J. L., (2012) *Predicción de la respuesta sísmica de un edificio colonial del siglo XVI por medio del método de los elementos finitos, considerando su estado actual de daño*. Tesis de maestría. México, Instituto Politécnico Nacional.

Alcocer, S. M. et al., (1999) *El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999*. México, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Álvarez, R. et al., (2013) *El terremoto de Lorca. Efectos en los edificios*. Consorcio de Compensación de Seguros, Madrid.

Araiza, J. y Orduña, A., (2005) "Proceso de rehabilitación estructural de edificios históricos tras el sismo de Colima 2003" en *Actas del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. México, D. F.

Arango, J. R., (2003). *Introducción al estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos de Granada*. Editorial de la Universidad de Granada, Granada.

Augusti G., Ciampoli M., Giovenale P. (2001). "Seismic vulnerability of monumental buildings" en *Structural safety*. Volumen 23, número 23, pp. 253-274.

Arcos, H. y M.C. Porcu, (2003) *Movimientos sísmicos y estructuras murarias. Origen, efectos y evaluación de daños en la vivienda tradicional (terremoto en la comarca del río Mula del 2 de febrero de 1999)*. Consorcio de Compensación de Seguros, Ministerio de Economía y Hacienda, Madrid.

Bani-Hanil, K. y S. Barakat, (2006) "Analytical evaluation of repair and strengthening measures of Qasr al-Bint historical monument-Petra, Jordan" en *Engineering Structures*. Número 28, pp. 1355-1366.

Barbat, A.H., (2009) "Terremoto de L'Aquila: observaciones sobre el comportamiento estructural de los edificios" en *Zuncho*. Número 21, septiembre 2009, pp. 11-19.

Barthel, R., (1993) *Tragverhalten gemauerter Kreuzgewölbe*. Institut für Tragkonstruktionen.

Benedetti, D. y Petrini, V. (1984) "Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: proponte di un metodo di valutazione" en *L'industria delle Costruzioni*. Número 149 , pp. 66-78.

Bernal, P. y Ramírez, G.M. (2013) "Parámetros de vulnerabilidad en el patrimonio edificado frente a catástrofes naturales en centros históricos" en REUSO 2 Propuestas internacionales para la documentación, conservación y reutilización del patrimonio arquitectónico – Vida en edificios y cascos históricos – Itinerarios y paisaje dentro del patrimonio, Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, pp. 65–72.

Bernardini, A. y Lagomarsino S. (2008) "The Seismic vulnerability of architectural heritage" en *Structures & Buildings*. Número 161.

Bonett, R.L., (2003) *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis doctoral. Barcelona, Departamento de Ingeniería del terreno, Cartografía y Geofísica, Universidad Politécnica de Cataluña.

Caicedo, C. et al., (1994) *Vulnerabilidad sísmica de edificios*. Vol. IS-6, Monografías de Ingeniería Sísmica. Barcelona, CIMNE.

Cartagena, J.C. (2013) "Conjunto Monumental de Santo Domingo: recuperación de la Capilla del Rosario tras los terremotos de Lorca" en *XXIII Jornadas de Patrimonio Cultural de la Región de Murcia*.

Carocci, C. (2001). Guidelines for the safety and preservation of historical centers in seismic areas. Historical Constructions, Proceedings.

Carreño, M.L. et al., (2012) "Comportamiento Sísmico de los Edificios de Lorca" en *Física de la Tierra*. Volumen 24, pp. 289-314.

Cassinello, M.J., (2007) "Una olvidada lección del pasado: diseño y construcción de entramados antiguos de fábrica en zonas sísmicas" en *Actas del 3er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Gerona, mayo 2007.

Cejka, J., (1978) *Tonnengewölbe und Bogen islamischer Architektur. Wölbungstechnik und Form*. Dissertation: München. Techn. Univ. Fachbereich Architektur.

Celestino, Z., (2003), *Seguridad sísmica de templos coloniales*. Informe doctoral de Posgrado de Ingeniería, Instituto de Ingeniería, Universidad autónoma de Nacional de México (UNAM).

Crespellani, T. y M. Uzielli M., (2001) Geotechnical analysis and interpretation of seismic damage for the church of S. Filippo at Nocera Umbra, Italy. XV ICSMGE Satellite Conference on 'Lessons from Recent Strong Earthquakes', A.M. Ansal (ed.), Istanbul.

D'Avino, S., (2009) "La técnica constructiva del patrimonio histórico artístico en zonas sísmicas" en *Actas del VI Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. Valencia, Instituto Juan de Herrera.

D'Avino, S., (2011) "Techos abovedados en Los Abruzos entre los siglos XVI y XVIII. Sistemas constructivos y su comportamiento" en *Actas del Séptimo Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. Santiago de Compostela, 26 - 29 octubre 2011, Instituto Juan de Herrera, Madrid.

D'Ayala, D. F. et al., (1997) "Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres" en *Earthquake Spectra*. Número 13(4) pp. 773-794.

De la Hoz, J. D., (2012a) "Efectos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011 sobre el patrimonio religioso. Análisis de emergencia y enseñanzas futuras" en *Boletín Geológico y Minero*. Volumen 123, número 4, pp. 515-536.

De la Hoz, J. D., (2012b) "El Terremoto de Lorca: Consecuencias y actuaciones sobre el Patrimonio Religioso" en *Patrimonio Cultural de España*. Número 6, Patrimonio en riesgo: seísmos y bienes culturales, pp. 107-122.

De la Hoz, J. D., (2012c) "Comportamiento de la excolegiata de San Patricio en Lorca tras el terremoto de mayo de 2011. Actuaciones de emergencia y restauración" en *Alberca: Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca*. Número 10, pp. 225-246.

De la Torre, O., (2000), "Rehabilitación estructural de la iglesia de "La Compañía de Jesús" en la ciudad de Puebla, Puebla" en *Actas del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. León, Guanajuato, México.

De la Torre, O. et al., (2000), "Rehabilitación estructural de Monumentos Históricos dañados en el estado de Puebla por el sismo del 15 de junio de 1999" en *Actas del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. León, Guanajuato, México.

De la Torre, O. et al., (2004) "Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas" en *Revista de Ingeniería Sísmica*. Número 70, enero-junio 2004, pp. 1-26.

De Tommasi, G., (2002) "El riesgo sísmico en la arquitectura tradicional. Comprender las lesiones estructurales" en *Método RehabiMed. Arquitectura tradicional mediterránea*. Barcelona, Collegi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona.

Dias, C. S. et al., (2001) "Planeamento em zonas de risco sísmico: Cidade de Faro" en *Actas del 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Ponta Delgada, pp.185-198.

Dogliani F. et al. (1994) *Le chiese e il terremoto*. Trieste.

Esponda, M., (2004) *Evolución de los criterios de intervención con hormigón armado en la restauración de edificios históricos en México y en España*. Tesis doctoral. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña

Fielden, S. B., (1987) *Entre dos Terremotos*. UNESCO.

Feriche, M. et al., (2012) "Daños causados en construcciones de Lorca por la serie sísmica de 2011" en *Libro Homenaje a la Prof. M^a Dolores Romacho*. Universidad de Almería.

Fernández et al., (2013) "Intervenciones en el Porche de San Antonio de Lorca con motivo de los movimientos sísmicos del 11 de mayo de 2011" en *XXIII Jornadas de Patrimonio Cultural de la Región de Murcia*.

Fortea, M., (2013) *Análisis estructural de bóvedas de fábrica. La eficacia de la geometría*. Tesis doctoral. Universidad de Extremadura

Fortea, M. y V. López Bernal, (2000) "Patología de bóvedas de doble curvatura" en *Actas del 3^a Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. Madrid: I. Juan de Herrera, SEdHC, U. Sevilla, Junta Andalucía, COAAT Granada, CEHOPU

Fortea, M. y V. López Bernal, (2001) *Bóvedas de ladrillo. Proceso constructivo y análisis estructural de bóvedas de arista*. Editorial de los Oficios SL, León.

García et al., (2014) *La valoración de los inmuebles del patrimonio histórico y los riesgos sísmicos en el contrato de seguro: el caso de Lorca*. Fundación MAPFRE. Madrid.

Giner-Robles, J. L. et al., (2009) *Structural analysis of Earthquake Archaeological Effects (EAE) Baelo Claudia Examples (Cádiz, South Spain)*, UNED, Madrid.

Giner-Robles, J. L. et al., (2011) *Evaluación del daño sísmico en edificios históricos yacimientos arqueológicos. Aplicación al estudio del riesgo sísmico*. Proyecto EDASI. Serie Investigación. Fundación MAPFRE, Madrid

Giner-Robles et al., (2012) "Análisis estructural de daños orientados en el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011" en *Revista IGME. El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011*. Número 4, pp 503-513.

Giuffré, A., (1995). *L'intervento strutturale quale atto conclusivo di un approccio multidisciplinare*. Quaderni ARCo - Restauro, Storia e Tecnica , pp. 5-15.

Goded, T., (2010) *Evaluación del riesgo sísmico en la ciudad de Málaga*. Tesis doctoral. Universidad Complutense de Madrid.

Goded, T. et al., (2007) "Estudio preliminar de la vulnerabilidad de los monumentos de la ciudad de Málaga" en *Actas de 3er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Girona, pp. 732-742.

González, J. L., (2013) "Los terremotos y la conservación del patrimonio" en *Revista tecnológica Anexo*. Número 3, marzo 2013, pp. 4-17.

Granados, J., (2010) "La restauración del patrimonio de Lorca en las décadas de 1960-1970. La obra de Pedro A. San Martín Moro" en *Revista Alberca*. Número 8, pp. 159-180.

Guerreiro, L. et al. (2000), "Damage in ancient churches during the 9th of July 1998 Azores earthquake" en 12 Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Auckland, Nueva Zelanda.

Guevara, L.T. y A.R. Sánchez-Ramírez, (2005) "Los sismos de enero y febrero de 2001 en el salvador y su impacto en las iglesias del patrimonio cultural" en *IMME*. Vol. 43, nº 3, pp. 28-57

Heyman, J., (1995) *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Instituto Juan de Herrera CEHOPU, Madrid.

Heyman, J., (2001) *La ciencia de las estructuras*. Instituto Juan de Herrera CEHOPU, Madrid.

Huerta, S., (1995) "Prólogo" en Jacques, H., *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábricas*. Madrid, Instituto Juan de Herrera-CHOPU-CEDEX.

ICOMOS (1964). Carta Internacional sobre la conservación y la restauración de monumentos y sitios (Carta de Venecia 1964). ICOMOS. Disponible en: <http://www.icomos.org>

ICOMOS (2003). Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico. ICOMOS. Disponible en: <http://www.icomos.org>

I.G.M.E., (2011). Informe geológico preliminar del terremoto de Lorca del 11 de Mayo del año 2011, 5.1 Mw. Instituto Geográfico Nacional.

I.G.N. (2011). Informe del sismo de Lorca de 11 de Mayo de 2011. Madrid: Instituto Geográfico Nacional.

Irizarry, J. (2004) *An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and the urban system of Barcelona*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.

Jurado, F., (2013) "Torre del Espolón: de ruina a primer monumento recuperado en Lorca" en *XXIII Jornadas de Patrimonio Cultural de la Región de Murcia*.

Ministerio de Cultura (2011): *Plan Director para la Recuperación del Patrimonio Cultural de Lorca (Murcia)*, Dirección General de Bellas Artes y Bienes Culturales, Ministerio de Cultura, Madrid.

Lantada, N. et al., (2009) "Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method" en *Bulletin of Earthquake Engineering*. April 2010, Volume 8, Issue 2, pp. 201-229

Lagomarsino, S., (1998) "A new methodology for the post-earthquake investigation of ancient churches" en 11th European Conference on Earthquake Engineering. Balkema, Rotterdam.

Lagomarsino, S., (2006) "On the vulnerability assessment of monumental buildings. Bull" en *Earthquake Eng.* Número 4, pp. 445-463.

Lagomarsino, S. (2012) "Damage assessment of churches after L'Aquila earthquake" en *Bulletin of Earthquake Engineering*. Número 10, pp. 73-92.

Lagomarsino, S. et al. (2003) RISK-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP5: Vulnerability assessment of historical and monumental buildings. DISEG, University of Genoa, Italy

Lagomarsino, S. et al., (2004) "The 31st October 2002 earthquake in Molise (Italy): a new methodology for the damage and the seismic vulnerability survey of the churches" en 13th World Conference on the Earthquake Engineering. Vancouver.

Lagomarsino, S. y S. Podestà, (1999) "Metodologie per l'analisi di vulnerabilità delle chiese" en *Actas del 9° Convegno Nazionale L'ingegneria sismica in Italia*. Torino. Italia.

Lagomarsino, S. y S. Podestà, (2003) Seismic vulnerability of ancient churches. Part 2: statistical analysis of surveyed data and methods for risk analysis en *Earthquake Spectra*. Número 20, pp. 395-412.

Lagomarsino, S. y S. Podestà, (2004) "Damage and vulnerability assessment of churches after the 2002 Molise, Italy, earthquake" en *Earthquake Spectra*. Volumen 20, número S1, julio 2004, pp. 271-283.

Langenbach, R., (2004) "Soil dynamics and the earthquake destruction of the Arg-e Bam" en *Iranian Journal of Seismology and Earthquake Engineering*. Special Issue on 26 December 2003 Bam Earthquake 5(4), pp.1-17.

López, J.F., (1993) *Memorias de patrimonio: intervenciones en el patrimonio histórico de la región de Murcia: inmuebles, muebles y etnografía, 1986-1991*. Número 2, Murcia, Consejería de Cultura y Educación.

Lourenço, P. B., (2006a) "Conservation of the heritage structures in seismic regions. Renovation Problems on Constructions and Historical Buildings" en *Actas de 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures*. Cairo, Egipto, p.p. 241-258.

Lourenço, P. B., (2006b) "Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney" en *Constructions and Building Materials*. Vol. 20, pp. 239-251.

Lourenço, P. B. y D. V. Oliveira (2005) "Seismic vulnerability overview of historical masonry churches in Europe" en *Actas del 1rs Canadian Conference on Effective Design of Structures*. Ontario, pp. 453-462.

Lourenço, P. B. y J. A. Roque (2006) "Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings" en *Construction and Buildings Materials*. Número 20, pp. 200-208.

Lozano, J. et al. (2004) "Estado del arte del análisis de mamposterías sin refuerzo en construcciones antiguas" en *Actas del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Acapulco, Guerrero, México.

Magalhães et al. (2010) "Metodologia para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do património religioso: caso de estudo – Faial e Pico, Açores" en *Actas de SÍSMICA 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*. Universidade de Aveiro

Maheri, M. (2004) "Seismic Vulnerability of Post-Islamic Monumental Structures in Iran: Review of Historical Sources" en *Journal of Architectural Engineering ASCE*. Número 10(4), pp. 160-166.

Martínez, C. A., (2011) *Estudio estadístico de los daños observados en iglesias coloniales del sureste mexicano después de los sismos de 1999*. Tesis de grado. México, Facultad de estudios Superiores Aragón, UNAM.

Martínez, G. (2007) *Vulnerabilidad Sísmica para Edificios Históricos de Obra de Fábrica de Mediana y Gran Luz*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica.

Martínez, M.C. y J. Granados (2013) "Comportamiento estructural de las edificaciones históricas en el sismo del 11 de mayo de 2011 de Lorca" en *Alberca: Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca*. Número 11, pp. 169-203.

Martínez, J.L., (2003) *Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas*. Tesis doctoral. Madrid, Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid.

Martínez, J.L., (2010) "Terremotos y Edificios. Una historia común" en *Revista Digital Universitaria*. Número 1, Vol. 11. Disponible en Internet: <<http://www.revista.unam.mx/vol.11/num1/art07/int07.htm>>

Martínez, J.L. et al., (2001) *Comportamiento Mecánico de la Obra de Fábrica*. Madrid, Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Martínez, M.C. y J. Granados (2013) "Comportamiento estructural de las edificaciones históricas en el sismo del 11 de mayo de 2011 de Lorca" en *Alberca: Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca*. Número 11, pp. 169-203.

Martínez et al. (2007) "Vulnerabilidad sísmica para la Catedral de Mallorca" en *Actas del 3er Congreso Nacional de Ingeniería sísmica*. Girona, pp. 764-777.

Mas-Guindal, A. J., (1996) "Criterios de intervención y recomendaciones de diseño a sismo en las estructuras de patrimonio histórico" en *Informes de la Construcción*, Vol. 48, n° 443, mayo/junio 1996, pp. 5-14.

Meli, R., (1979) *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Meli, R., (1998). *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. Fundación ICA, México.

Meli, R., (2001) "Comportamiento Sísmico de Inmuebles Históricos. Lecciones de Eventos Recientes" en *Congreso Mexicano de Ingeniería Sísmica*, noviembre 2001, Guadalajara.

Meli, R. (2003), "Patologías en Edificios Históricos dañados por Sismo" en *Actas del VII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y IX Congreso de Control de Calidad en la Construcción*, Conferencia Plenaria invitada, pp.101-114, Mérida, Yucatán.

Miyajima, M. et al. (2010) "Vulnerability assessment to earthquake of historical masonry building in Tabriz, Iran" en *Actas de 10 Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*. Santiago, Chile.

Montilla, P. J., (1996) "Vulnerabilidad y daños sísmicos en iglesias antiguas, un caso de estudio: sismo del 8 de Febrero de 1995 en Pereira, Colombia" en *I International Congress in Seismic Risk CIRS-96*, Guayaquil, Ecuador.

Murty, C.V.R., (2004). *How Architectural Features affect Buildings during Earthquakes*. Indian Institute of Technology Kanpur. Kanpur, India

Oliveira, C. S. (2003) " Seismic vulnerability of Historical Constructions: A contribution" en *Bulletin of Earthquake Engineering*. Número 1, pp. 37-82.

Oliveira, C. S. et al. (1992) "Metodologia para quantificação dos danos observados no parque monumental" en *Monografia: 10 anos após o sismo de 1 de Janeiro de 1980 nos Açores*. Lisboa.

Peña, F., (2010) Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas. *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 83 43-63 (2010)

Peña, P. y Meza, J.M., (2008) "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de torres de campanario de iglesias coloniales en México" en *I Congreso iberoamericano sobre construcciones históricas y estructuras de mampostería*, agosto 2008, Bucaramanga Colombia.

Peñalver, M.J. (2013) "Ermita del Calvario, Lorca" en *Alberca: Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca*. Número 10, pp. 317-326.

Podestà S. (2010) "Il sisma ed il patrimonio storico monumentale dell'aquilano", en *Ritorno d'esperienza del terremoto dell'Aquila*. Convegno di studi. Torino, 23 settembre 2010.

Proaño, R. et al., (2003) "Vulnerabilidad Sísmica de la Catedral del Cusco" en *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, Iquitos, Perú.

Ramos, L. y P. B. Lourenço, (2004) "Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon" en *Engineering Structures*. Número 26.

Roca, P., (2002) "El comportamiento sísmico de las construcciones tradicionales de paredes de obra de fábrica. Comprender las lesiones estructurales" en *Método RehabiMed. Arquitectura tradicional mediterránea*. Barcelona, Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona.

Roca, P. (2011) "Estructuras y Patrimonio Cultural. Análisis, conservación y restauración" en *Ingeniería y territorio*. Número 92, Restauración de la obra pública, pp. 20-29.

Rodriguez-Pascua et al. (2011) "A Comprehensive Classification of Earthquake Archaeological Effects (EAE) for Archaeoseismology" en *Quaternary International*. Número 242, pp. 20-30.

Rodríguez, M.A. et al. (2012) "Efectos arquitectónicos del terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011. Neoformación y reactivación de efectos en el Patrimonio Cultural" en *Boletín Geológico y Minero*. Volumen 123, número 4, pp. 487-502.

Salcedo, J.C. y A.J. Campesino, (2012) "Experiencias Constructivas del Terremoto de Lorca" en *Revista Investigaciones Geográficas*. Instituto Interuniversitario de Investigaciones Geográficas. Universidad de Alicante, número 57, pp. 7-31.

Sánchez, M. I., (2013) *Vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería en Chile: aplicación a los torreones españoles de Valdivia*. Tesis doctoral. Universidad Austral de Chile.

Sánchez, A. et al. (1998), "Aspectos básicos del comportamiento Estructural de Monumentos Coloniales" en *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Monterrey, Nuevo León.

Sturm, T., (2008) *Valparaíso: su patrimonio histórico y los sismos*. Tesis Ing. Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Valdebenito et al., (2011) "Seismic vulnerability of historical masonry structures in Chile: a state of the art review" en *6th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*. Irán.