



***VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE OBRA  
DE FÁBRICA MEDIANTE MODELOS DE ELEMENTOS  
DISCRETOS***



***Máster Universitario en Estructuras  
Universidad de Granada  
Curso 22/23 Convocatoria Especial Enero 2023***

---

***Alumna: María del Carmen Figueroa Martín  
Tutores: Rafael Gallego Sevilla  
David López Martín***

**Portada.** Imagen base del edificio Hotel Colón ubicado en la calle Gran Vía nº 1 (calle Reyes Católicos nº 51, según catastro) tratada mediante Adobe Photoshop extraída de: Fuente: Salmerón, 2005.

*A mis padres,  
por su amor y apoyo incondicional,  
y a quienes debo agradecer tanto*

## Resume

### *Vulnerabilidad sísmica de edificios de obra de fábrica mediante modelos de elementos discretos*

María del Carmen Figueroa Martín

**Palabras clave:** *fábrica, vulnerabilidad, capacidad, fragilidad, daño sísmico*

El diseño de estructuras y el análisis de su comportamiento frente a acciones sísmicas ha adquirido una gran relevancia durante las últimas décadas, como así reflejan los numerosos estudios e investigaciones llevadas a cabo, con el objetivo de mejorar las metodologías actuales, así como la de desarrollar otras nuevas con mayor precisión. No obstante, el análisis de las estructuras existentes, algunas de ellas, pertenecientes al patrimonio arquitectónico de ciudades como Granada, además de presentar mayor complejidad, son especialmente, necesarios puesto que su conservación depende, en gran medida, del conocimiento del estado actual y nivel de vulnerabilidad frente a estas acciones.

El trabajo que a continuación se presenta, tienen como objetivo principal analizar mediante una metodología simplificada, la vulnerabilidad sísmica que presenta el edificio Hotel Colón, ubicado en la calle Gran Vía de Colón, muestra representativa, aún existente, de una destacada etapa de la historia de la ciudad. Para ello, en primer lugar, se ha procedido a analizar la sismicidad de la ciudad, así como otros conceptos fundamentales relacionados tanto con el material principal de la estructura portante (edificio de fábrica) y otros aspectos del edificio como con el propio análisis de la vulnerabilidad sísmica, lo cual conviene conocer antes del análisis que posteriormente, se lleva a cabo.

Tras el desarrollo de estos capítulos previos, se describe detalladamente la metodología a emplear, así como cada uno de los pasos que serán necesarios desarrollar para, finalmente, conocer el nivel de vulnerabilidad del edificio. Esta metodología consiste en, primer lugar, en la modelización del edificio mediante el uso del software 3Muri, para de esta forma, someter al edificio a un análisis estático no lineal que nos permita obtener la curva de capacidad del mismo, la cual será transformada en espectro de capacidad. Una vez obtenido

el espectro de capacidad, así como el punto de cedencia del mismo, es posible definir los diferentes umbrales de daño y, finalmente, la matriz de daño del edificio.

Los resultados obtenidos merecen una especial atención ya que permite vislumbrar la delicada situación en la que se encuentra, no solo el edificio caso de estudio, sino todos aquellos que presentan soluciones constructivas y comportamientos estructurales similares, entre los que se encuentran, la inmensa mayoría de edificios de este importante eje de la ciudad, el cual representa, por otro lado, una de las principales vías de evacuación en caso de un terremoto.

Finalmente, en el último capítulo del trabajo, se exponen las distintas conclusiones extraídas del presente trabajo, estructuradas según los distintos bloques (bloque 1 y bloque 2) en el que se articula la investigación desarrollada.

## Abstract

### *Seismic vulnerability of masonry buildings using discrete elements models*

María del Carmen Figueroa Martín

**Keywords:** *masonry, vulnerability, capacity, fragility, seismic damage*

The design of structures and the analysis of their behaviour in the face of seismic actions has acquired a special relevance in the last decades, as reflected in the numerous studies and research carried out, with the aim of improving the current methodologies, as well as developing new ones with a greater precision. However, the analysis of the existing structures, some of which belong to the architectural heritage of cities such as Granada, in addition to being more complex, is particularly necessary due to the fact that their conservation depends, to a large extent, on knowledge of their current state and level of vulnerability to these actions.

The main objective of the following investigation is to analyse, using a simplified methodology, the seismic vulnerability of the Hotel Colón building, located in Gran Vía de Colón street, a representative example, still existing, of a fundamental stage in the history of the city. To this end, the seismicity of the city has been analysed, as well as other important concepts related both to the main material of the load-bearing structure (masonry building) and other aspects of the building, and to the analysis of seismic vulnerability itself, which should be known before to the analysis that is subsequently carried out.

After these previous chapters, the methodology to be used is described in detail, as well as each of the steps that will be necessary to finally know the level of the vulnerability of the building. This methodology consists, firstly, of modelling the building using 3Muri software, in order to subject the building to a non-linear static analysis that will allow us to obtain its capacity curve, which will be transformed into a capacity spectrum. When the capacity spectrum has been obtained, as well as its yield point, it is possible to define the different stage of damage and, finally, the damage matrix of the building.

The results obtained deserve a special attention, as they provide a glimpse of the delicate situation of not only the case study building, but also of all buildings with similar construction solutions and structural behaviour, including the majority of buildings on this important axis of the city, which represents one of the main evacuation routes in the event of an earthquake.

Finally, in the last chapter of the work, the different conclusions drawn from this investigation are presented, structured according to the different blocks (block 1 and block 2) in which the research carried out is articulated.

## ÍNDICE

Resumen .....	04
Abstract .....	05
<b>Capítulo 1.</b> Introducción .....	07
<b>Capítulo 2.</b> Objetivos y Metodología .....	12
<b>Capítulo 3.</b> Aspectos Generales .....	16
<b>Capítulo 4.</b> Caso de estudio: el edificio Hotel Colón.....	21
<b>Capítulo 5.</b> Comportamiento mecánico de las estructuras de fábrica .....	35
<b>Capítulo 6.</b> Análisis de la normativa sismorresistente .....	47
<b>Capítulo 7.</b> Metodología aplicada en el análisis .....	55
<b>Capítulo 8.</b> Modelización mediante software 3Muri .....	65
<b>Capítulo 9.</b> Análisis y resultados .....	75
<b>Capítulo 10.</b> Conclusiones .....	84
Fuentes .....	88
Glosario de términos .....	89
Referencias bibliográficas - Documentación .....	95
Referencias bibliográficas - Figuras .....	104
<b>Apéndice A.</b> Tectónica y Sismicidad de la Cuenca de Granada .....	110

## Capítulo 1

### INTRODUCCIÓN

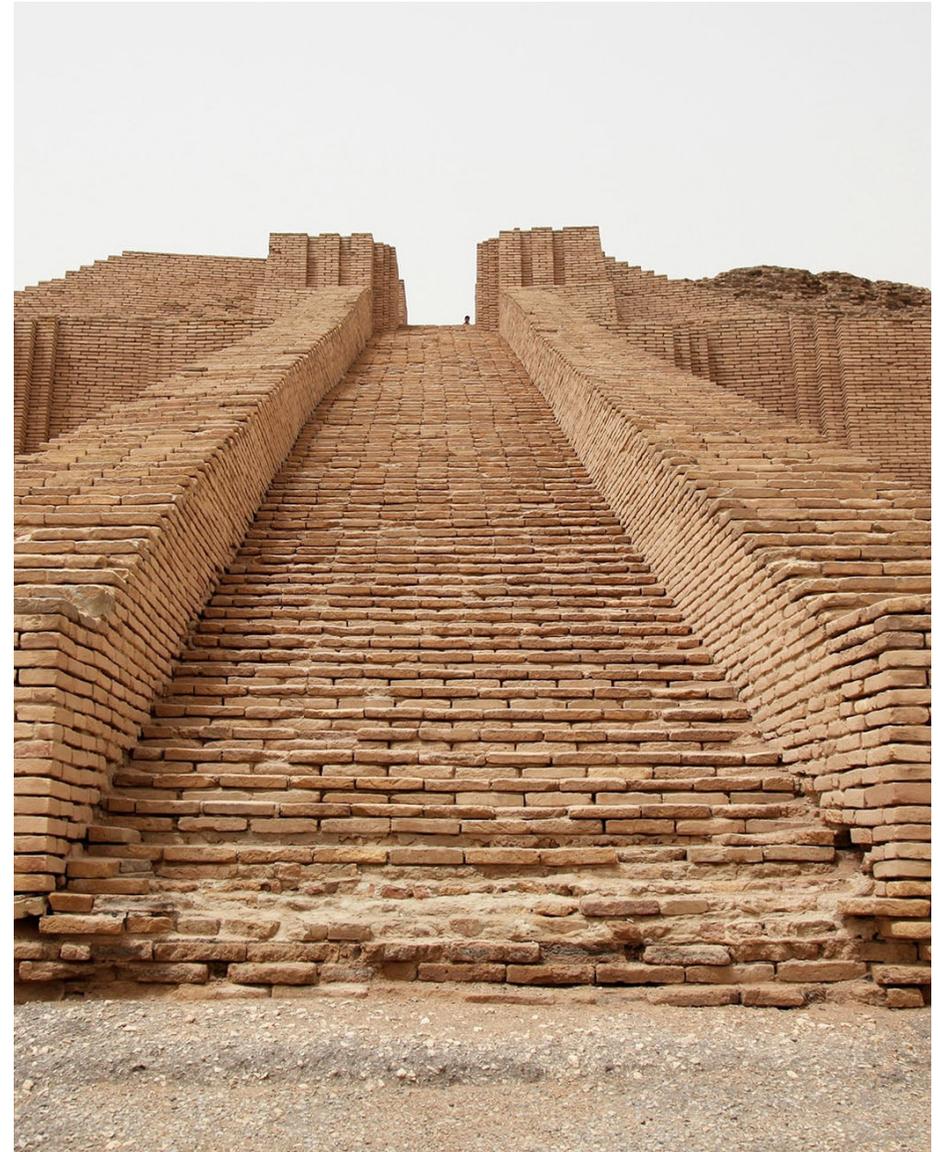
Las construcciones de fábrica ya sean mediante piedra, ladrillo o adobe, surgieron como así señala el profesor Santiago Huerta en su libro *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*, con los primeros asentamientos permanentes, la agricultura, la fundación de ciudades y, en definitiva, con la propia civilización [Figura 01] [Huerta, 2004].

Estas primitivas construcciones donde se erigían muros de fábrica y la techumbre se creaba a base de troncos de árboles fueron los primeros pasos antes de pasar al deseo de cubrir estos espacios igualmente con pequeñas piezas de fábrica. Aunque existen civilizaciones como la de los mayas y los incas que nunca llegaron a emplear elementos como el arco, este hecho demuestra el gran avance e innovación que supuso la creación de este elemento, tan cotidiano en nuestro imaginario actual [Huerta, 2004].

Evidentemente, estas construcciones fueron evolucionando en cuanto a sus técnicas y materiales se refiere, combinándose con nuevos elementos como los pilares de fundición, los forjados de madera, cerámicos e incluso, de vigueta metálica, etc. Sin embargo, la llegada de la conocida como arquitectura moderna desplazó en gran medida el interés por estas construcciones, su historia, su comportamiento ante ciertas situaciones, etc. lo cual parece un hecho anecdótico al observar el elevado número de edificaciones con este tipo de características constructivas que componen el parque inmobiliario europeo.

La realidad se aleja en gran medida de este enfoque ya que el contexto real es, que existe una innegable necesidad de conocimiento de la arquitectura de obra de fábrica desde distintas perspectivas, aunque primordialmente, desde la óptica de su comportamiento ante situaciones especialmente sensibles y vulnerables para estas estructuras, como lo son los movimientos sísmicos o terremotos, los cuales requieren un estudio y análisis en profundidad.

Los terremotos representan uno de los factores más relevantes en el estudio del comportamiento de las estructuras cualquier que sea su configuración constructiva ya que generan daños de gran entidad y en algunas ocasiones, irreparables para el patrimonio histórico y en general, el parque edificado, por lo que el estudio de la sismicidad de un país o una región en particular,



**Figura 01.** Imagen de la escalinata del Zigurat de Ur junto a las ruinas de la antigua ciudad sumeria de Ur, actual Irak. Siglo XXI a.C. (Fuente: <https://astelus.com/antigua-mesopotamia-civilizaciones-mas-importantes/templo-restaurado-de-la-ciudad-de-ur-en-irak/>).

resulta esencial para de esta forma poder determinar el riesgo sísmico que presentan y así proyectar, conservar y rehabilitar desde una perspectiva óptima el patrimonio inmueble.

En relación a esta innegable necesidad de conocimiento acerca del comportamiento de las estructuras frente a episodios sísmicos, durante las últimas décadas se han llevado a cabo innumerables investigaciones y estudios que ponen de manifiesto la evidente vulnerabilidad sísmica que presentan los edificios en general, pero especialmente aquellos ejecutados mediante muros de fábrica ante el tipo de cargas introducidas durante un sismo, es decir, cargas horizontales.

Algunas de las investigaciones consultadas previamente a la elaboración del presente trabajo fin de máster y que, por otro lado, han sido determinantes en la elección de la metodología empleada en el análisis, así como la elección del propio caso de estudio son; en relación a las posibles metodologías y técnicas de análisis, los estudios desarrollados por [Caicedo et al., 1994], [Yépez et al., 1995], [Fajfar, 1999], [Fajfar, 2000], [D'Ayala y Speranza, 2002], [Mena, 2002], [Bonett, 2003], [Lagomarsino y Giovinazzi, 2006], [Morales, 2006], [Lantada, 2007], [Zalabardo, 2008], [Pujades et al., 2010], [Aguilar, 2011], [Lagomarsino et al., 2013] e, igualmente, el trabajo de [Sifón, 2016].

Con respecto a estudios de vulnerabilidad sísmica centrados en estructuras de fábrica, han sido especialmente relevantes las investigaciones de [Abrams, 2000], [Bruneau, 1994], [Lang y Bachmann, 2003], [Moreno-González y Bairán, 2011], [Moreno-González y Bairán, 2012], [Park et al., 2009] y, finalmente, el trabajo llevado a cabo por [Zhuge et al., 1996]. Los escasos estudios consultados centrados en la ciudad de Granada o ciudades cercanas de [Morales, 2012], [Pérez Docampo, 2020] y [Pérez-Docampo et al., 2022], ponen de manifiesto el interés e, igualmente, la necesidad de estudios que aborden esta temática para la ciudad de Granada.

Tras la consulta de los citados estudios junto al resto de documentos analizados como el conocido proyecto Risk-UE [1999] en el que participaron un total de siete importantes ciudades de la Unión Europea [Barcelona (España), Bitola (Macedonia), Bucarest (Rumania), Catania (Italia), Niza (Francia), Sofía

(Bulgaria) y Tesalónica (Grecia)], este expone una metodología especialmente cercana a la metodología HAZUS implementada en Estados Unidos años antes.

En el transcurso del presente trabajo se expone y emplea una metodología que contempla la modelización del edificio caso de estudio para, posteriormente, determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica que este presenta a través de técnicas de evaluación centradas en la metodología HAZUS presentada por la Agencia Federal de Gestión de Emergencias o FEMA por sus siglas en inglés.

Todos estos esfuerzos por analizar y estudiar la respuesta sísmica de los inmuebles desde diferentes perspectivas y metodologías están enfocados, en gran medida, a la elaboración posterior de los conocidos como *Escenarios de Daño Sísmico*, donde se establecen entre otros aspectos, las principales vías de evacuación más seguras de la ciudad ante situaciones de este tipo, lo cual resulta fundamental para intentar minimizar las pérdidas humanas, así como las pérdidas materiales.

En este sentido y directamente relacionado con la zona de estudio desarrollada en el presente trabajo de investigación, es decir, la ciudad de Granada, es posible observar fácilmente que, uno de los ejes principales de evacuación es la Gran Vía de Colón en la zona centro junto a sus prolongaciones [Avenida Constitución en el norte y calle Reyes Católicos en el sur] y la calle Camino de Ronda al este [Figura 02].

Un barrido rápido por los ejes de Camino de Ronda, así como las prolongaciones de la Gran Vía de Colón anteriormente citadas, permite afirmar con rotundidad que la inmensa mayoría de los inmuebles que los componen están ejecutados con estructuras de pórtico de hormigón armado, es decir, lo que a menudo se denomina estructuras modernas. No obstante, el panorama cambia por completo cuando ese barrido se realiza sobre la Gran Vía de Colón, donde de los cincuenta y seis edificios que la conforman, cincuenta de ellos, es decir, cerca del 90%, presentan estructuras de fábrica de ladrillo [Martínez-Ramos, 2016].

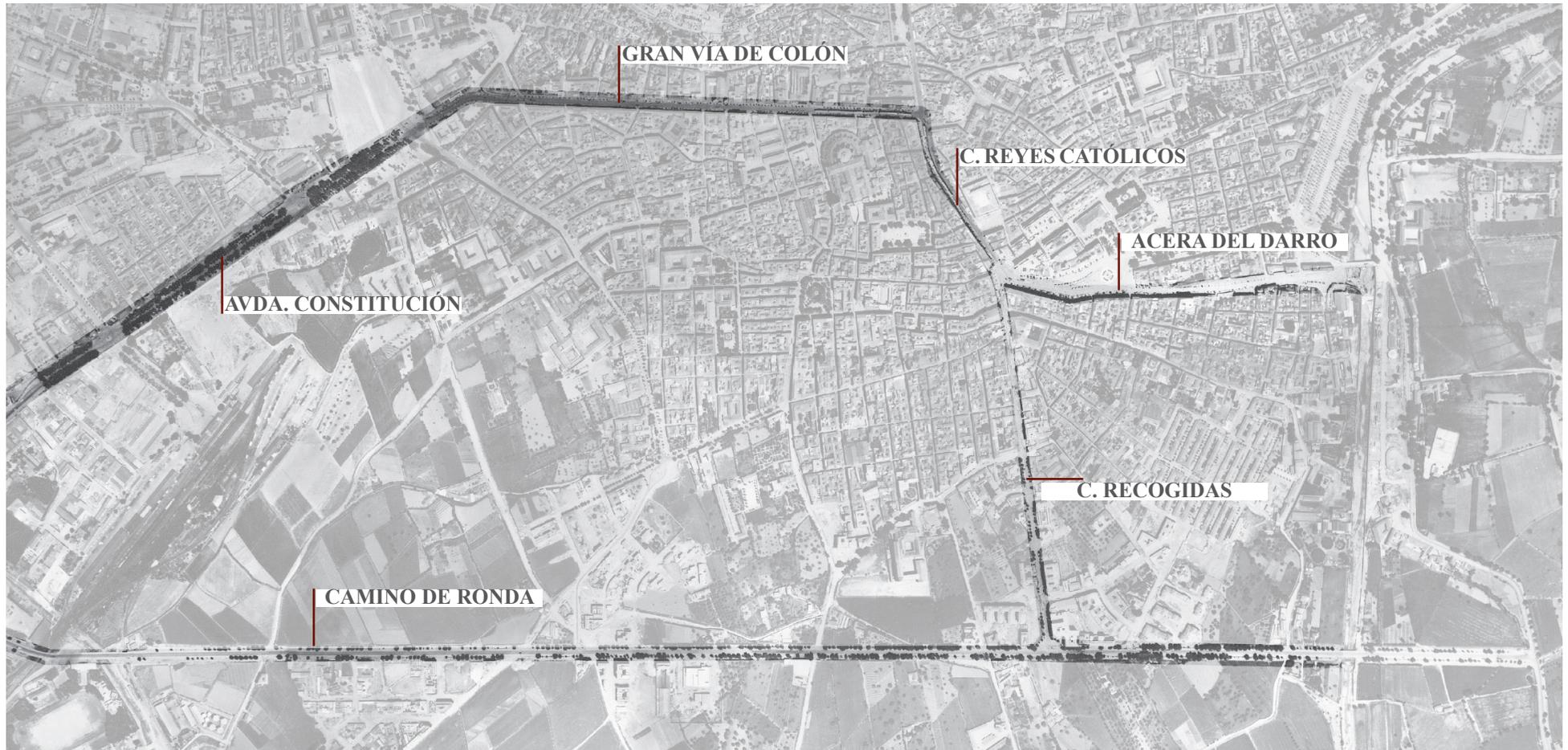
Parece evidente, por tanto, el interés que presentan todos aquellos estudios y análisis acerca de este eje principal y especialmente de los edificios que lo

componen, para la ciudad y la seguridad de la población en caso de situaciones extremas de este tipo.

En este sentido, la elección del edificio Hotel Colón como caso de estudio del presente trabajo se basa tanto en su configuración estructural mediante muros de fábrica así como en las numerosas transformaciones que ha sufrido,

especialmente, en su planta baja mediante la modificación integral del esquema estructural que presentaba en su origen, lo cual incide, en gran medida, en la posible debilidad actual de la estructura, cuestiones estas, abordadas en el capítulo *Caso de estudio: el edificio Hotel Colón*.

Su elección se ve justificada, igualmente, por su localización dentro del entorno



**Figura 02.** Vista aérea de la ciudad de Granada con indicación de las principales vías. Fecha del documento: 1948-1950 (Fuente: <https://www.granada.org>).

urbano de la ciudad, por estar este, precisamente, en el inicio de unos de los principales ejes de evacuación de la zona centro de la ciudad. Su singular configuración estructural, unido a su valor patrimonial ya que es muestra representativa de una importante parte de la historia de la ciudad de Granada, así como su localización, son las razones que justifican su elección.

Este trabajo de investigación presenta como objetivo fundamental, por tanto, y entre los demás expuestos en el capítulo *Objetivos y Metodología*, el de aportar cuántos resultados y conclusiones sean extraídos de cara a poder contribuir en esa ardua labor que es la de conocer con mayor profundidad el patrimonio inmueble construido mediante obra de fábrica.

## Capítulo 2

---

### OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

## Objetivos

La recuperación del interés durante las últimas décadas por las construcciones de fábrica, así como la necesidad de conocimiento acerca de las mismas desde distintos enfoques, representa una pieza fundamental en lo que respecta a la seguridad de las ciudades y regiones con riesgo sísmico, pero igualmente, para la protección del patrimonio tanto de mayor como de menor entidad.

Indudablemente, la ciudad de Granada forma parte del conjunto de ciudades de España en los que el patrimonio cultural debe convivir y, además, resistir a los problemas sísmicos que sufren estas regiones de la península. El conjunto palatino de la Alhambra, muestra de enorme valor arquitectónico e histórico de la cultura árabe que durante siglos habitó en la ciudad [siglos VIII – XIV], el monumento funerario de la Capilla Real reflejo de la unión de Granada y el reino de Castilla bajo una misma corona [1504] o la apertura del eje principal de la Gran Vía de Colón resultado de la época de bonanza más prospera de la Vega de Granada y como consecuencia directa, de la propia industrialización, son algunos de los casos que completan la extensa lista del patrimonio de la ciudad, reflejo de algunos de los periodos más representativos de la historia de la ciudad.

No se trata, por tanto, de un deseo o voluntad pasajera, sino de una verdadera necesidad y es por ello, por lo que el objetivo global del presente trabajo fin de máster que a continuación se desarrolla, es el de estudiar y analizar sobre un caso de estudio cercano, concretamente, el edificio Hotel Colón ubicado en la Gran Vía de Colón de Granada, la vulnerabilidad sísmica de los edificios con obra de fábrica, tipología esta de la cual el edificio en cuestión es muestra representativa del conjunto del eje, aplicando para ello análisis tanto estáticos como dinámicos no lineales.

De esta forma, será posible hacer una valoración precisa acerca de la vulnerabilidad sísmica o el riesgo sísmico, desde el punto de vista estructural del caso de estudio en cuestión y poder así, evaluar el posible daño que sufriría la estructura y en general, el edificio ante una situación extrema como lo es un movimiento sísmico.

Igualmente, se plantean una serie de objetivos específicos que, en gran medida, permitirán desarrollar y alcanzar el objetivo global anteriormente expuesto, y que son:

- Estudio y análisis de la cronología de eventos sísmicos de la ciudad y en general, de la relación de ésta con la sismicidad.
- Estudio y análisis histórico del eje Gran Vía de Colón para de esta forma poder identificar, clasificar y conocer los aspectos esenciales y característicos del conjunto edificado.
- Estudio y análisis tanto histórico como actual, de la documentación disponible acerca del edificio Hotel Colón que permita conocer con precisión su configuración arquitectónica, funcional y especialmente, estructural del mismo.
- Estudio y análisis del comportamiento del material y sus fallos más comunes que permitan llevar a cabo un análisis preciso del caso de estudio.
- Identificación y estudio de los modelos de análisis de la vulnerabilidad sísmica actuales para de esta forma, contar con una base sólida que permita realizar un análisis riguroso del caso de estudio, destacando especialmente, el método desarrollado y expuesto en el proyecto Risk-UE.
- Identificación y análisis de la normativa, tanto en el ámbito nacional como internacional, del material en cuestión así como del diseño sismorresistentes de estructuras.
- Desarrollo de los modelos numéricos necesarios a través del programa 3Muri para el estudio de la vulnerabilidad sísmica del caso de estudio.
- Planteamiento y desarrollo del análisis estático y dinámico del caso de estudio en cuestión para de esta forma poder conocer la vulnerabilidad sísmica que presenta el mismo.

## Metodología

El trabajo de investigación que a continuación se presenta, se desarrolla a través de una exhaustiva metodología, la cual es posible clasificar en dos grandes bloques; el primero de ellos, centrado en la investigación de fuentes bibliográficas en cuanto al caso de estudio se refiere, el entorno en el que se inserta, así como la propia relación existente entre ambos y la sismicidad y por otro lado, un segundo bloque enfocado fundamentalmente, en el análisis de la vulnerabilidad sísmica del inmueble, aunque partiendo de la base del conocimiento adquirido tras la primera fase. El conjunto de ambos sistemas de trabajo conforma la metodología empleada y, además, han permitido alcanzar tanto los objetivos específicos anteriormente descritos, así como el objetivo global propuesto.

### \*Primer Bloque de la Metodología

1. El trabajo fin de máster que se desarrolla exige conocer de manera precisa la estrecha relación existente entre la ciudad de Granada y la sismicidad de ésta puesto que el análisis que se pretende requiere conocer la vulnerabilidad y riesgo sísmico que realmente existe, lo cual, además, permite justificar más si cabe, la necesidad de este tipo de trabajos. Por tanto, se ha procedido a la consulta de fuentes bibliográficas de carácter histórico, así como actuales de la ciudad y los terremotos que se han sucedido a lo largo de su historia además de otras publicaciones en forma de informes y estadísticas del Instituto Geográfico Nacional fundamentalmente.

Toda esta información recopilada ha permitido conocer la verdadera vulnerabilidad sísmica de la ciudad, punto de partida de este trabajo, sin embargo, al tratarse de una información no esencial para el análisis que se plantea, se ha decidido recogerla en forma de apéndice para, de alguna forma, brindar esa información previa al lector.

2. Debido a la necesidad de acotar el trabajo, así como al deseo de centrar todos los esfuerzos en el análisis de un caso de estudio concreto, para de esta forma, además, poder abarcar con mayor precisión todos los aspectos fundamentales del trabajo, desde el inicio de éste se determina el edificio Hotel Colón ubicado

en la calle Gran Vía de Colón de Granada, como el caso de estudio, por considerarse este una muestra representativa de la ciudad y especialmente, de este eje principal de la misma. Se ha procedido, por tanto, a la consulta tanto de fuentes primarias de carácter histórico tales como publicaciones realizadas en toda su evolución histórica, así como cartografías no solo de su contexto histórico dentro de la ciudad sino también de su inserción en el eje Gran Vía de Colón. De esta forma, se ha conseguido conocer la obra en su contexto físico, urbano, cultural y social.

3. La evolución que la sismología ha tenido no solo en España sino en todo el contexto europeo, en gran medida se ha ido reflejando en los distintos documentos normativos que se han publicado de manera progresiva, en los cuales se establecen importantes aspectos y parámetros de diseño y cálculo estructural. Se considera, por tanto, esencial para este trabajo el estudio y análisis de los textos normativos más representativos tanto del contexto nacional como el internacional (Unión Europea – Eurocódigos).

Las fuentes bibliográficas históricas han permitido que la consulta de importantes archivos, como el Archivo Municipal de Granada, la propia web del Instituto Geográfico Nacional junto a otras plataformas de divulgación científica como Dialnet, Web Of Science [WOS], revistas especializadas como Informes de la Construcción o los recursos electrónicos de universidades como la Universidad de Granada y/o la Universidad Politécnica de Madrid, hayan sido elementos fundamentales para articular y dar formas a toda la información recopilada y utilizada en el presente trabajo especialmente, en los primeros capítulos.

### \*Segundo Bloque de la Metodología

Una vez finalizado este primer bloque dedicado esencialmente, a la recopilación de información acerca de la ciudad, el caso de estudio además de otros datos relevantes para el presente trabajo, es posible abordar la segunda parte del trabajo la cual, además, se basa y articula en función de los resultados obtenidos del proyecto Risk-UE. La metodología seguida en este caso es la siguiente:

1. Una vez conocidas las características constructivas y estructurales del caso de estudio, se procede a obtener las curvas de capacidad del mismo a través de un estudio estático no lineal. Estas curvas de capacidad muestran, en definitiva, la resistencia estructural del edificio.

2. Obtenidas las curvas de capacidad, es posible representarlas en coordenadas espectrales a partir de las propiedades modales, por lo que es posible obtener, en un mismo sistema de coordenadas, tanto la capacidad estructural del edificio como la propia demanda sísmica, es decir, las curvas de capacidad se pueden transformar en espectro de capacidad para de esta forma, poder compararlas con el espectro de demanda, definido como la representación de la acción sísmica.

3. A pesar de los datos ya obtenidos [curvas de capacidad y espectro de capacidad], el daño estructural esperado tras un evento sísmico realmente, se estima a través del desplazamiento máximo sufrido por este. Este nuevo parámetro es conocido como punto de desempeño o punto de capacidad por demanda. No obstante, en este trabajo los esfuerzos se centran en la obtención de los desplazamientos espectrales medios para cada uno de los umbrales del estado de daño establecidos en el Anejo B del Eurocódigo 8 [EC-8].

4. La probabilidad de que una estructura supere o alcance alguno de los distintos estados de daño límite establecidos ante una determinada acción sísmica está definida a través de las curvas de fragilidad, las cuales, además, se construyen a partir de los desplazamientos espectrales que caracterizan la acción sísmica. Su cálculo, por tanto, permite obtener las curvas de fragilidad necesarias.

5. Finalmente, y para el escenario sísmico planteado en el presente trabajo, se procede al cálculo de las matrices de probabilidad de daño, a partir tanto de las curvas de fragilidad como del propio punto de capacidad por demanda.

Al igual que en la primera parte de la metodología comentada anteriormente, existen fuentes bibliográficas especialmente relevantes para este segundo bloque, expuestas todas ellas en el capítulo dedicado a *Referencias Bibliográficas*.

## Capítulo 3

---

### ASPECTOS GENERALES

### 3.1. Introducción

La sismología permite conocer, entre otros importantes aspectos, la relación entre los terremotos y la propia humanidad, así como sus efectos en la sociedad y sus construcciones. Sismos con resultados devastadores en muchos casos que durante siglos han destruido importantes monumentos de la historia de la humanidad como el emblemático faro de Alejandría que, tras diversas rehabilitaciones para dotar su estructura de suficiente resistencia, terminó colapsando por completo y desapareciendo [Beles y García, 1975].

En relación a la posible documentación acerca de terremotos, aunque no existen informaciones detalladas acerca de los mismos en tiempos históricos, sí se conservan grabados que, de alguna forma, reflejan la percepción de la sociedad de este tipo de fenómenos [Figuras 03 y 04], así como las teorías de destacadas personalidades como Aristóteles o la propia descripción de Séneca de los mismos:

*El terremoto es un mal que existe por doquier; es inevitable y dañino para todos. Además de las destrucciones de casas y ciudades enteras puede arrasarse naciones y hasta grandes regiones, sin dejar huella alguna de lo que fueron [Rothe, 1942].*

No obstante, también existe un interesante legado teórico en cuanto a las distintas teorías que han intentado dar una explicación al por qué de estos movimientos del terreno, evolucionando sus ideas a medida que lo hacían también los conocimientos científicos, mecánicos y técnicos. De entre todas estas teorías antiguas probablemente, la más significativa sea la del conocido naturalista Alexander von Humboldt quien, por primera vez, distinguió el origen volcánico y el tectónico, en un momento en el que la única teoría que parecía afianzarse era la volcánica [Beles y García, 1975].

Sin embargo, a pesar de la antigüedad de estos fenómenos naturales, así como de la propia disciplina centrada en su estudio y análisis, a menudo se tiende a confundir algunos de sus términos, por lo que a continuación, se presenta la definición de algunos de ellos, fundamentales para comprender el trabajo de investigación que posteriormente se desarrolla y como complemento del glosario de términos que acompaña el documento.



**Figura 03.** Grabado del terremoto de Jedo -1650- del pintor Arnold Montanus de Amsterdam (Fuente: <https://www.etsy.com/es>).



**Figura 04.** Grabado del terremoto de Lisboa -1755- mostrando las ruinas de la ciudad en llamas y un maremoto arrrollando los barcos (Fuente: <https://es.wikipedia.org/>).

### 3.2. Conceptos previos

\***Terremoto o sismo** [Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, 2020]: se entiende por terremoto o sismo, el movimiento súbito de superficie terrestre generado por la liberación brusca de energía elástica en el hipocentro y que se radia en forma de ondas sísmicas que se propagan por el interior de la Tierra. Su intensidad aumenta con la proximidad al foco y se reduce de manera drástica a medida que la distancia con respecto a él aumenta.

Es posible clasificarlos en función de su profundidad en las siguientes categorías:

**Terremoto superficial:** terremoto cuyo foco está situado a una profundidad inferior a los 70 km.

**Terremoto intermedio:** terremoto cuyo foco está situado a una profundidad entre 70 y 300 km.

**Terremoto profundo:** terremoto cuyo foco está situado a una profundidad superior a los 300 km.

Igualmente, es posible clasificarlos en *macrosismos*, es decir, aquellos sismos capaces de ser percibidos por el hombre y, por otro lado, *microsismos*, aquellos otros que, aunque no son percibidos por el hombre es posible registrarlos a través de instrumentos específicos, existiendo una separación un tanto ambigua entre ambas categorías.

\***Onda sísmica** [Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, 2020]: se define como la onda que se propaga por el interior de la Tierra y que puede tener su origen ligado a una perturbación natural, es decir, tectónica y/o volcánica, o artificial (explosiones).

La Tierra es un medio finito, limitado por su superficie, por lo que cuando las ondas sísmicas alcanzan la superficie, influidas directamente por esta discontinuidad, dan lugar a las ondas superficiales, pudiendo ser estas de dos tipos:

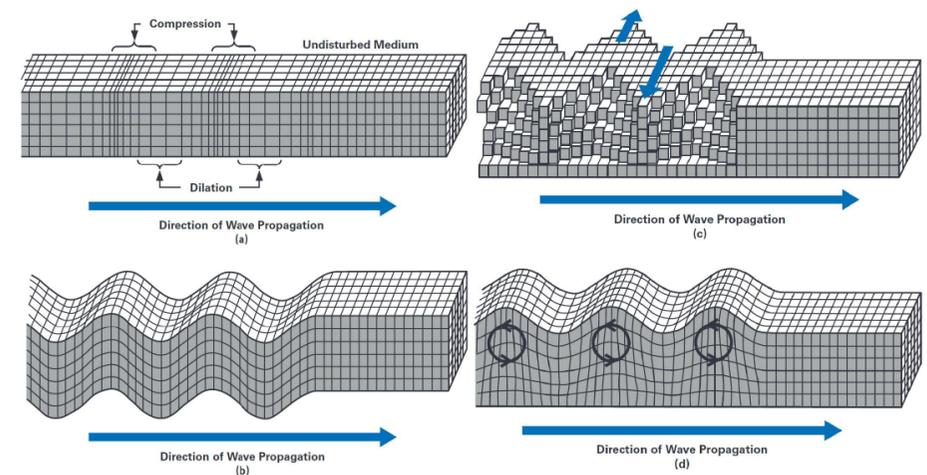
**Ondas de Rayleigh:** onda sísmica que se propaga por la superficie de discontinuidad produciendo movimiento en el plano vertical que se caracteriza por un movimiento elíptico retrógrado. Su efecto es tanto de compresión y dilatación como de cizalla [Figura 05.d].

**Ondas de Love:** onda sísmica superficial que produce movimientos horizontales del suelo, aunque perpendiculares a la dirección de propagación de la onda [Figura 05.c].

No obstante, también existen las ondas internas, es decir, aquellas generadas en el foco y que se propagan a través del interior de la Tierra y cuya clasificación es la siguiente:

**Onda sísmica primaria (ondas P):** onda sísmica longitudinal o compresional cuyo movimiento de las partículas se realiza comprimiendo y dilatando el medio en la misma dirección de propagación [Figura 05.a].

**Onda sísmica secundaria (ondas S):** onda sísmica transversal o de cizalla cuyo movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación [Figura 05.b].



**Figura 05.** Tipos de ondas sísmicas (a) Ondas P, (b) Ondas S, (c) Ondas Love, (d) Ondas de Rayleigh (Fuente: Santos, Catapang y Reyta, 2019).

\*Magnitud [Samartín, 2008]: la cuantificación del tamaño de un terremoto representa una verdadera prioridad y es por este motivo por el cual se introduce la medida de la magnitud sísmica, basado esta en la máxima amplitud procedente de las ondas sísmicas, la cual permite, además, relacionarla con la energía liberada durante el sismo. Las escalas de magnitud  $M$  pueden expresarse de la siguiente forma:

$$M = \log (A/T) + F (h, R) + C$$

donde:

$A$ : representa la amplitud de la onda en micras.

$T$ : constituye el periodo predominante de la onda en segundos.

$F$ : define el término empírico correctivo en función de la profundidad focal  $h$ .

$C$ : corresponde al factor de escala regional.

No obstante, desde la perspectiva del análisis estructural, es interesante conocer las características del movimiento sísmico que pueden llegar a producir efectos sobre la estructura, es decir, deformaciones y tensiones o, por otro lado, la magnitud de daño de este, la cual depende, de manera directa, del tamaño del terremoto. En relación a ello, la manera más frecuente de expresar este tamaño es mediante un número, denominado *magnitud local o Richter*, cuya expresión es:

$$M = \log A + 2.76 \log R - 2.48$$

Por lo general, la magnitud de un terremoto se corresponde con la media de las magnitudes registradas a partir de las observaciones de sus efectos en diversas estaciones. En este sentido, terremotos cuya magnitud supere el valor de 5.0 pueden producir movimientos en la base de las estructuras capaces de generar daños significativos sobre la misma. Por el contrario, terremotos cuya magnitud sea inferior a dicho valor, no suelen provocar daños sobre la estructura puesto que son de una duración muy reducida, al igual que su aceleración.

\*Intensidad [Samartín, 2008]: a pesar de la información especialmente relevante capaz de extraerse de la medida de la magnitud de un terremoto, esta solo permite conocer una aproximación del posible poder destructivo del mismo, puesto que únicamente refleja una medida de la energía producida

durante un sismo en el foco del mismo, obtenida esta de los valores registrados en sismógrafos y estaciones cercanas. Por tanto, la magnitud del terremoto no constituye en sí misma un indicador suficiente de la capacidad destructiva de un terremoto.

No obstante, existe otro valor representativo y que es la *intensidad*, definida esta como la dureza o daño de un terremoto en cada punto, cuyo valor, exceptuando posibles anomalías geológicas del terreno, disminuye a medida que aumenta la distancia con respecto a la fuente.

En relación a esta nuevo parámetro, existen varias escalas para su medida y que se corresponde con una valoración subjetiva de los posibles efectos y daños producidos tanto en el medio natural como en las propias construcciones. Constituye, por tanto, una medida altamente subjetiva al depender del observador, las características del terreno o la normativa propia de cada región. Algunas de las escalas de intensidad más utilizadas son:

Escala Mercalli Modificada [MM]: establecida en 1931 y utilizada tanto en Estado Unidos, así como en la mayoría de los países occidentales, la escala de Mercalli Modificada se fundamenta en un elevado número de observaciones y sensaciones corporales que caracterizan diferentes categorías de terremotos, por lo que puede considerarse una escala un tanto difusa, puesto que los efectos de un mismo terremoto en una zona pueden conducir a ciertas discrepancias y diferencias entre los propios técnicos competentes.

Su escala se inicia con el valor I, para aquellos terremotos únicamente registrados por sismógrafos y no percibidos por las personas, hasta el máximo valor XII, donde se encuentran todos aquellos sismos que producen una destrucción completa. A excepción de posibles anomalías, los sismos de intensidades entre VI y VIII suelen producir cerca del 90% del daño estructural, correspondientes a velocidades máximas que oscilan entre 5 y 50 cm/s.

Japan Meteorological Agency [escala JMA]: establecida en Japón como medida de la intensidad de los terremotos en dicho país, consta de siete grados, en los que el nivel máximo se corresponde con una destrucción de más del 30% de las viviendas de madera japonesas.

Escala de intensidad sísmica [MSK]: cercana a la escala Mercalli Modificada, esta nueva escala se subdivide en doce grados de intensidad, basados estos en tres criterios, el primero de ellos, tiene en consideración la percepción del sismo por parte de las personas, el segundo tiene en cuenta la destrucción de las construcciones independientemente, de su tipología y, finalmente, el tercer criterio en relación a las posibles transformaciones y modificaciones del terreno, así como en las aguas subterráneas y los sistemas hídricos superficiales.

Los conceptos definidos anteriormente reflejan algunos de los términos más usuales dentro del campo de la ingeniería sísmica. No obstante, los que a continuación se exponen presentan una problemática constante y habitual, que es la de confundir sus definiciones. Por este motivo, y por ser términos que se emplean de manera continua en el presente trabajo de investigación, se estima conveniente hacer mención a ellos e intentar transmitir sus relevantes diferencias. Para ello, se parte de las ideas propuestas en el *Análisis de vulnerabilidad y desastres naturales* por el grupo de expertos de la UNDR0 (Office of the United Nations Disaster Relief Co-ordinator) [UNDR0, 1980] además de las aportaciones enfocadas en cada uno de los conceptos realizadas por otros autores.

\*Peligrosidad sísmica [Caicedo, 1994] - [Perepérez, 2014]: habitualmente, se define la peligrosidad sísmica como la probabilidad de que un determinado parámetro como la aceleración, la velocidad o el desplazamiento máximo del suelo o incluso, algunos de los rangos establecidos en las distintas escalas de intensidad, sea superado en un intervalo de T años y en una zona o región concreta, por lo que realmente, la peligrosidad sísmica es un concepto probabilístico.

Por consiguiente, los estudios de la peligrosidad sísmica tienen como objetivo intentar predecir el movimiento del terreno en un determinado lugar, partiendo del conocimiento de los sismos pasados de la región, estableciendo así las leyes estadísticas que rigen los fenómenos sísmicos, es decir, obteniendo la probabilidad de ocurrencia de sismos de diferentes niveles de intensidad en dicha zona. En relación a ello, es importante no confundir esta definición con la de *sismicidad de un área*, ya que esta última, se refiere a la frecuencia de ocurrencia de sismos, su distribución y la magnitud de los mismos.

\*Riesgo sísmico [Samartín, 2008] - [UNDR0, 1982]: el concepto de riesgo sísmico presenta, con respecto al resto de términos, una dificultad añadida, puesto que en la literatura española suele confundirse con la definición dada para el término peligrosidad sísmica. No obstante, su correcta interpretación se corresponde con la de las consecuencias, medidas estas tanto en vidas humanas perdidas como en destrucciones materiales, que tienen lugar tras un movimiento sísmico, pudiéndose clasificar, además, en dos tipologías de riesgo:

Riesgo específico: se define como una función que refleja la probabilidad de que un elemento o conjunto de ellos en riesgo, sufra unos determinados niveles de daño durante un intervalo. Su valor depende, de manera directa, de la vulnerabilidad del elemento en riesgo, así como de la peligrosidad sísmica de la zona en la que se encuentra.

Riesgo: función que define el grado esperado de pérdidas de un elemento o conjunto de ellos en riesgo, durante un intervalo de tiempo concreto. En este caso, su valor depende del riesgo específico, así como del valor económico y/o social del elemento en cuestión.

\*Vulnerabilidad sísmica [Caicedo, 1994] - [UNDR0, 1986]: a diferencia de las definiciones dadas para los términos anteriores, la vulnerabilidad sísmica es una característica intrínseca de cada estructura, puesto que es el nivel de daño alcanzado tras un movimiento sísmico de intensidad determinada. No se trata, por tanto, de un valor probabilístico [peligrosidad sísmica] o de consecuencias finales [riesgo sísmico], sino de una propiedad de las construcciones, el cual depende, además, de factores como su configuración constructiva y estructural, por lo que es posible afirmar que cada sistema constructivo susceptible de ser afectado por un sismo, posee un nivel de vulnerabilidad sísmica concreto.

## Capítulo 4

---

**CASO DE ESTUDIO:  
EL EDIFICIO HOTEL COLÓN**

## 4.1. Introducción

Las reformas interiores con el objetivo de mejorar las condiciones higiénicas, de ventilación y salubridad e incluso, de ornato, se sucedieron por toda Europa durante el siglo XIX y las primeras décadas del siglo XX, influenciadas por los ideales establecidos por el emperador Napoleón III y, muy especialmente, el Prefecto Georges-Eugène Haussmann, no solo para su aplicación en la capital parisina sino para diversas ciudades francesas, entre ellas, la ciudad de Lyon [Figura 06] [Isac y Anguita, 2020].

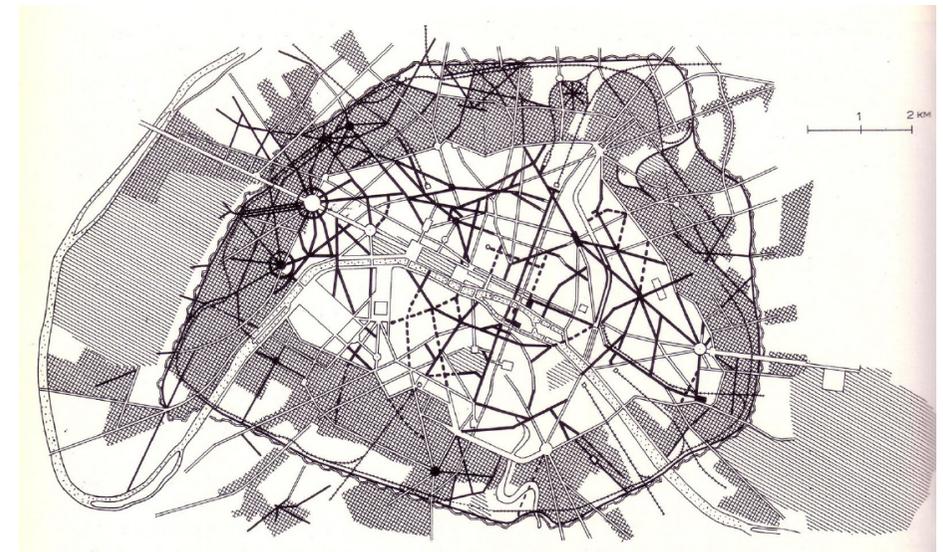
El territorio español no estuvo exento de su destacada influencia, sino que, durante la segunda mitad del siglo XIX y primera del siglo XX, los proyectos de alineaciones y de aperturas de grandes vías principales se establecieron como operaciones habituales, donde las primeras de ellas, permitían la corrección del perfil de las vías existentes mientras que, las segundas, con un marcado carácter traumático para la trama urbana y su arquitectura, establecía nuevos trazados urbanos [Isac y Anguita, 2020].

Entre estas vastas operaciones de apertura de grandes vías en las principales ciudades de España, derivadas gran parte de ellas, por lo establecido en la Ley de Expropiación Forzosa de 1879, encontramos el proyecto para la construcción de la Gran Vía de Colón de Granada del año 1891, aprobado en 1894 y cuyas obras se iniciaron apenas un año después de su aprobación [Isac y Anguita, 2020].

La legislación anteriormente citada permitía, entre otros aspectos fundamentales, la ocupación no solo del espacio imprescindible para la construcción del nuevo vial sino también, una banda de veinte metros de profundidad a ambos lados para de esta forma garantizar la reordenación completa del espacio reformado, así como la financiación de la propia operación urbanística a través de la venta de los solares resultantes tras la expropiación, adecentamiento y urbanización de los mismos. No obstante, existe otra gran novedad introducida por esta ley, que versa en torno a la posibilidad de que cualquier particular o compañía pudiera presentar ante el Ayuntamiento su propuesta, debidamente justificada, para la ejecución de obras de mejora de las ciudades. Una operación que fácilmente encontraba respaldo jurídico en cuanto era declarada de utilidad pública [Isac y Anguita, 2020].

*‘Cualquier particular o compañía debidamente organizada podrá acudir a un Ayuntamiento proponiendo la ejecución de obras para mejora, saneamiento y ensanche interior de una población, y pidiendo la concesión de las mismas’. [Real Decreto de 10 de junio de 1879 aprobando el Reglamento para la ejecución de la Ley de Expropiación Forzosa, Capítulo V. De las reformas necesarias para la reforma interior de las grandes poblaciones. Art. 101]*

En esta peculiar casuística es posible enmarcar la apertura y construcción de la Gran Vía de Colón de Granada, impulsada por la Cámara Oficial de Comercios e Industrias de Granada y más tarde, la sociedad anónima La Reformadora Granadina.



**Figura 06.** Los trabajos de Haussmann: en negro las nuevas calles; en líneas cruzadas los nuevos barrios; en líneas paralelas, y fuera de las fortificaciones, los dos grandes parques (Fuente: Benévolo, 1978).

## 4.2. Contexto histórico y social del edificio y su entorno

A pesar de que son diversas las fuentes bibliográficas existentes acerca de la apertura de la Gran Vía de Colón de Granada, así como de la arquitectura que en su origen la conformaba y le confería su grandeza, para el presente apartado se han seguido las descripciones y notas ofrecidas por Ricardo Anguita y Ángel Isac en su libro *La Gran Vía de Granada. Proyecto urbano y arquitectura 1890-1933* [Anguita e Isac, 2020]. No obstante, también es posible apreciar en su desarrollo, algunos datos relevantes brindados por el arquitecto Manuel Martín Rodríguez en el libro *La Gran Vía de Granada*, concretamente, en el capítulo desarrollado por él - *Capítulo: Juan López-Rubio Pérez: el empresario que concibió la Gran Vía*- [Martín, 2005], debidamente referenciados.

Durante el transcurso de la década de los años 60 y 70 del siglo XIX, la Vega de Granada atravesó una de las crisis más extremas de su historia, situación esta, que provocó que Juan López-Rubio introdujera la industria remolachera, ampliamente desarrollada en Europa para de esta forma, intentar poner fin a la grave situación que sufría el sector agrario. El éxito de la iniciativa fue tal, que en apenas unos años, las casi 20.000 hectáreas que conforman la Vega de Granada estaban íntegramente dedicadas a la remolacha y la fábrica azucarera de López-Rubio, primera en construirse en la zona [año de construcción 1882], debía ahora competir con otras nueve más [Figura 07] [Martín, 2005].

El indiscutible avance de la industria remolachera en Granada transformó de manera radical la economía de la ciudad y, además, vino acompañada durante estos años, de la construcción de la primera línea de ferrocarril [el servicio de ferrocarril de Granada inició sus servicios el 17 de mayo de 1874 a través del ramal Bobadilla-Granada de la línea Málaga-Córdoba], lo que pronto derivó en un elevado y continuo desplazamiento de personas y mercancías entre la estación que prestaba sus servicios [Estación de FFCC Andaluces] y el centro de la ciudad. Una densa circulación que en un primer momento debió ser asumida por la calle Elvira, la vía principal de la ciudad desde la época islámica.

No obstante, tanto su decadente imagen, así como su trazado sinuoso junto a su estrechez, evidenciaron la innegable necesidad de construir una nueva arteria principal capaz de soportar el incipiente aumento de trayectos entre

NOMBRE DE LA FÁBRICA	SITUACIÓN	PRIMERA CAMPAÑA	ÚLTIMA CAMPAÑA	CAPACIDAD INICIAL Tm/DIA
Ingenio de San Juan	Granada	1882-83	1903-04	100
Ingenio de San Fernando	Atarfe	1884-85	1903-04	115
Ntra. Sra. De las Angustias	Granada	1889-90	1904-05	200
Santa Juliana	Armillá	1890-91	1931-32	500
Conde de Benalúa	Láchar	1890-91	1925-26	300
Señor de la Salud	Santa Fe	1891-91	1910-11	300
La Bomba (Jan José)	Granada	1890-91	1903-04	200
Ntra. Sra. Del Rosario	Pinos Puente	1890-91	1910-11	250
Ntra. Sra. Del Carmen	Phos Puente	1890-91	1903-04	120
San Cecilio	Granada	1890-91	1904-05	120
Ntra. Sra. De las Mercedes	Caniles	1901-02	1971-72	250
San Torcuato	Guadix	1901-02	1914-15	250
San Isidro	Granada	1901-02	1983-84	300
La Vega	Atarfe	1904-05	1981-82	400
La Purísima	Granada	1905-06	1945-46	500
Nueva Rosario	Pinos Puente	1905-06	1949-50	500
San Pascual	Zujaira	1910-11	1938-39	300
Ntra. Sra. Del Carmen	Benalúa	1913-14	1981-82	600
Azucarera Motrileña	Motril	1926-27	1964-65	-
Ntra. Sra. Del Rosario	Salobreña	1959-60	1977-78	-

**Figura 07.** Tabla de fábricas de azúcar de remolacha en la provincia de Granada (Fuente: Martín, Giménez y Piñar, 1998).

ambas zonas, al mismo tiempo que servía de escaparate para mostrar la nueva burguesía de la sociedad granadina [Martín, 2005].

Así pues, con las evidentes deficiencias de la ciudad en materia de circulación, siguiendo lo establecido en la *Ley de Expropiación Forzosa* de 1879 y nuevamente, por iniciativa de Juan López-Rubio, presidente en esos momentos de la Cámara Oficial de Comercios e Industrias de Granada desde 1890, la propuesta para la construcción de la Gran Vía de Colón que, por otro lado, rompía por completo con la trama y el trazado histórico de la ciudad, parecía ser la única solución ante la imposibilidad de adaptación de la calle Elvira.

La iniciativa propuesta por la Cámara de Comercio fue ampliamente acogida por el Ayuntamiento, por lo que, en la sesión municipal de 29 de noviembre

de 1890, se acordó comenzar con los trámites necesarios para que, en primer lugar, esta fuera declarada de utilidad pública, requisito indispensable para su ejecución.

El confeccionamiento del proyecto que debía incluir memoria explicativa, planos, pliegos de condiciones facultativas y presupuesto según la *Ley de Expropiación Forzosa* de 1879, fue encargado al arquitecto municipal Modesto Cendoya Busquet quien propuso el trazado de una nueva vía de 821.90 metros de longitud y 20 metros de anchura la cual, además, permitía conservar los dos edificios más relevantes a su criterio, la sacristía de la Catedral y el convento del Ángel Custodio [Figura 08].

Tras la aceptación del proyecto presentado por Modesto Cendoya, la Reformadora Granadina, sociedad concesionaria de las obras y presidida por Juan López-Rubio, comenzó las operaciones de expropiación, reordenación y urbanización de la nueva arteria de la ciudad, organizándose su ejecución en los siguientes tramos:

Primer Tramo: desde Reyes Católicos a Almireceros (solares 1 a 6 y 63 a 67).

Segundo Tramo: desde Almireceros a Cárcel Baja (solares 7 a 14 y 69 a 75).

Tercer Tramo: desde Cárcel Baja a Marqués de Falces (solares 15 a 26 y 76 a 92) [Figura 09].

Cuarto Tramo: desde Marqués de Falces a Azacayas (solares 27 a 35 y 93 a 101).

Quinto Tramo: desde Azacayas a Naranjos – actualmente, calle Santa Lucía y Almona del Boquerón- (solares 36 a 48 y 102 a 113).

Sexto Tramo: desde Naranjos a Triunfo (solares 49 a 62 y 114 a 125).

En cuanto a las bandas laterales de la nueva vía, aunque en un primer momento se subdividieron en 125 parcelas, el agrupamiento de varias de ellas en lotes de mayor dimensión hizo que finalmente, se construyeran 52 inmuebles, los cuales fueron ejecutados entre 1897 y 1929.



**Figura 08.** Plano dibujado en 1891 por el arquitecto municipal Modesto Cendoya en el que, sobre la base cartográfica de la ciudad, superpone el trazado de la Gran Vía de Colón (Fuente: AHMG).



### 4.3. El edificio Hotel Colón en su origen

La apertura de la Gran Vía de Colón de Granada se promueve desde la iniciativa privada con el objetivo de unir los puntos neurálgicos de la ciudad, es decir, la estación de ferrocarriles y el propio centro urbano. Un fuerte nexo de unión que se materializa, además de con la propia vía, con dos monumentales puertas de acceso y salida de la nueva arteria, dando lugar a notables y complejas relaciones visuales que no solo afectan a los espacios extremos sino también a la propia entidad de la vía como eje principal de la ciudad con valores propios [Salmerón, 2005].

En la mayor parte de los casos, el juego de valores excepcionales y únicos que se pretendía para la Gran Vía de Colón se llevó a cabo a través de la construcción de inmuebles de renta, encargados de sustituir a la casa-patio tradicional. No obstante, y como se ha comentado anteriormente, los espacios de desembocadura fueron, junto a otros casos particulares como el Palacio de los Müller, los encargados de otorgar la máxima expresión a la nueva vía. Estas edificaciones son, en el extremo junto al Triunfo, la Escuela Normal y el Instituto General Técnico Padre Suárez y en la unión con el casco antiguo de la ciudad, el Hotel Colón [Gran Vía nº 01] y el que fuera sede del Banco Central, el inmueble localizado en Gran Vía nº 02 [Figura 10].

Centrando la atención plenamente en el caso de estudio del presente trabajo de investigación, es decir, el edificio Hotel Colón, el cual se ha podido comprobar que destaca en gran medida dentro del conjunto edificado de la Gran Vía de Colón, este fue proyectado por el arquitecto Juan Montserrat Vergés en colaboración con Francisco Giménez Arévalo, para la Sociedad Constructora y Propietaria del Hotel Colón, localizado en un enclave totalmente privilegiado puesto que se abre a la Gran Vía de Colón pero también, a la calle Reyes Católicos y Zacatín.

El expediente de licencia asociado al mencionado hotel [Expediente: Sobre licencia para construir un edificio 'Hotel Colón' en la calle de Reyes Católicos, Colón y Zacatín interesada por D. Manuel J. Rodríguez Acosta en representación de la Sociedad civil constructora y propietaria de dicho hotel] se conserva en el Archivo Histórico Municipal del Ayuntamiento de Granada



**Figura 10.** (izquierda) Edificio Hotel Colón (derecha) Edificio Banco Central. Ambas imágenes datan del año 1920 (Fuente: AMGR).

junto a la planimetría presentada por los arquitectos. No obstante, aunque dicha planimetría no se corresponde con la superficie realmente construida sino con una de menor dimensión, es posible apreciar aspectos singulares como su distribución en planta y alzados.

En este sentido, se observa como el edificio en su origen, poseía un único acceso principal a través de la calle Reyes Católicos, el cual mediante una escalinata daba paso al patio central cubierto y ovalado que conectaba, además de con el resto de estancias de la planta baja, con las habitaciones dispuestas en las plantas superiores a través de la gran escalera central. No obstante, en este mismo nivel es posible apreciar un acceso de carácter secundario destinado al propio servicio del hotel y, en general, con la zona de servicios del mismo.

A continuación, se expone un fragmento extraído de la memoria presentada por los arquitectos, en relación a la distribución interior del inmueble:

*Al cuerpo de sótanos se le destina los servicios de cocinas, repostería, cafetería, despensas, carboneras, leñeras, bodegas y aparatos de calefacción. Se hallará iluminado y ventilado por ventanas altas situadas en las fachadas y en dos patios. La altura libre de este cuerpo será de tres metros. El piso bajo será destinado a un vestíbulo de ingreso por fachada a la calle de Reyes Católicos, despacho y oficina, comedores, salones, sala de lectura, sala para fumar y habitaciones para viajeros.*

*Los pisos entresuelos, principal, segundo y tercero contendrá habitaciones para viajeros, cuartos de años, W.C. y cuartos para el servicio.*

*Todos los pisos tendrán una escalera principal, otra de servicio, un ascensor y un montacargas y tres patios para la luz y ventilación interior.*

En cuanto a sus fachadas [Figura 11], todas ellas presentan un esquema compositivo y decorativo similar, aunque con peculiares destacables en cada nivel. De esta forma, el primer cuerpo se encuentra articulado por pilastras almohadilladas de orden gigante, las cuales, además, flanquean vanos adintelados en planta baja y arcos escarzanos en la entreplanta, donde es posible apreciar balcones enrasados de antepecho de hierro. Estas pilastras finalmente, se rematan con una decoración de roleos sobre la cual descansan los arcos escarzanos.

A diferencia de este primer cuerpo, los niveles superiores son de fábrica de ladrillo con capa de revoco simulando sillares. Además, todos los huecos de estos niveles se cierran mediante balcones adintelados decorados con motivos con una clara y evidente referencia a la arquitectura francesa del siglo XVIII. No obstante, en los balcones del primer y tercer nivel se ejecutan balaustrada de piedra, mientras que en el segundo se cierran con pretilos de forja de hierro. En la parte superior del edificio, se diseña una cornisa de dentículos encargado



**Figura 11.** Imagen del edificio Hotel Colón ubicado en la calle Gran Vía nº 1 (calle Reyes Católicos nº 51, según catastro) (Fuente: Salmerón, 2005).

de delimitar los niveles inferiores del ático el cual, al igual que ocurría en los niveles primero y tercero, se cierra con balaustrada de piedra. La cubierta del ático, con forma abuhardillada, se lleva a cabo mediante piezas de pizarra, abriéndose pequeñas ventanas adinteladas y abuhardilladas, coronadas todas ellas, con frontones curvos.

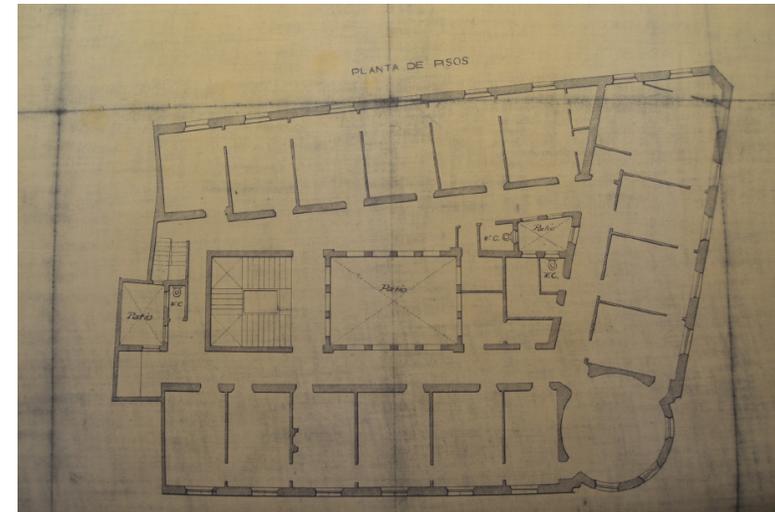
No obstante, el elemento posiblemente más destacado del conjunto sea, el pabellón circular localizado en el vértice de la unión de las calles Reyes Católicos y Gran Vía de Colón presente en todos los niveles y con una decoración similar a la del resto de alzados. En cada nivel, la manifestación de esta geometría se lleva a cabo mediante balcones corridos en forma curva a excepción del ático, donde este se remata con una cúpula de cubierta de pizarra sobre la que se abren pequeños óculos.

Sin embargo, a pesar de todos los esfuerzos volcados en la construcción del nuevo hotel que pretendía prestar su amplia gama de servicios a gran parte de los viajeros que llegaban a la ciudad junto al Gran Hotel París a escasos metros de este, no resultó realmente, un negocio rentable. Un hecho posible de afirmar tras las obras de adaptación que sufrió el inmueble apenas unos años después de su inauguración [1922], donde sus plantas superiores [Figura 12] se transformaron en inmuebles de renta y su planta baja [Figura 13] y sótano pasaron a albergar los conocidos Almacenes La Paz.

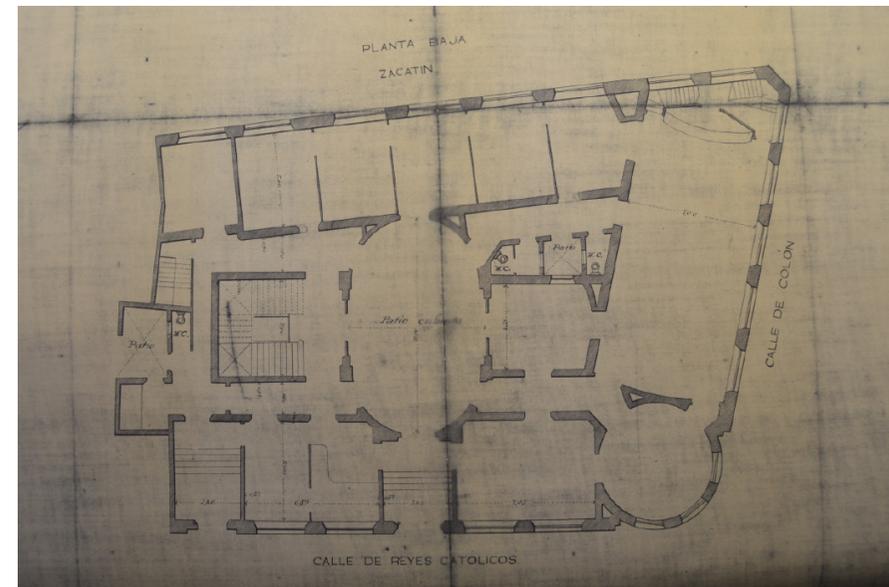
#### 4.4. Modificaciones y alteraciones del edificio Hotel Colón

La construcción del Hotel Colón comenzó con los trámites pertinentes ante el Ayuntamiento el 19 de diciembre de 1905 y tras la aprobación de la Comisión de Ornato, así como de la propia administración, fue finalmente, otorgada la licencia con nº 181 como así consta en el libro de registro del Ayuntamiento de Granada, el 26 de enero de 1906, dando paso al inicio de las obras las cuales se prolongaron hasta 1908.

La actividad hotelera comenzó a prestar sus servicios, aunque como se ha mencionado anteriormente, no lo haría durante demasiado tiempo puesto que rápidamente debió de afrontar obras de adaptación en todos sus niveles. De hecho, durante todo el siglo XX el emblemático edificio sufrió importantes



**Figura 12.** Plano de las plantas superiores del edificio Hotel Colón elaborado por el arquitecto Juan Montserrat (Fuente: AHMG).



**Figura 13.** Plano de la planta baja del edificio Hotel Colón elaborado por el arquitecto Juan Montserrat (Fuente: AHMG).

operaciones que terminarían transformándolo por completo, al menos, en lo que respecta a su configuración espacial interior, así como otras operaciones de mantenimiento.

A continuación, se hace mención a todas aquellas actuaciones llevadas a cabo sobre el edificio que han sido posible localizar y consultar en el Archivo Histórico Municipal y el Archivo General Administrativo, ambos pertenecientes al Ayuntamiento de Granada:

Año 1918: Con fecha 8 de noviembre de 1918, existe en los archivos conservados por el AHMG, una solicitud por parte de Olmedo Hermanos y García S. en el que piden al Ayuntamiento la autorización para rasgar los claros de ventana para de esta forma, dejarlo en antepechos. Igualmente, se solicita autorización para la transformación de una ventana en acceso. La licencia para tales operaciones fue concedida el 15 de noviembre de 1918.

Año 1938: Tras la escasa prosperidad que presentaba este nuevo inmueble y especialmente, los servicios hoteleros que prestaba, poco tiempo después de su inauguración, sufrió importantes obras de adaptación, destinándose a partir de este momento, los niveles superiores a inmuebles de renta y, por otro lado, su planta baja y sótano a uso comercial textil. El comercio en cuestión eran los almacenes La Paz [Figura 14], propiedad del empresario Ramón García Ruíz quien, pasado un tiempo, acabó adquiriendo todo el inmueble.

Aunque no ha sido posible localizar el expediente completo asociado a estas operaciones en los respectivos archivos del Ayuntamiento de Granada, a través de la consulta realizada a Pedro Salmerón Escobar, arquitecto que años más tarde, llevaría a cabo la rehabilitación del inmueble, así como del expediente de reforma vinculado a la apertura de parte de los muros de carga interiores del citado local comercial [Expediente: *incoado a instancia de D. Miguel Olmedo Villalobos solicitando autorización para obras de reforma en la calle de Reyes Católicos número 57 – almacenes La Paz*], es posible saber que estas operaciones fueron especialmente significativas en lo que respecta a la estructura del edificio ya que los muros de carga de su planta baja y sótano fueron apeados con estructuras de acero laminado para de esta forma, permitir el uso del local de una manera más cómoda.



**Figura 14.** Imagen del Edificio Hotel Colón tras las operaciones de adaptación para albergar los almacenes La Paz (Fuente: <https://pin.it/5DLX2GG>).

Año 1984: A pesar de la prosperidad de los citados almacenes textiles, en 1984 el inmueble fue adquirido por la Caja de Ahorros y Monte de Piedad de Granada, sometiendo a la totalidad del edificio a un importante proceso de rehabilitación subdividido en dos grandes fases. En cuanto a los nuevos usos albergados por el edificio, las plantas altas se destinaron a oficinas de la propia entidad bancaria mientras que, en sus niveles inferiores [planta baja + planta sótano] se instaló la firma textil Cortefiel [Figuras 15 y 16].

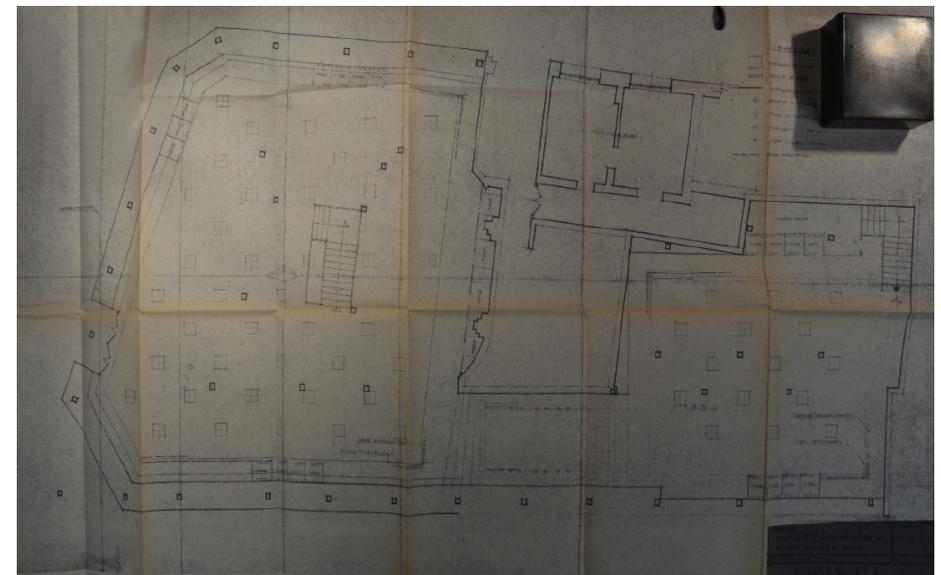
En relación a la adaptación de lo que en su momento fueron los almacenes La Paz, para albergar la nueva firma textil, ha sido posible consultar el expediente de licencia donde se recogen las operaciones de adaptación y decoración del nuevo local, conservado en el Archivo Histórico Municipal del Ayuntamiento de Granada. Sin embargo, el expediente vinculado al resto de operaciones no ha podido ser localizado y por tanto, consultado.

Año 1991: Las importantes operaciones de rehabilitación iniciadas en 1984 se completaron con la segunda fase de trabajos dirigidas por el arquitecto Pedro Salmerón Escobar. En esta ocasión, los esfuerzos se centraron, por un lado, en la rehabilitación de sus fachadas, las cuales presentaban importantes problemas de seguridad en lo que respecta a sus elementos decorativos y la rehabilitación igualmente, de sus cubiertas. No obstante, también fueron acometidos trabajos para la reinstalación del ascensor, siendo sustituidos la maquinaria y protecciones, así como la propia cabina [Figura 17].

Actualidad: Tras la integración de Caja Granada en el Banco Mare Nostrum [BMN], el inmueble pasó a ser propiedad de la nueva entidad financiera nacida en 2010. Sin embargo, la entidad en cuestión vendió el edificio a General de Galerías Comerciales en el año 2017. Actualmente, el proceso para la adaptación del inmueble en hotel boutique está en curso, aunque ya cuenta con la aprobación del Ministerio de Cultura. El proyecto desarrollado por el arquitecto Pedro Salmerón, quien ya trabajó en la rehabilitación del edificio durante la última década del siglo XX, será de nuevo, el encargado de materializar esta nueva fase para el emblemático inmueble.



**Figura 15.** Imagen del edificio Hotel Colón tras las obras de adaptación para albergar el comercio textil Cortefiel (Fuente: AGAMG).



**Figura 16.** Plano de la planta baja del edificio Hotel Colón para albergar el comercio textil Cortefiel (Fuente: AGAMG).

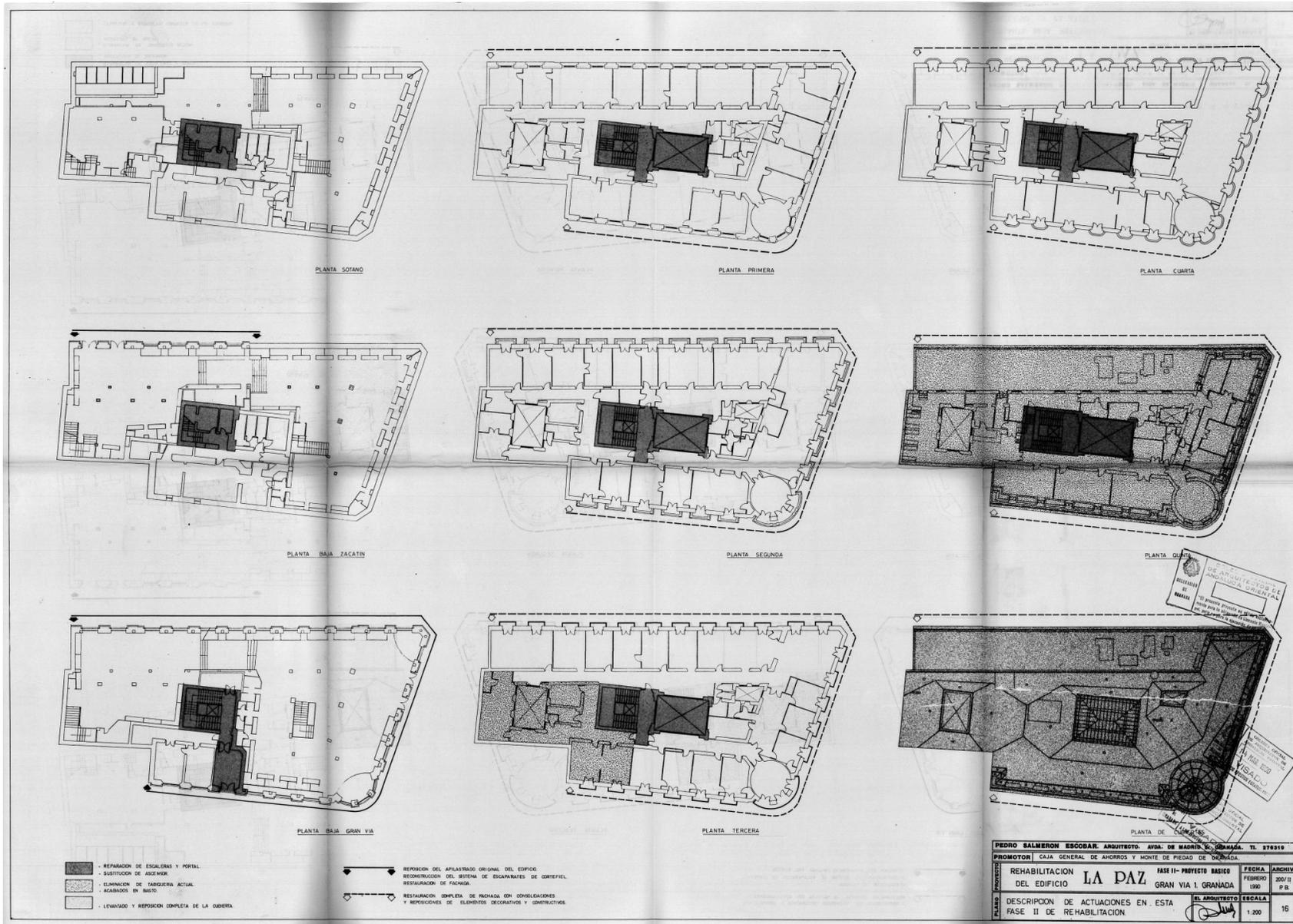


Figura 17. Planos explicativos de la intervención llevada a cabo en 1991 por el arquitecto Pedro Salmerón Escobar (Fuente: COAG).

#### 4.5. Caracterización constructiva y estructural del edificio Hotel Colón

La evolución y características en cuanto a las actuaciones se refiere sobre el edificio objeto de estudio en el presente trabajo de investigación posee una importancia especialmente relevante puesto que, a pesar de contar con la documentación gráfica y descriptiva presentada por el arquitecto J. Montserrat en 1905, el estudio de cada una de las intervenciones posteriores pone de manifiesto la configuración actual del inmueble tras las mismas, y más concretamente, su comportamiento estructural tras ellas, parte fundamental del estudio y análisis que se pretende llevar a cabo puesto que afecta de manera directa, a los resultados finales.

A continuación, se detalla de manera precisa la caracterización constructiva y estructural del edificio Hotel Colón:

Cimentación: como así figura en la memoria presentada por el arquitecto J. Montserrat, la única referencia en relación a la cimentación fue que esta debía ser ejecutada con hormigones hidráulicos. No obstante, la información recogida por la profesora Roser Martínez-Ramos e Iruela en su tesis doctoral titulada *Memoria de la construcción de la Gran Vía de Colón de Granada* [Martínez-Ramos, 2015], se hace mención a este elemento describiendo su ejecución mediante zanjas de bolos, hormigón bastardo y cal grasa.

Estructura vertical: aunque la estructura vertical en su origen se componía únicamente de muros de carga de ladrillos macizos, tras las intervenciones llevadas a cabo para la adaptación de las plantas inferiores para albergar los almacenes La Paz, se incorporaron columnas de función en planta baja durante estas obras [Martínez-Ramos, 2015].

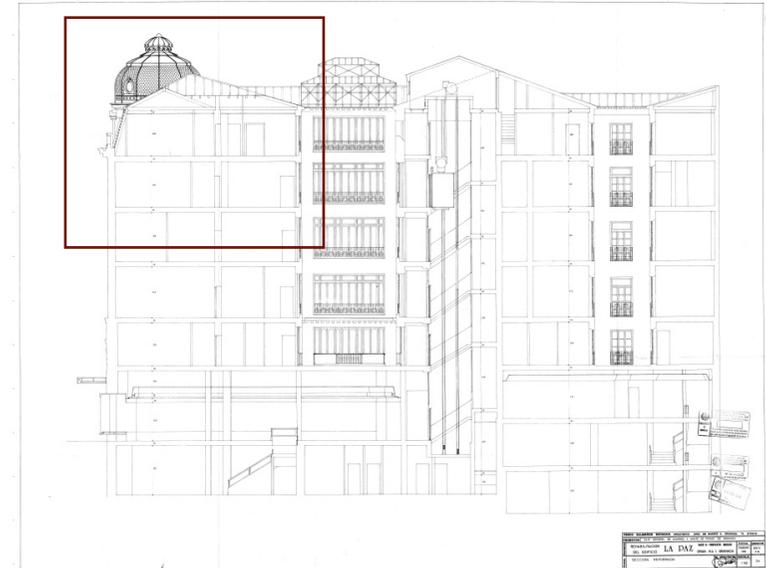
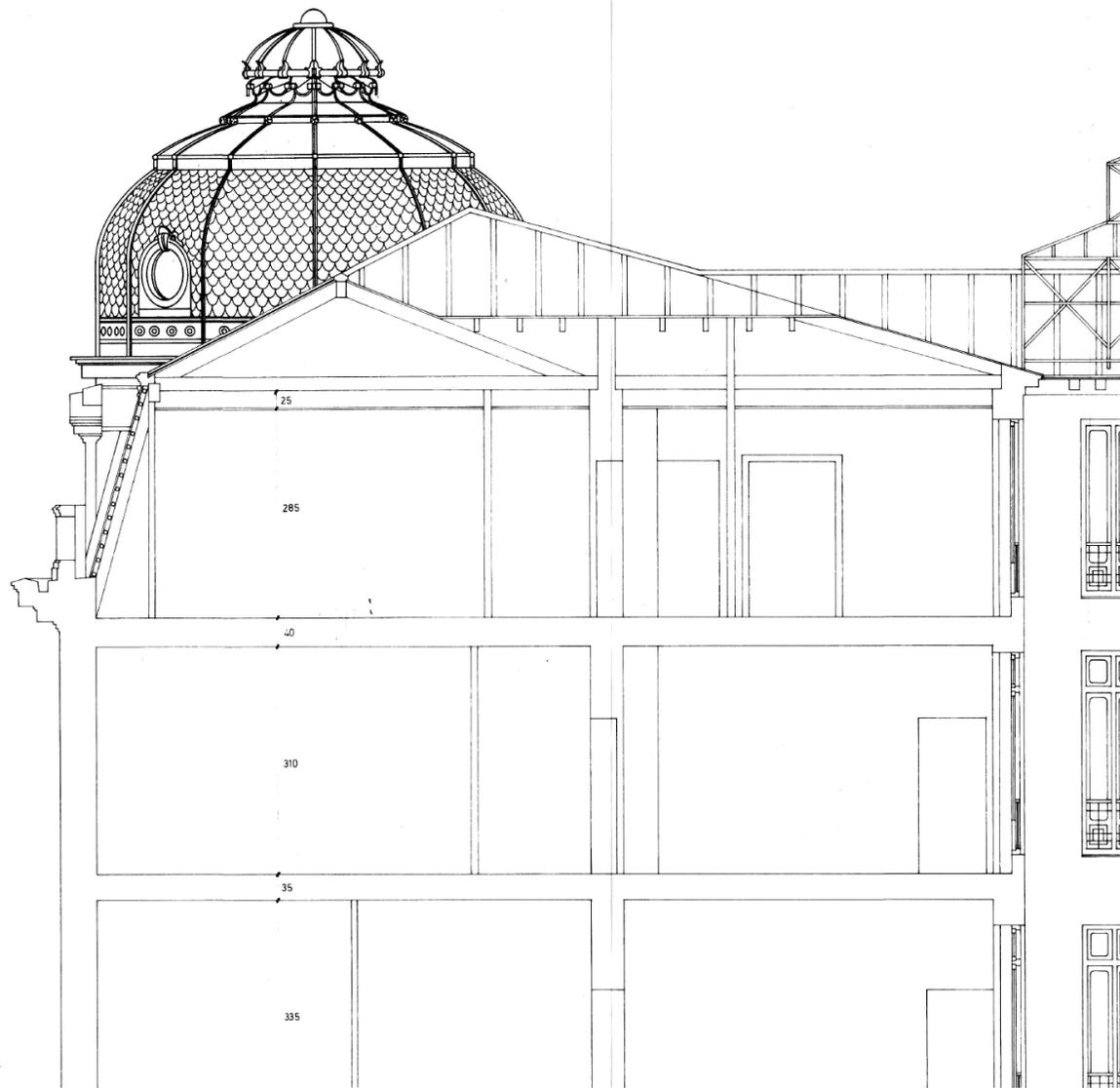
No obstante, esta información dada por la profesora Martínez-Ramos contrasta no solo con la documentación consultada en los archivos sino también con la otorgada por el arquitecto Pedro Salmerón en la memoria de su intervención sobre el edificio en 1991, la cual, además, ha sido posible consultar personalmente, y en la cual hace mención a estas operaciones de adaptación a través de una estructura de acero laminado para de esta forma, garantizar una mayor diafanidad en la ocupación del suelo.

Estructura horizontal: en cuanto a la estructura horizontal, en la memoria anteriormente citada, el arquitecto P. Salmerón los describe a base de viguetas de acero laminado y bovedillas ejecutadas in situ mediante rasillas volteadas entre las viguetas. La profesora Martínez-Ramos, además, completa esta descripción al especificar que los revestimientos finales se ejecutan con solerías de mármol y baldosas hidráulicas en función de su ubicación dentro del inmueble [Martínez-Ramos, 2015], algo que parece coincidir con lo descrito por Ana Domínguez Garrido en su tesis doctoral titulada *Estudio de sistemas constructivos en la Gran Vía de Colón de Granada* [Domínguez, 1985].

Cubierta: en relación a la descripción de las cubiertas, es importante diferenciar entre las cubiertas planas transitables con las que cuenta el edificio y, por otro lado, la cubierta inclinada de la planta ático que cierra y otorga esa característica geometría a base de planos inclinados a la misma.

Cubierta inclinada: aunque existen descripciones del edificio que definen la cubierta inclinada de la planta ático con una terminación a base de piezas de pizarra, actualmente, la cubierta inclinada rehabilitada en los años noventa por el arquitecto Pedro Salmerón, posee la siguiente configuración; sobre los muros de carga, se disponen de manera sucesiva, cerchas de madera sobre la que se coloca un tablero hidrófugo [modelo Ebanel-H] y el aislante térmico styrofoam. Sobre ambos, se disponen de manera regular, los listones que permiten el anclaje de las chapas de zinc siguiendo el despiece original. En el caso del pabellón circular, la chapa de zinc se dispone a modo de escamas del mismo tamaño respetando igualmente, la disposición original [Figura 18].

Cubierta plana transitable: las cubiertas transitables fueron, al igual que las anteriores, rehabilitadas por completo en la última década del siglo XX. En este caso, y tras el levantado de las cubiertas originales del edificio, la cara superior del forjado fue impregnado con oxiasfalto y posteriormente, ejecutadas las pendientes necesarias para la evacuación del agua de lluvia mediante hormigón aligerado con perlita, sobre el que se dispuso una capa de mortero de cemento con un espesor aproximado de 2 cm. Posteriormente, se dispusieron tanto el impermeabilizante como el aislante styrofoam el cual además, sirve de base para los soportes graduables en altura. Finalmente, el conjunto del plano correspondiente a la cubierta transitable, es cubierto mediante placas prefabricadas.



**Figura 18.** Sección del edificio Hotel Colón elaborada por el arquitecto Pedro Salmerón Escobar en 1991 (Fuente: COAG).

## Capítulo 5

---

### COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS ESTRUCTURAS DE FÁBRICA

## 5.1. Introducción

Los materiales empleados en la construcción de las estructuras de fábrica han evolucionado con el paso del tiempo en función de los condicionantes de cada momento. No obstante, la manera de proceder en cuanto a su colocación y ejecución se refiere, esta ha permanecido, en gran medida, constante, es decir, de manera totalmente manual.

Este hecho que, además, incide de forma directa y notoria en el comportamiento que finalmente tendrá el conjunto de la fábrica es, por otro lado, especialmente complejo de controlar, por lo que representa uno de los principales factores y/o limitaciones en cuanto a la calidad y resistencia de las estructuras de fábrica no reforzadas se refiere.

A pesar de la longeva presencia de las mamposterías de fábrica en el ámbito arquitectónico, los primeros textos normativos y reglamentos en relación a su diseño y exigencias en cuanto a su comportamiento estructural ante determinadas cargas, no aparecen hasta mediados del siglo XX. Será, precisamente, la aparición de estos primigenios textos y, por consiguiente, la aplicación de los principios de ingeniería estructural a las estructuras de estas características, la que propicien un significativo avance en el conocimiento de las propiedades del comportamiento de la fábrica no reforzada, el cual continúa en la actualidad.

Igualmente, su análisis desde la óptica de la ingeniería sísmica junto a la observación de los efectos causados por sismos intensos y/o moderados arroja, como primera evidencia, la vulnerabilidad de las estructuras de fábrica en comparación a otros sistemas estructurales, resultando ser, en la mayoría de los casos, las estructuras más afectadas ante las cargas dinámicas introducidas por los movimientos sísmicos.

Los mecanismos de fallo de estas estructuras reflejan una limitada ductilidad ya que el colapso parcial o total de la misma, se produce de manera súbita. Esta fulminante respuesta es producida, habitualmente, como consecuencia de unas deficientes técnicas constructivas como, por ejemplo, conexiones inadecuadas, diafragmas excesivamente flexibles y/o morteros de muy mala calidad, entre otros.

La primera conclusión que es posible extraer de la literatura existente en cuanto al comportamiento sísmico de las estructuras de fábrica es, por tanto, la no recomendación de su uso en zonas con una amenaza sísmica intensa, mientras que, en zonas con una sismicidad baja o moderada, es posible su empleo, siempre y cuando puedan garantizarse la adecuada aplicación de las técnicas constructivas, así como el uso de materiales de calidad.

A continuación, se presenta una breve descripción del comportamiento mecánico a compresión, tracción, cortante y cargas biaxiales que presentan las estructuras de fábrica, tomando como principal referencia, la tesis doctoral desarrollada por Francisco Javier Crisafulli [Crisafulli, 1997] además de otras investigaciones para de esta forma, completar su información con estudios y ensayos más recientes.

## 5.2. Comportamiento mecánico y modos de fallo

### 5.2.1. Comportamiento a compresión y modos de fallo

En general, el comportamiento que presentan las estructuras de fábrica ante cargas verticales, es decir, esfuerzos de compresión, es posible definirlo como adecuado. No obstante, este se ve fuertemente determinado por la interacción existente entre las piezas y el mortero.

Una relación entre ambos que es posible interpretar de la siguiente manera: las piezas de fábrica y el mortero poseen características esfuerzo-deformación radicalmente diferentes, por lo que al ser sometidos a un esfuerzo de compresión de manera conjunta, se produce una respuesta que consiste esencialmente, en que el material menos deformable, es decir, las piezas, limiten las posibles deformaciones transversales del materiales más desfavorable (el mortero, el cual presenta normalmente, un módulo de elasticidad menor), lo cual se traduce en esfuerzos de compresión de dirección transversal sobre el mismo [Figura 19].

Por otro lado, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tracción, lo cual produce que su resistencia disminuya de manera notoria, en comparación con los resultados obtenidos en el ensayo de compresión simple del material de manera aislada. Por tanto, ambos materiales quedan sometidos a un estado de tensión triaxial [Figura 20].

En cuanto a los principales factores que influyen sobre el valor de la resistencia a compresión, destacan, por un lado, la propia resistencia a compresión correspondiente a cada uno de los materiales que componen la fábrica, así como el tamaño y tipología de las piezas. El espesor de las juntas de mortero representa, igualmente, una influencia suficientemente significativa como para clasificarlo como un factor influyente en relación al parámetro citado.

### Modos de fallo

El ensayo que comúnmente se lleva a cabo con el fin de determinar la resistencia característica a compresión de la mampostería consiste, en primer lugar, en la construcción de un murete, es decir, pilas de piezas superpuestas unidas entre sí por mortero, con una relación altura/espesor ( $h/t$ ) aproximadamente, igual a 4, empleando igualmente, unos materiales y mano de obra representativa de las técnicas tradicionales y habituales de la zona de estudio. Posteriormente, se procede a someter al conjunto a esfuerzos de compresión hasta su colapso.

En este sentido, los paneles de fábrica sometidos concéntricamente, a cargas verticales de compresión, es decir, perpendiculares a la dirección de las juntas de mortero, presentan un comportamiento lineal para valores de las cargas especialmente reducidas. Sin embargo, a medida que dicho valor aumenta, el comportamiento pasa a ser no lineal y es posible que comiencen a aparecer fisuras verticales.

Como consecuencia de esta nueva situación experimentada por los paneles de fábrica, estos se ven divididos en varias "columnas" hasta que finalmente, se alcanza el valor máximo admisible de la carga a compresión y se produce el colapso de los mismos [Figura 21]. Sin embargo, este no es el único fallo observado en este tipo de ensayos, puesto que el aplastamiento de piezas de baja resistencia también es posible que suceda.

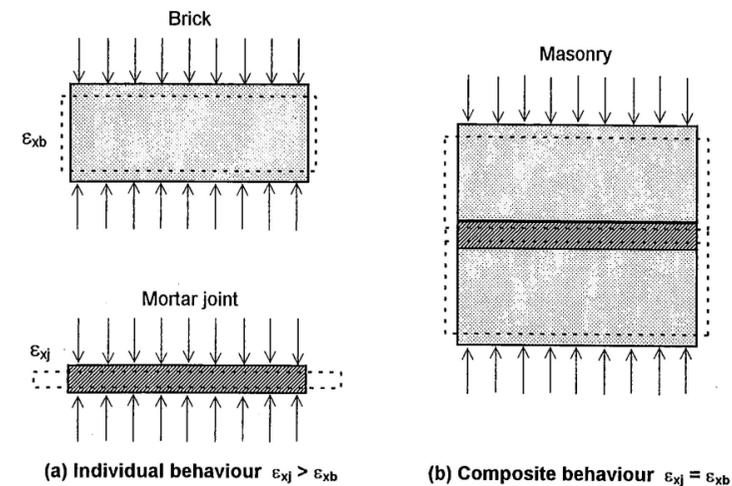


Figura 19. Comportamiento individual y conjunta de las piezas y el mortero sometidos a cargas de compresión (Fuente: Crisafulli, 1997).

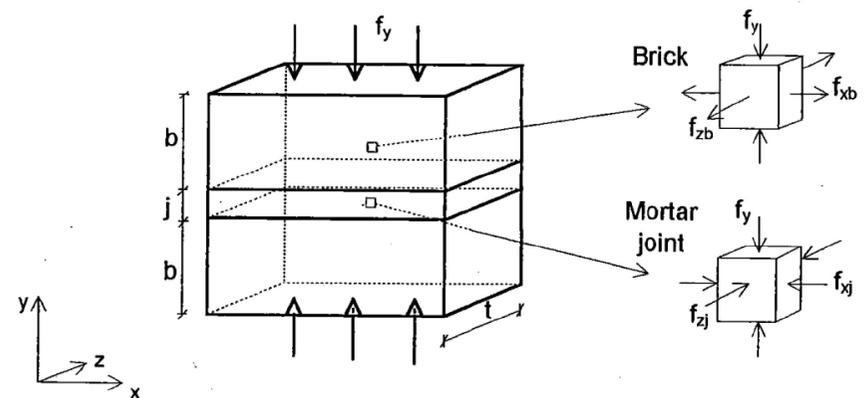


Figura 20. Estado de tensiones sobre las piezas y el mortero (Fuente: Crisafulli, 1997).

Por tanto, y como ya se ha mencionado anteriormente, la resistencia a compresión de las estructuras de fábrica se ve fuertemente condicionada tanto por las propiedades mecánicas de los distintos elementos que la componen, además de otros factores igualmente, importantes:

\* Tipología y geometría de las piezas: la resistencia a compresión de los paneles de fábrica varía en función del porcentaje de área perforada de las piezas. Sin embargo, en aquellos casos en los que el área aligerada es inferior al 20% del total de la sección transversal, es posible considerar la resistencia de las unidades igual a la resistencia del panel de fábrica analizado [Figura 22].

\* Espesor de las juntas: tras diversos ensayos se ha podido comprobar que la resistencia a compresión del modero no influye de manera significativa en la resistencia a compresión de las piezas, pero sí en su capacidad de deformabilidad y adherencia, ya que produce un efecto restrictivo en la deformación lateral de las piezas.

Por otro lado, y en relación al posible espesor de las juntas, es importante destacar que, si la relación entre el espesor de las juntas y la altura de las piezas es demasiado elevada, la tendencia del fallo será hacia el deslizamiento sobre la junta de las unidades. Por tanto, cuanto mayor es la cantidad de mortero que deben confinar las piezas, mayores son las tracciones transversales sobre esta, y consecuentemente, menor es la resistencia de a fábrica.

\* Humedad y absorción de las piezas. Durante la ejecución de los panales de fábrica es importante que las piezas a usar estén totalmente saturadas para así poder impedir que absorba el contenido de agua presente en el mortero de unión, lo cual puede provocar, entre otros posibles fallos, la falta de adherencia entre ambos elementos.

\* Mano de obra: El defecto más habitual suele ser el relleno incompleto de la junta horizontal de mortero, lo cual tiene un fuerte impacto en el comportamiento estructural de los elementos, ya que puede llegar a reducir la resistencia a compresión del conjunto hasta un 33%, contrario al posible efecto de las juntas verticales, las cuales se ha comprobado no producen una reducción significativa de la resistencia a compresión [Hendry, 1990].

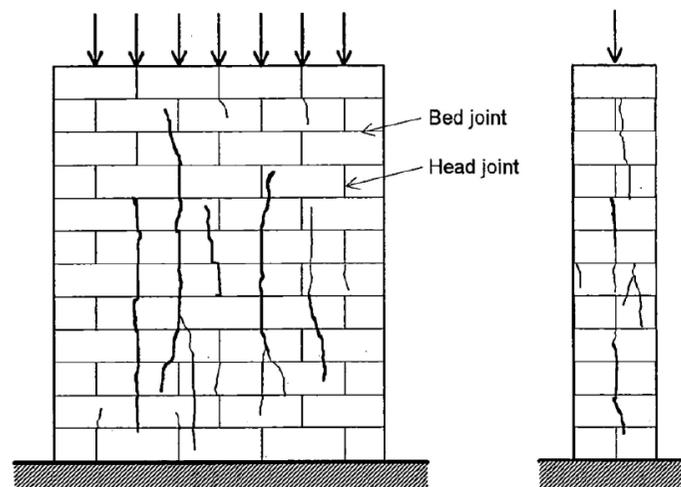


Figura 21. Fallo habitual a compresión de las estructuras de fábrica (Fuente: Crisafulli, 1997).

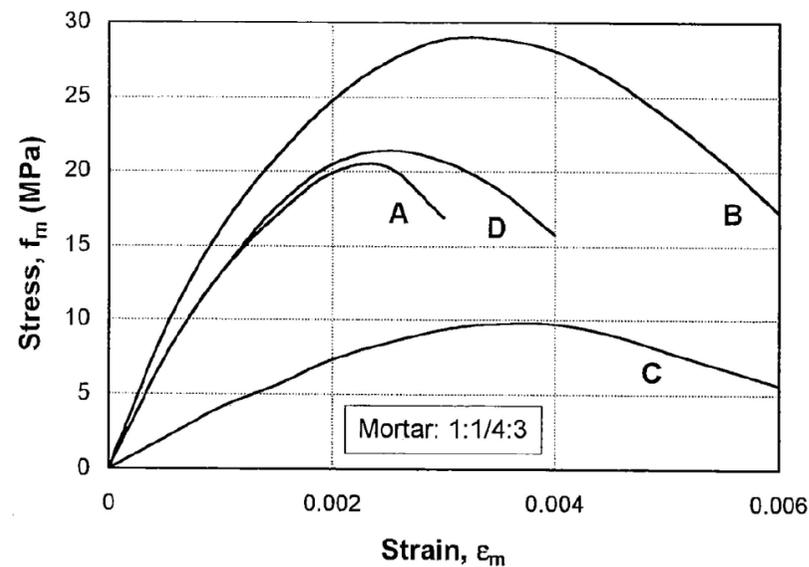


Figura 22. Curva tensión-deformación obtenida para distintos tipos de piezas: (A) ladrillo perforado (B-C-D) ladrillos macizos (Fuente: Hendry, 1990).

### 5.2.2. Comportamiento a cortante y modos de fallo

El comportamiento de las estructuras de fábrica ante esfuerzos cortantes consiste esencialmente, en la capacidad de esta para resistir la acción de cargas laterales, como las generadas por movimientos sísmicos o el viento.

No obstante, el análisis de estructuras de fábrica sometidas a la acción de esfuerzos cortantes suele realizarse en combinación con la acción de cargas gravitatorias u otro tipo de acciones. Por tanto, la casuística consistente en el estudio de la acción pura de cortante sobre la estructura no tiene una aplicación real en la práctica.

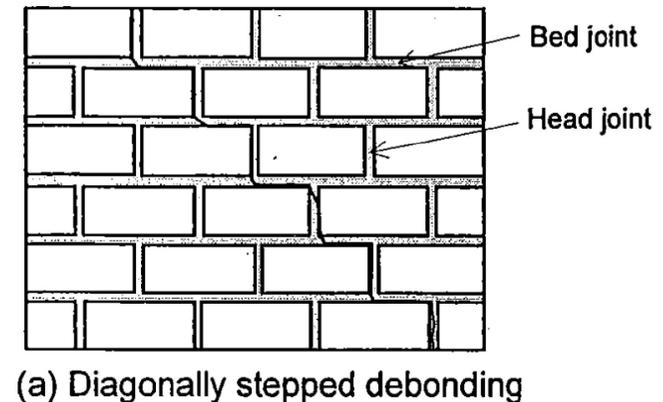
#### Modos de fallo

El comportamiento de las estructuras de fábrica sometidos a esta estado de fuerzas se caracteriza por dos significativos efectos; por un lado, la respuesta frágil de las piezas que la componen y, por otro, la debilidad que introducen las juntas de mortero al conjunto. Los modos de fallo más habituales resultan de la combinación de grietas producidas por esfuerzos de tracción que cruzan las piezas de manera diagonal y la separación en la interfaz de unión pieza-mortero.

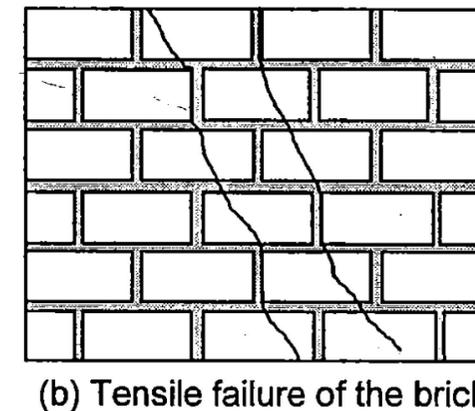
\* Fallo por fricción por cortante [Figura 23]: conocido como cortante o fricción de cortante, este tipo de fallos aparecerá cuando estén presentes esfuerzos de compresión bajos, produciéndose, principalmente, debido a una débil unión entre las piezas de la fábrica y el mortero de las juntas horizontales.

El resultado es la presencia de esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas de mortero de manera escalonada, formándose a partir de los extremos de las juntas verticales, las cuales conforman planos de debilidad en el conjunto, debido a su escaso nivel de adherencia por causa de un llenado insuficiente durante el proceso de ejecución, convirtiéndolo en el origen de las grietas.

\* Fallo debido a tensión diagonal [Figura 24]: al contrario de lo que sucedía en el caso anterior, este modo de fallo podrá presentarse cuando los esfuerzos de compresión comiencen a ser de una magnitud media o superior, lo cual provoca



**Figura 23.** Modo de fallo de los paneles de fábrica sometidos a esfuerzos de compresión y tensión: fallo por fricción (Fuente: Crisafulli, 1997).



**Figura 24.** Modo de fallo de los paneles de fábrica sometidos a esfuerzos de compresión y tensión: fallo por tensión diagonal (Fuente: Crisafulli, 1997)..

que la resistencia a cortante de las juntas de mortero aumente debido al efecto de los mismos.

En este caso, por tanto, las grietas se producen en las piezas como consecuencia de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado compresión-cortante presente en el panel de fábrica. La forma de manifestarse de este tipo de fallo será mediante grietas que atraviesan las piezas con una cierta inclinación, la cual dependerá de la orientación de los esfuerzos principales en el propio elemento, continuando a través de las juntas de mortero verticales.

\* **Fallo a compresión:** finalmente, para aquellos casos en los que los esfuerzos de compresión ( $f_n$ ) poseen valores muy superiores a los esfuerzos de cortante ( $\tau$ ), el fallo será similar al efecto producido por una compresión pura sobre la fábrica. No obstante, la presencia de esfuerzos de cortante, aunque de valores bajos, provoca una disminución de la resistencia a compresión de la fábrica.

El fallo se mostrará a través de grietas verticales, capaces de atravesar las piezas de la fábrica, pudiendo incluso llegar a comprometer la estabilidad estructural del conjunto.

Numerosas investigaciones, desarrolladas por medio de mecanismos diversos, han demostrado que la resistencia a cortante de las juntas de mortero se ve incrementada por la presencia de esfuerzos de compresión aplicados de manera simultánea. Este hecho se explica teniendo en cuenta que la resistencia a cortante resulta de la combinación, por un lado, de la resistencia a la adherencia y, por otro lado, la resistencia a la fricción entre las piezas y el mortero.

Por tanto, la resistencia a cortante de la fábrica puede definirse a través de la siguiente expresión:

$$\tau = \tau_0 + \mu f_n$$

donde:

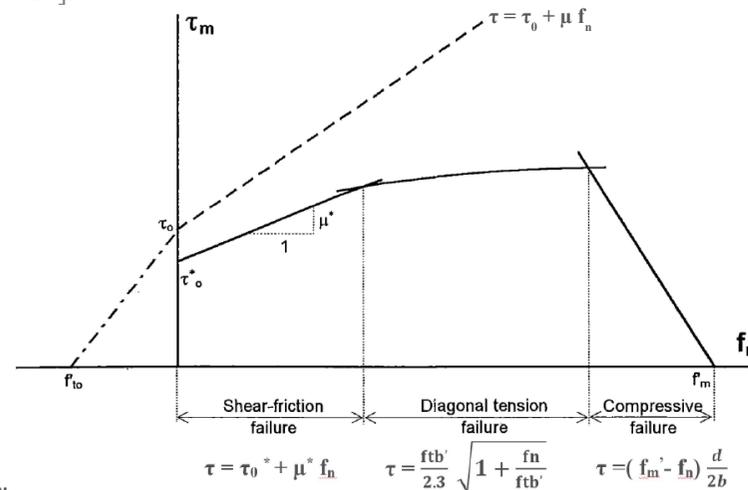
$\tau_0$ ; resistencia a cortante inicial

$\mu$ ; coeficiente de fricción interna

$f_n$ ; valor absoluto de los esfuerzos de compresión normal a la dirección perpendicular a las juntas de mortero

Se trata de una expresión ampliamente aceptada por las distintas normativas de diseño y cálculo de fábrica con carácter general, aunque lo ha sido de manera independiente del modo de fallo, lo cual puede derivar en una evaluación incorrecta o incluso, insegura de la resistencia real a cortante que posee el panel de fábrica.

En relación a ello, los investigadores Mann y Müller desarrollaron una teoría sobre los distintos modos de fallo, la cual explica el comportamiento de las estructuras de fábrica no reforzada sometidas a esfuerzos de cortante y compresión, basada en ciertas consideraciones de equilibrio, proponiendo así, una curva envolvente donde  $\tau$  y  $f_n$ , están relacionadas [Mann & Müller, 1982] [Figura 25]:



$f_n$ ; esfuerzo normal de compresión

$f_{tb}'$ ; resistencia a tracción de las piezas

$f_m'$ ; resistencia a compresión del panel completo

$b$  altura de las piezas

$d$  ancho de las piezas

$\tau_0'$ ; cohesión

$\mu'$ ; coeficiente de fricción

**Figura 25.** Curva envolvente de la teoría sobre los modos de fallo desarrollada por Mann y Müller (Fuente: Mann & Müller, 1982).

### 5.2.3. Comportamiento a tracción y modos de fallo

El comportamiento de las estructuras de fábrica frente a los esfuerzos de tracción resulta especialmente relevante cuando el elemento además, se encuentra sometido a cargas fuera del plano.

En relación a ello, destacan los ensayos a flexión llevados a cabo por L. Decanini y E. Ochat, donde pudo comprobarse que la resistencia de las estructuras de fábrica no disminuye por la resistencia a compresión que puedan tener el mortero y/o las propias piezas, mientras que, por el contrario, la absorción por parte de las piezas del agua contenida en el mortero de unión, sí representa un factor que influye de manera significativa en su comportamiento y resistencia [Decanini & Ochat, 1986].

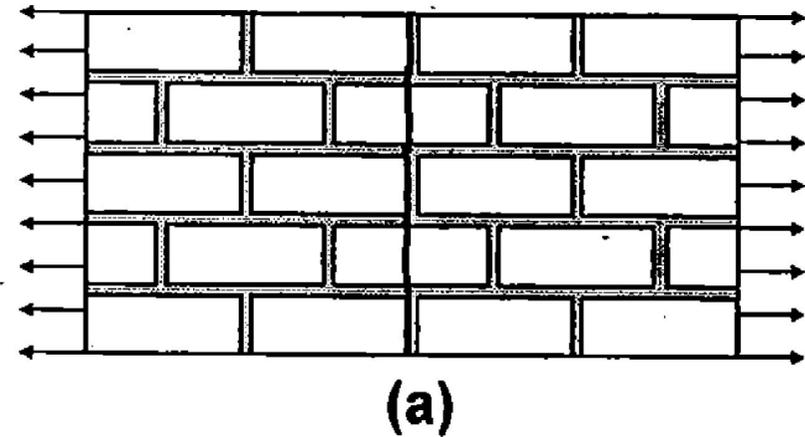
Por tanto, la resistencia a tracción de los paños de fábrica depende en gran medida de la adherencia desarrollada en la unión pieza-mortero y no tanto, en las propiedades mecánicas de compresión de los mismos.

#### Modos de fallo

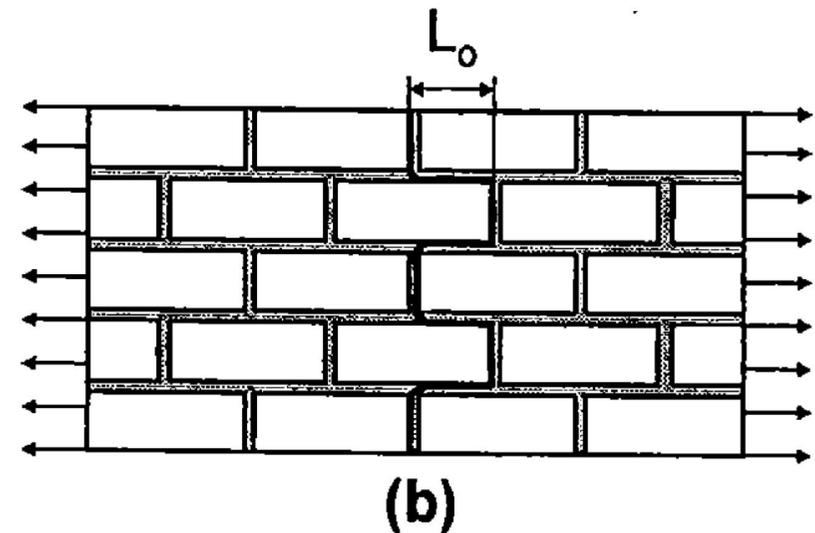
Por lo general, las estructuras de fábrica pueden experimentar distintos modos de fallo en función de, por un lado, la dirección de los esfuerzos de tracción y, por otro, la magnitud relativa tanto de la resistencia de adherencia como de la resistencia a tracción de las unidades.

En este sentido, cuando los esfuerzos de tracción poseen la misma dirección longitudinal de las juntas de mortero, es posible distinguir los siguientes tipos de agrietamiento:

- Grietas totalmente verticales producidas por la acción de esfuerzos de tracción horizontales. En el primer caso (a), las grietas tienden a producirse a través de las piezas y la resistencia queda controlada por la resistencia a tracción de las propias piezas [Figura 26]. Por el contrario, en el caso (b), las grietas no afectan a las piezas sino que se prolongan a lo largo de las juntas tanto verticales como horizontales, siendo la longitud de solapo ( $L_o$ ), uno de los factores más relevantes durante el proceso [Figura 27].



**Figura 26.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción horizontal (Fuente: Crisafulli, 1997).



**Figura 27.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción horizontal (Fuente: Crisafulli, 1997)..

- Grietas totalmente horizontales producidas por la acción de esfuerzos de tracción vertical. El caso (c) es el más habitual y tiene lugar debido al despegue de la interfaz entre las piezas y el mortero [Figura 28]. No obstante, también es posible que se produzcan casos en los que las grietas atraviesa longitudinalmente las piezas y juntas de mortero vertical (d) [Figura 29].

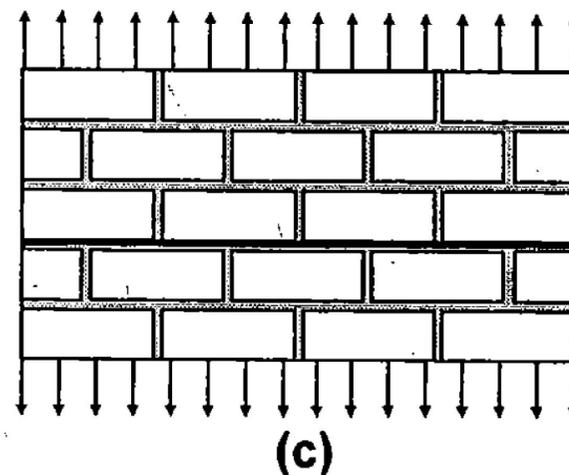
#### 5.2.4. Comportamiento a cargas biaxiales - cíclicas y modos de fallo

El estudio del comportamiento de las estructuras de fábrica sometidas a cargas biaxiales posee una mayor dificultad, en comparación a los casos anteriormente descritos, ya que depende de factores como la resistencia, la rigidez, así como de la ductilidad de los paños, los diafragmas que componen los planos horizontales (forjados), de la conexión entre ellos, así como de la propia resistencia y comportamiento que posean los materiales empleados en su ejecución.

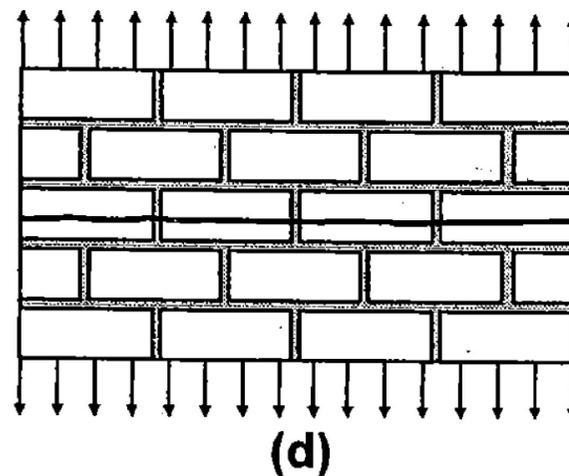
Por otro lado, los valores de estos parámetros pueden variar de manera significativa cuando, igualmente, lo hacen las dimensiones del paño (relación longitud/altura), la fuerza de compresión axial a la que se encuentra sometidos, así como la intensidad de las cargas laterales que se introducen durante un episodio sísmico.

No obstante, existen otros aspectos especialmente destacados y que deben ser tenidos en cuenta, como la posible amplificación del valor de la aceleración sobre los muros de fábrica debido a la flexibilidad que posean los forjados junto a la cubierta, en aquellos casos en los que la frecuencia de estos elementos coincide con la frecuencia dominante en el movimiento sísmico. En este caso, y teniendo en cuenta, el comportamiento no lineal de los muros, el momento de los diafragmas es transferido a los muros, por lo que la flexibilidad relativa entre los paños de fábrica y el forjado, se invierte [Abrams, 2000].

Por tanto, comprender el comportamiento de las estructuras de fábrica ante situaciones sísmicas ha sido, y sigue siendo, complejo, pero a su vez, crucial ya que, en algunos casos, el resultado se ha traducido en el colapso parcial o total del edificio y, más importante aún, en pérdidas humanas.



**Figura 28.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción vertical (Fuente: Crisafulli, 1997).



**Figura 29.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción vertical (Fuente: Crisafulli, 1997)..

Durante las últimas décadas, investigadores de distintas áreas han desarrollado destacados ensayos mediante modelos numéricos, experimentales, etc. los cuales han contribuido a conocer mejor, no solo el comportamiento sísmico de estas estructuras, sino también, a definir un criterio en cuanto a los modos de fallo se refiere.

En este sentido, es posible identificar dos posibles modos de fallo: fallo en el plano y fallo fuera del plano.

### Modos de fallo

#### \*Fallos en el plano:

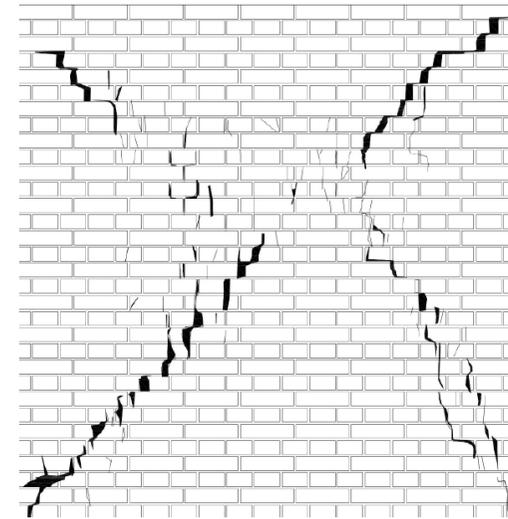
Distintas investigaciones [Bruneau, 1994] [Zhuge et al., 1996] [Abrams, 2000] demuestran mediante el desarrollo de ensayos, la existencia de tres tipologías de fallo en aquellos casos en los que la acción lateral inducida por el sismo se desarrolla en el mismo plano del muro, pudiéndose clasificar, además, en dos grupos:

-Fallo por cortante

(1) Fallo por deslizamiento a través de las juntas horizontales del panel

(2) Fallo por cortante; se manifiesta por medio de grietas diagonales que atraviesan la totalidad del panel en ambas direcciones, formando una cruz (X) [Figura 30]. Cuando esta tipología de fallo se produce en una de las fachadas con un elevado número de huecos, su manifestación se producirá en las zonas delimitadas entre cada uno de ellos, pudiendo comprometer la estabilidad de dicha fachada, en caso de colapsar alguna de estas zonas [Figura 31].

En relación al impacto de las grietas formadas sobre el comportamiento de la estructura, todo dependerá de su severidad; en los casos, en los que las grietas son de escasa entidad, la capacidad para soportar las cargas axiales no se verá comprometida. Sin embargo, si estas grietas adquieren una mayor relevancia, la capacidad y resistencia de la estructura puede verse seriamente dañada.



**Figura 30.** Fallo por cortante experimentado en ensayo (Fuente: Medic y Hrasmica, 2021).



**Figura 31.** Fallo en el plano por cortante. Imagen procedente del terremoto de Loma Prieta de 1989 (Fuente: Bruneau, 1994).

- Fallo por flexión

(3) Fallo por flexión: aunque es un fallo que los paneles de fábrica pueden experimentar, son realmente las columnas las que principalmente, suelen estar afectadas por este modo de fallo. El debilitamiento del elemento se produce en sus extremos a través de un agrietamiento, el cual lo transforma en un elemento totalmente rígido sin capacidad para resistir cargas laterales a no ser, que las fuerzas axiales a las que está sometido el conjunto, le confiera cierto nivel de estabilidad.

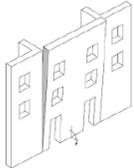
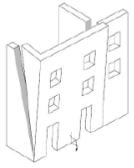
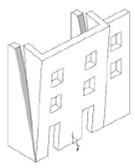
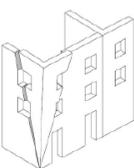
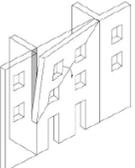
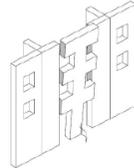
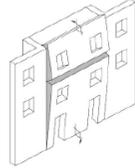
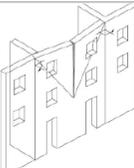
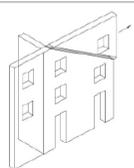
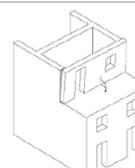
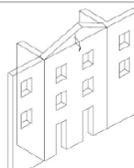
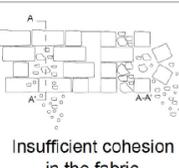
Independientemente del modo de fallo que pueda llegar a producirse, ha sido posible comprobar que la magnitud de la carga vertical de compresión será determinante para que la respuesta final de la estructura pueda ser de mayor o menor gravedad. Sin embargo, para un mismo valor de esta, es posible observar distintos modos de fallo en función de la resistencia a compresión de las juntas, las unidades y el conjunto, en general, por lo que su impacto en la respuesta del edificio en situaciones sísmicas es especialmente, significativa.

\*Fallos fuera del plano

El número de fallos fuera del plano que pueden experimentar las estructuras de fábrica no reforzadas es variado, incluso para el caso de sismos moderados. Por lo general, se producen por una deficiente conexión entre los paños de fachada de fábrica y los diafragmas conformados por los distintos niveles del edificio, incluida la cubierta, y su posible elevado nivel de flexibilidad.

A diferencia de los fallos en el plano que, por lo general, no ocasionan problemas de resistencia frente a las cargas verticales gravitatorias, los fallos fuera del plano, con su respuesta súbita y explosiva, sí son capaces de debilitar gravemente la estabilidad del conjunto.

El análisis llevado a cabo por D'Alaya y Speranza acerca de la vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos, tiene en cuenta los mecanismos de fallo fuera del plano mostrado en la Figura 32, los cual permite un acercamiento a algunos de los posibles fallos que pueden producirse [D'Alaya y Speranza, 2002].

<b>A</b> VERTICAL OVERTURNING	<b>B1</b> OVERTURNING WITH 1 SIDE WING	<b>B2</b> OVERTURNING WITH 2 SIDE WINGS	<b>C</b> CORNER FAILURE	<b>D</b> PARTIAL OVERTURNING	<b>E</b> VERTICAL STRIP OVERTURNING	<b>F</b> VERTICAL ARCH
						
		<b>FURTHER PARTIAL FAILURES</b>		<b>ASSOCIATED FAILURES</b>		
<b>G</b> HORIZONTAL ARCH	<b>H</b> IN PLANE FAILURE	<b>I</b> VERTICAL ADDITION	<b>L</b> GABLE OVERTURNING	ROOF/FLOORS COLLAPSE	MASONRY FAILURE	
						
Insufficient cohesion in the fabric						

**Figura 32.** Modo de fallo fuera del plano considerados por D'Alaya y Speranza (Fuente: D'Alaya y Speranza, 2002).

### Comportamiento conjunto Fallo en el plano & Fallo fuera del plano

Los estudios e investigaciones mediante ensayos y modelos numéricos para mejorar el conocimiento acerca del comportamiento de las estructuras de fábrica no reforzada frente a posibles fallos en el plano o, por el contrario, fuera del plano, contribuyen de manera notoria en el entendimiento acerca del comportamiento de las estructuras de este tipo.

En relación a ello, destaca la investigación desarrollada en la Universidad Tecnológica de Sharif (Teherán, Irán), en la cual pudo constatar, a través de la construcción de una maqueta a escala 2/3 de un edificio de adobe, la enorme influencia sobre los posibles fallos fuera del plano producidos en un edificio con una conexión débil entre las paredes portantes y los distintos planos de suelo, tras el colapso de la cubierta [Bakhshi et al., 2009].

Igualmente, fueron enriquecedoras las investigaciones de [Doherty et al., 2002] [Griffith et al., 2003] [Lang y Bachamann, 2003] [Park et al., 2009] [Terán-Gilmore et al., 2009] y/o [Tomazevic y Gams 2012], centradas todas ellas en el análisis del comportamiento sísmico de las estructuras de fábrica teniendo en cuenta, a través de distintas metodologías, como los modelos de elementos finitos o ensayos experimentales de fuerzas estáticas cíclicas de carga y descarga, alguno de los modos de fallo expuestos [fallo en el plano - fallo fuera del plano].

No obstante, la combinación de los posibles fallos, tanto en el plano como fuera del plano, ha sido reconocido como uno de los factores más significativos del comportamiento estructural de edificios de fábrica frente a cargas sísmicas. Por tanto, el estudio llevado a cabo por [Dolatshashi, et al, 2014], en el cual, además de tener en cuenta ambos tipos de fallo, demuestran la significativa dependencia entre ellos, es de especial interés.

El ensayo en cuestión, se realizó mediante un modelo de elementos finitos, considerando, además, una configuración típica en diferentes niveles de rendimiento; límite elástico, resistencia última y desplazamiento último relacionado con una reducción del 20% de la resistencia. Para tal supuesto, fue empleado el MEF validado por Aref y Dolatshashi, bajo un conjunto de 22 protocolos de carga diferentes [19 monotónicas y el resto, cíclicas] [Figura 33].

Los resultados [Figura 34] obtenidos demostraron que, para los muros considerados, cuando la dirección del desplazamiento cambia de *en el plano* a *fuera del plano*, el modo de fallo asociado cambia de deslizamiento diagonal a modo de balanceo. Por otro lado, en el caso de carga bidireccional por desplazamiento controlado, la dirección de la carga resultante cambia de la relación rigidez en las direcciones *en el plano* y *fuera del plano* hacia la dirección *en el plano* para grandes desplazamientos.

Igualmente, pudo comprobarse que, bajo cargas *fuera del plano* la capacidad *fuera del plano* del muro puede disminuir hasta un 60% debido a los daños ocasionados por las cargas *en el plano*. Las curvas de interacción propuestas que se describen en el estudio muestran la capacidad de resistencia de los muros de fábrica bajo diferentes condiciones de carga que representan las demandas sísmicas reales.

Table V. Loading protocols.

Type	Direction
Monotonic	IO:1/0, IO:4/1, IO:2/1, IO:1/1, IO:1/2, IO:1/3, IO:1/4, IO:1/5, IO:1/6, IO:1/7, IO:1/8, IO:1/9, IO:1/10, IO:1/12, IO:1/20, IO:1/30, IO:1/40, IO:1/50, IO:0/1
Cyclic	IO:1/0, IO:1/3, IO:0/1

A simple symbol 'IO:x/x' is used to facilitate the naming of the loading protocols. In this symbolic numbering, x and y represent the proportion of the IP (in-plane) and the OP (out-plane) displacement of the wall, respectively.

Figura 33. Protocolo de cargas empleadas en el análisis (Fuente: Dolatshashi, et al, 2014).

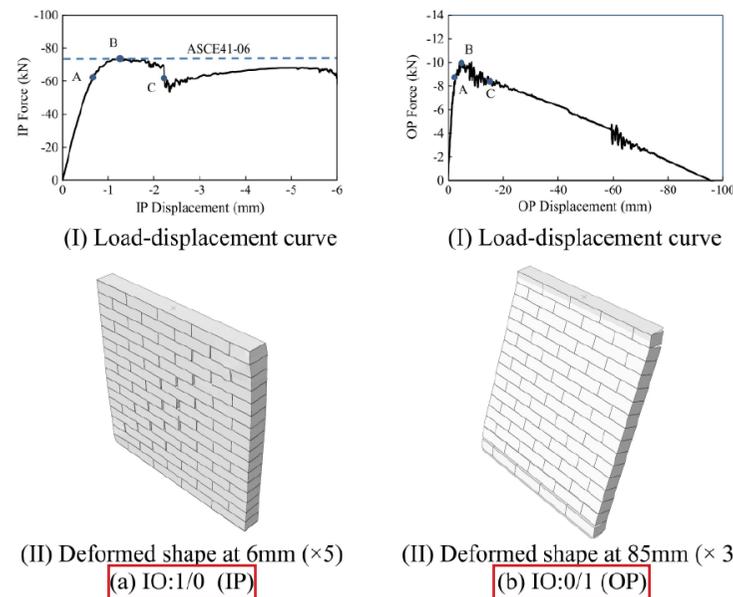


Figura 34 (a). Diagrama curva-desplazamiento y deformación obtenida (Fuente: Dolatshashi, et al, 2014).

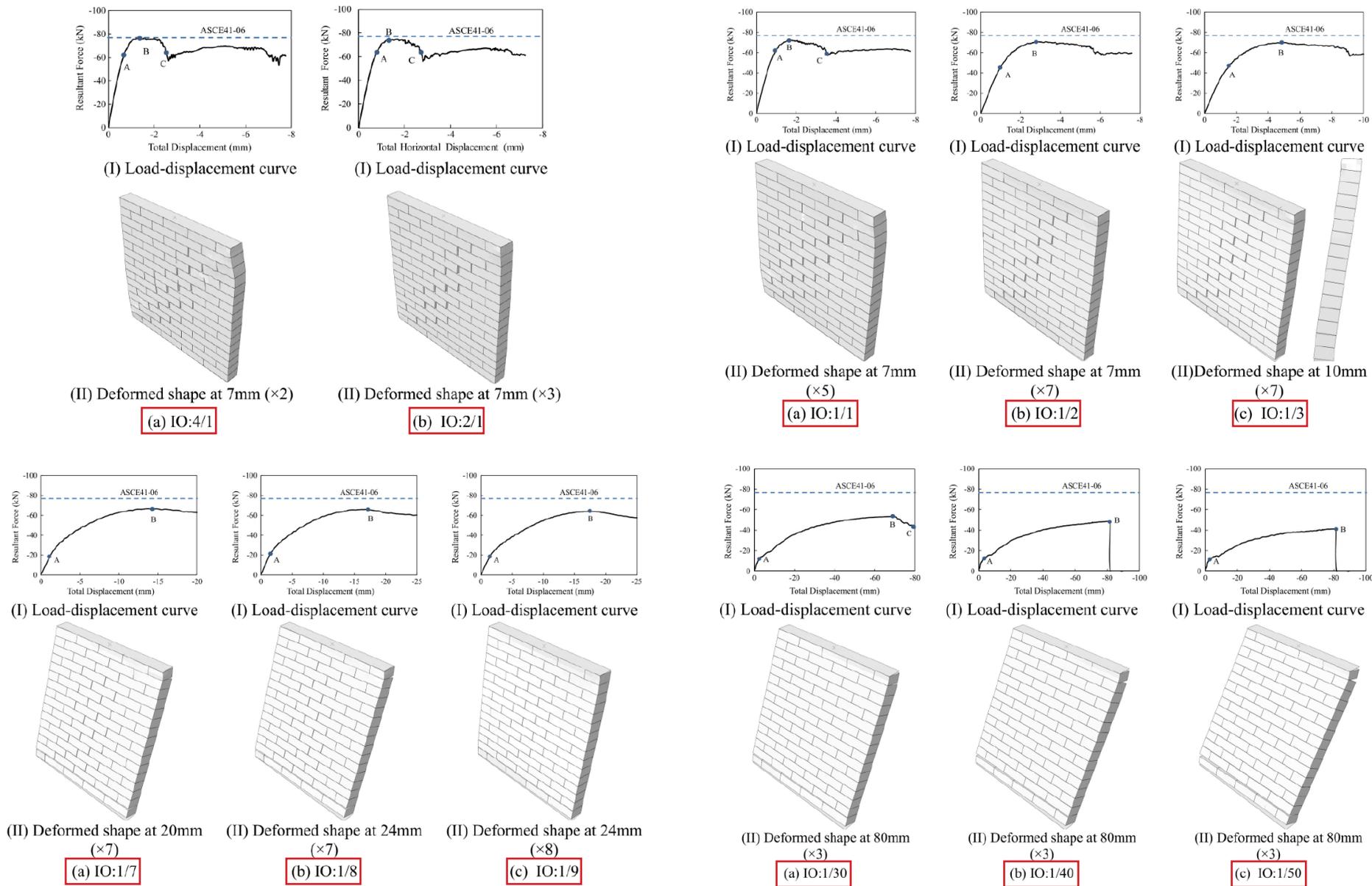


Figura 34 (b). Diagrama curva-desplazamiento y deformación obtenida (Fuente: Dolatshashi, et al, 2014).

Comentarios de los resultados gráficos:

**IO:1/0:** El agrietamiento diagonal es el modo de fallo predominante para este caso de carga.

**IO:0/1:** El modo de fallo predominante es la flexión y una mayor grieta horizontal en la base del elemento. Además, existe una considerable reducción de la rigidez, mientras que la resistencia a cortante y rigidez en el plano son claramente, más pequeños que en el caso IO:1/0.

**IO:4/1 & IO:2/1:** muestran que, aunque la dirección del desplazamiento varíe, no existen grandes cambios en la capacidad última del elemento. El único parámetro que parece variar, es la rigidez inicial, lo cual se debe a la acción del desplazamiento fuera del plano.

**IO:1/1:** en este caso, el desplazamiento tanto en el plano como fuera de él, es el mismo. No obstante, destaca que la capacidad última de este modelo sea similar al primer caso analizado [IO:1/0].

**IO:1/2 & IO:1/3:** además de las grietas en la dirección diagonal sobre el elemento, se puede observar, tanto en la base como en la coronación, un despegue del mismo debido a las deformaciones fuera del plano.

Comparando estos últimos casos [IO:1/2 & IO:1/3] con los dos primeros [IO:1/0 & IO: 0/1] es posible observar que la caída abrupta de las curvas se produce a mayores desplazamientos debido a una mayor contribución de las cargas fuera del plano.

**IO:1/7 & IO:1/8 & IO:1/9:** en estos casos, la participación del desplazamiento fuera del plano es muy superior a los casos anteriores. Los resultados muestran que, a medida que la contribución por acciones fuera del plano aumenta, las grietas diagonales desaparecen, variando el modo de fallo hacia una separación de los planos inferior y superior del elemento.

**IO:1/30 & IO:1/40 & IO:1/50:** en estos modelos, antes de que el muro alcance su capacidad última y se inicie el comportamiento de ablandamiento de la curva carga-desplazamiento, el muro ha perdido su estabilidad, es decir, aunque la fuerza en el plano sigue incrementándose, el muro se vuelve inestable mucho antes, debido a las grandes deformaciones fuera del plano que sufre. Por otro lado, es posible verificar la elevada contribución de las acciones en el plano en el comportamiento global aunque su valor sea especialmente pequeño.

## Capítulo 6

---

### ANÁLISIS DE LA NORMATIVA SISMORRESISTENTE

La madrugada del 18 de abril de 1906 tuvo lugar, el que posiblemente sea, el terremoto más trascendental y relevante, y del que más estudios se han llevado a cabo, el terremoto e incendio de San Francisco. Un importante suceso sísmico que sacudió, no solo esta ciudad, sino también las de San José y Santa Rosa, junto a otras más, aunque ninguna de ellas presentó los niveles de destrucción de la primera de ellas, tanto en pérdidas materiales como en número de víctimas a pesar de la forma de presentarse el sismo a través de una primera vibración de escasa entidad aunque cuya intensidad fue incrementándose de manera gradual durante 40 segundos aproximadamente, para después de una pausa de 10 segundos, dar paso a la onda de mayor violencia, con una duración de 25 segundos [Beles, Ifrim y Yagüe, 1975].

El aprendizaje tras este trágico acontecimiento, cuyos efectos fueron estudiados de manera profusa, fue igualmente, abundante. Por un lado, se pudo determinar que la mayor parte de las víctimas lo fueron en realidad, por el desprendimiento de elementos como chimeneas y cornisas, elementos que habitualmente se descuidan en el cálculo y diseño de las construcciones. La influencia del terreno de cimentación pudo ser, además, confirmada ya que los efectos destructivos en viviendas cimentadas sobre terrenos débiles fueron entre 5 y 10 veces superior que el de otras construcciones asentadas en suelos compactos y duros. Otra importante lección derivó de las terribles consecuencias tras la rotura de conducciones de gas y agua a consecuencia del terremoto, ya que las primeras de ellas produjeron importantes incendios en toda la ciudad y las segundas, impidieron su extinción [Beles, Ifrim y Yagüe, 1975].

Todas estas duras, aunque valiosas enseñanzas y observaciones tuvieron una importante repercusión en la comunidad científica, aunque también en los organismos públicos e instituciones gubernamentales, ya que apenas tres meses tras el terremoto fue aprobada, el 5 de julio de 1906, la primera norma sísmica de la era moderna [Mahamid, 2008].

Aunque este no fue el primer documento normativo en materia de sismicidad, puesto que ya existían otras como la promulgada por el Gobierno de Filipinas, el 21 de agosto de 1880 tras el terremoto que tuvo lugar ese mismo año, sí resultó ser un acontecimiento con una mayor relevancia en el ámbito internacional. A partir de este momento, comenzó a ser habitual que los gobiernos, especialmente

de aquellas zonas con un alto riesgo sísmico, promulgaran y aprobaran normas en relación a disposiciones y/o recomendaciones de diseño sísmico, en muchos casos obligatorias [Beles, Ifrim y Yagüe, 1975].

A continuación, se presenta una breve recorrido por los fundamentos que articulan los principales textos normativos en el ámbito nacional [NCSE-02], así como el marco europeo [Eurocódigo 08]. No obstante, también se incluye una breve reseña a los textos FEMA-440 y ATC-40, ambos procedentes del marco normativo estadounidense pero de especial relevancia para el estudio y análisis que se desarrolla en los capítulos siguientes.

## 6.1. Normativa Sismorresistente española y europea

### 6.1.1. Antecedentes de la NCSE-02

La delicada situación de la Península Ibérica sobre una de las zonas sísmicas más activas del planeta ha provocado, como puede deducirse del estudio de la sismicidad del territorio español y más concretamente, la Cuenca de Granada [Apéndice A], que esta haya tenido que afrontar difíciles situaciones derivadas de los terremotos con epicentro en la propia península pero también, aquellos otros que, a pesar de tener su epicentro fuera del territorio español, como es el caso del terremoto de Lisboa de 1755, produjeron importantes daños y destrozos en él [Beles, Ifrim y Yagüe, 1975].

En cuanto a los conocimientos sismorresistentes y su transcendencia en la comunidad científica además de las distintas administraciones, los primeros antecedentes se localizan en torno al documento en materia de recomendaciones para la reconstrucción de los edificios destruidos y el planeamiento urbanístico tras los fatídicos acontecimientos en Vera [1518] y Alhama de Almería [1522] [<https://www.mitma.gob.es>].

Igualmente, tras el terremoto de Torrevieja de 1829, se llevaron a cabo varios informes técnicos, los cuales hacían mención a la necesidad de aumentar el ancho de las vías, reducir la altura de las viviendas, así como la conveniencia de eliminar ciertos elementos decorativos exteriores como las cornisas. Unas recomendaciones orientadas a los diversos trabajos que debían emprenderse

en la reconstrucción de los edificios dañados en las localidades y municipios afectados por los sismos [<https://www.mitma.gob.es/>].

No obstante, será el terremoto de Andalucía de 1884, el que diera paso a la creación de una comisión por parte del Gobierno para de esta forma, poder afrontar los estudios necesarios acerca del acontecimiento, así como para analizar y establecer las medidas necesarias en materia de seguridad y prevención. De esta forma, se redactaron un compendio de normas mínimas de sismorresistencia referidas principalmente, al emplazamiento de las construcciones [terreno estable y con pendientes inferiores al 5%] así como a la propia planificación urbana donde se establecía la altura máxima de las viviendas, una anchura mínima de las calles de 10 metros, y además, la necesidad de ubicar las iglesias y otros usos esenciales como el ayuntamiento y/o colegios, en plazas, con una adecuada cimentación, materiales y control en su ejecución [<https://www.mitma.gob.es/>]. De igual forma, se recomendaba la instalación de observatorios, los cuales, apenas unas décadas después, comenzaron a funcionar, constituyendo así, la red de observación sismológica nacional [Beles, Ifrim y Yagüe, 1975].

A pesar de la importancia de estos documentos para la seguridad de las ciudades plenamente afectadas por la sismología de la península, no será hasta la década de los sesenta del siglo XX cuando estos textos comiencen a adquirir realmente, su especial relevancia. De esta forma, en 1962, el Ministerio de Vivienda publicó la *Norma M.V. 101-1962*, en la cual se incluye, por primera vez, un mapa de zonas sísmicas de España. Durante el transcurso de ese mismo año, fue creada la Comisión Interministerial encargada de formular y desarrollar las normas sismorresistentes, cuyo primer documento fue la *Norma Sismorresistente PGS-1 de 1968*, donde también se incluía un mapa de peligrosidad sísmica del país, aunque con ciertas modificaciones respecto al anterior.

Poco tiempo después, en 1974, fue aprobado un nuevo documento, la *Norma Sismorresistente PDS-1*, así como la constitución de la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. Una nueva norma, especialmente moderna la cual supuso importantes avances técnicos en lo que respecta a la construcción sismorresistente de España y que, además, ha sido la base de las normas posteriormente aprobadas. Una de estas novedades fue, un nuevo mapa de

peligrosidad sísmica del territorio, pero en esta ocasión, expresado en valores de intensidades sísmica junto a una metodología de cálculo y recomendaciones de uso, aunque de carácter obligatorio en función de la zona.

Finalmente, encontramos la norma sismorresistente *NCSE-94*, antecedente inmediato a la actual norma vigente [NCSE-02], la cual continuó aportando importantes avances en esta difícil disciplina al incluir, al igual que hicieran sus antecesoras, un mapa de peligrosidad sísmica de tipo probabilista, aunque en esta ocasión, en términos de aceleración sísmica básica, como resultado de una profunda revisión de la sismicidad en la Península Ibérica y en general, la extensa región Ibero-Magrebí

### 6.1.2. NCSE – 02

Las cargas introducidas por los sismos severos son especialmente más significativas para el edificio que las acciones gravitatorias debido a su relevante poder destructivo, una importancia esta, relacionada con su probabilidad de ocurrencia o como se conoce comúnmente, la sismicidad de la zona. Un parámetro esencial que únicamente es posible conocer a través del estudio de la información conservada de sismos históricos, así como de los movimientos del terreno registrados mediante la red de sismógrafos distribuida por todo el territorio nacional [Benavent-Climent, 2010].

Por su especial vulnerabilidad en zonas sísmicas, las estructuras requieren ser estudiadas, calculadas y dimensionadas de tal forma que puedan afrontar simultáneamente, tanto las cargas gravitatorias actuantes sobre ellas, como las posibles acciones horizontales introducidas por un sismo. Sin embargo, existen importantes diferencias entre ambos tipos de acciones [gravitatorias - sísmicas]. En relación a las cargas gravitatorias, estas son especialmente sencillas de determinar con bastante exactitud, algo que, por el contrario, no sucede con las acciones sísmicas cuyo valor suele ser mucho más incierto.

No obstante, esta no es la única diferencia entre ambos tipos de cargas, sino que también su probabilidad de ocurrencia es especialmente significativa, ya que la probabilidad de que las cargas sísmicas actúen sobre el edificio durante su vida útil es tremendamente menor que el de las cargas gravitatorias que actúan. Este

hecho, unido a la significativa diferencia existente entre las deformaciones y solicitaciones introducidas por ambas, hace que el estudio de las estructuras en zonas sísmicas adquiera una dificultad notable en relación a las estructuras que no lo están, siendo este el motivo por el cual, las normativas vigentes optan por modelos de cálculo duales donde se tienen en cuenta los siguientes criterios [Benavent-Climent, 2010]:

- La estructura debe comportarse esencialmente, dentro del dominio elástico para terremotos de reducida o moderada magnitud que puedan tener lugar durante la vida útil del edificio
- La estructura no debe colapsar, en ningún caso, por la ocurrencia del terremoto más severo esperable en la zona con una probabilidad coherente, pero sí se aceptan que presente deformaciones plásticas remanentes y, por lo tanto, daños significativos.

Serán precisamente estos criterios expuestos los que rijan la normativa sísmica española, cuyo objetivo se orienta, casi fundamentalmente, a garantizar la seguridad estructural para de esta forma, evitar las posibles pérdidas humanas en caso de sismo. Una filosofía enmarcada dentro de lo que habitualmente se conoce como estrategias convencionales del proyecto sismorresistente, alejada en gran medida de la visión del cálculo de estructuras sísmicas basado en prestaciones [Performance Based Seismic Design – PBSB].

La NCSE-02 está centrada, por tanto, en los métodos tradicionales de proyecto sismorresistente basados en la resistencia, donde la acción sísmica se caracteriza en términos de fuerza a través de espectros de respuesta, reducidos en función de la capacidad de deformación plástica de la estructura. Además, es una norma enfocada especialmente, en la verificación de la seguridad de la estructura, es decir, en el análisis de un estado límite último en el que la estructura sometida al sismo más severo esperado en la zona [terremoto de proyecto] no colapsa, aunque sí es factible de sufrir daños estructurales que la norma, sin embargo, no califica de manera precisa. No considera, al menos de manera explícita, otros posibles estados límites orientados al control de daños, aunque sí los contempla de manera indirecta a través del coeficiente de ductilidad de la estructura [Benavent-Climent, 2010].

### 6.1.3. Antecedentes del Eurocódigo 8

La Comisión de la Comunidad Europea en 1975 comenzó a elaborar un programa de actuación en el ámbito de la construcción buscando con ello, la eliminación de los obstáculos técnicos del comercio, así como la armonización de las especificaciones técnicas en el marco de la Comunidad Europea.

Durante 15 años, esta Comisión junto con al Comité de Dirección donde existía representación de todos los Estados miembros, coordinó la elaboración y desarrollo del programa de Eurocódigos cuyo primer resultado se tradujo en la publicación de una primera generación de códigos europeos en 1980.

Poco tiempo después, en 1989, fue publicada la *Directiva de Productos de Construcción* [DPC] 89/106/CEE la cual definía los requisitos esenciales que los productos de construcción debían satisfacer, con una especial atención a las exigencias en materia de seguridad.

Sin embargo, la Directiva fue derogada por el Reglamento [UE] n° 305/2011, de 19 de marzo, la cual, además de favorecer una continuidad en relación a la mayoría de los procedimientos y obligaciones ya implantadas por el texto anterior [DPC], incorporó novedades relevantes como la posibilidad de que los productos de construcción fueran comercializados en España o en cualquier otro país miembro de la Unión Europea, siempre y cuando, contaran con el marcado CE, es decir, el único marcado que certifica la conformidad del material con las características y requisitos esenciales.

No obstante, a pesar de los esfuerzos, en 1990 la Comisión y los Estados miembros acordaron transferir la elaboración y publicación de los Eurocódigos al Comité Europeo para la Normalización [CEN], contando para ello, con el respaldo de la Comisión Permanente de la Construcción.

Con todo ello, las primeras normas europeas de los Eurocódigos del CEN fueron normas experimentales ENV debido esencialmente, a la dificultad existente para armonizar todos los aspectos en cuanto a cálculos y poder así, consensuar unos documentos acordes con las premisas establecidas por cada Estado miembro, consideradas esenciales por estos, pudiendo así, adaptarse

a sus códigos nacionales ya vigentes, conocidos como *boxed values*. Como consecuencia, cada norma exigió un Documento Nacional de Aplicación [DNA] para de esta forma, poder aplicarse en cada Estado miembro. Entre 1992 y 1998 fueron publicados un total de 62 ENV.

Sin embargo, en 1998 la Comisión emitió un nuevo Mandato por el cual solicitaba al CEN la conversión de estas normas experimentales [ENV] en normas europeas [EN], estableciendo para ello además, unas condiciones básicas:

- Reducción del número de *boxed values* a los estrictamente necesarios por cuestiones de seguridad.
- Desaparición de los Documentos Nacionales de Aplicación, permitiéndose en su lugar, los conocidos como Anejos Nacionales donde se definen los *boxed values* desde una perspectiva nacional.
- Finalmente, se establece la obligación de crear el Grupo de Corresponsales Nacionales para los Eurocódigos a quien se le encarga la elaboración de un conjunto de Guías para la correcta aplicación de la DPC, sin constituir un desarrollo legislativo de aquella.

Actualmente, hay publicados 10 Eurocódigos y 58 partes o normas europeas para su desarrollo:

- EC0 – Bases de Cálculo
- EC1 – Acciones de Estructuras
- EC2 – Proyecto de Estructuras de Hormigón
- EC3 – Proyecto de Estructuras de Acero
- EC4 – Proyecto de Estructuras Mixtas
- EC5 – Proyecto de Estructuras de Madera
- EC6 – Proyecto de Estructuras de Fábrica
- EC7 – Proyecto Geotécnico
- EC8 – Proyecto para la resistencia al sismo de las estructuras**
- EC9 – Proyecto de Estructuras de Aleación de Aluminio

### 7.6.1.4. Eurocódigo 8

El documento normativo europeo centrado en el estudio, diseño y proyecto de estructuras sismorresistentes se encuentra articulado en un total de diez capítulos destacando especialmente, sus apartados 2 a 4, ya que es en ellos precisamente, donde se establecen los requisitos de comportamiento y criterios de comprobación, así como las condiciones del terreno y acción sísmica, entre otros aspectos fundamentales para el estudio del comportamiento sísmico de las estructuras.

En relación al primero de ellos, es decir, el apartado 2, destaca por reflejar la primera diferencia con respecto a la NCSE-02, ya que, en él, además de establecerse la obligación de las estructuras de resistir el posible colapso ante la acción sísmica, establece, igualmente, el requisito de limitación de daño, lo cual contrasta con la aceptación de deformaciones plásticas remanentes, es decir, daños significativos en la estructura que refleja la NCSE-02.

El diseño sísmico de estructuras debe, por tanto, satisfacer dichos requisitos fundamentales a través de las siguientes comprobaciones:

- **Estados Límites Últimos [ELU]:** asociados al colapso o cualquier otra forma de rotura [fallo] de la estructura que pondría en peligro la seguridad de los usuarios, por lo que será necesario comprobar que el sistema estructural diseñado presenta la resistencia y capacidad de disipación de energía especificada en la normativa vigente.

- **Estados de Limitaciones de Daño [ELD]:** vinculados a la presencia de daños, a partir de los cuales dejan de cumplirse, además, los requisitos de servicio especificados, por lo que será necesario asegurarse el grado de fiabilidad adecuado contra los daños inaceptables mediante el cumplimiento de los límites establecidos a tal fin por la normativa vigente.

### 6.1.5. Comparativa de ambas normas

A pesar de las evidentes diferencias entre ambos documentos, tanto la norma NCSE-02 y el Eurocódigo 8 guardan ciertas similitudes y discrepancias en

cuanto a los parámetros que definen el comportamiento estructural y que Luis Villa García evidencia en su análisis sobre ambas normativas [Villa García, 2006]. Una de estas similitudes es la posibilidad de aplicar métodos de cálculo simplificados para la determinación de los esfuerzos y desplazamientos sísmicos en aquellos casos en los que la estructura cumple con una serie de requisitos en cuanto a su distribución en planta y alzado, así como su geometría.

No obstante, para aquellos otros casos en los que no se cumple la totalidad estas exigencias, ambas normativas exponen de manera exhaustiva el procedimiento para el cálculo dinámico del edificio en cuestión, existiendo en dichos procedimientos diferencias significativas, destacando el método de análisis modal espectral del Eurocódigo 8 por ser un tanto elemental, puesto que basa todo su planteamiento en la asignación de todas las fuerzas sísmicas al primer modo de vibración, es decir, las fuerzas se obtienen suponiendo la masa total de la estructura como una masa representativa del modo fundamental, lo cual implica, por otro lado, que la masa efectiva del modo fundamental sea igual a la masa total del edificio.

En cuanto a los procedimientos para la definición de la sollicitación y el análisis de la respuesta sísmica, ambas normativas proponen formas totalmente distintas [Villa García, 2006].

En el caso de la NCSE-02, esta propone el estudio dinámico por integración de los registros de aceleración tanto para el dominio del tiempo como de la frecuencia, lo cual supone partir de acelerogramas representativos del movimiento sísmico, lo cual supone escalar de manera adecuada los acelerogramas tanto en el tiempo como la amplitud de tal forma que sean compatibles con la información sísmica dada por la norma en su capítulo 2, es decir, debe ser compatible con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo.

Por otro lado, el Eurocódigo 8 además de los dos tipos de análisis estático lineales que expone [Método del análisis de la fuerza lateral y Análisis modal mediante espectro de respuesta], expone otros métodos alternativos [Análisis estático no lineal o análisis pushover y Análisis no lineal en el dominio del tiempo], aunque en este caso, del tipo estático no-lineal.

Otro de los aspectos en los que difieren los documentos en cuestión, es en la definición de la componente vertical de la acción sísmica. Comúnmente, y debido a la elevada arbitrariedad de ocurrencia del sismo en una determinada dirección, en el momento de analizar sus efectos sobre la estructura, la aceleración del terreno suele descomponerse en dos direcciones horizontales ortogonales entre sí y una tercera vertical perpendicular a las anteriores.

Ambas normas representan la componente vertical mediante el espectro de respuesta tal como se define para la acción sísmica horizontal, aunque aplicando las ordenadas reducidas. Estas reducciones en cada caso son:

- Eurocódigo 8: las ordenadas espectrales se ven reducidas entre un 30 % y un 50%, en función del periodo de vibración.
- NCSE-02: plantea la reducción del 70% de las ordenadas espectrales independientemente del periodo de vibración.

Sin embargo, ambas normas coinciden en la manera de combinar cada una de ellas en un 30% de otra, o de las otras dos.

Por último, destacar la evidente discrepancia existente en la clasificación de los tipos de terreno, y que, por otro lado, influye de manera notable en la elección de la metodología a aplicar expuesta en cada norma.

Las diferencias en este caso, van más allá de un cambio en la nomenclatura [NCSE-02 -clase I, II, III, IV ; Eurocódigo 8 - clase A, B y C], puesto que la primera de ellas, únicamente tiene en consideración la velocidad de las ondas transversales, mientras que el segundo texto, además de tener en cuenta este parámetro, igualmente considera la profundidad del terreno.

No obstante, y como así señala Luis Villar en su análisis, la norma española parece más racional al brindar una mayor flexibilidad de cara a esta clasificación mediante una identificación promedia de los estratos existentes.

## 6.2. Normativa Sismorresistente estadounidense

### 6.2.1. ATC - 40 - *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*

Con el objetivo de dedicar este capítulo no solo a las normativa de aplicación vigente en el ámbito nacional sino también, a todas aquellas que han servido como base fundamental en el presente trabajo fin de máster, parece necesario, por tanto, comentar, aunque brevemente, los antecedentes y principios sobre los que se fundamentan las normas ATC-40 y FEMA-440.

En 1994, como parte del Programa de Mejora de las Prácticas de Reacondicionamiento Sísmico de la Proposición 122, aprobada en 1990, la Comisión adjudicó al Consejo de Tecnología Aplicada [ATC], un importante contrato para el desarrollo de una metodología para la evaluación sísmica y el reacondicionamiento de los edificios de hormigón existentes, junto a un segundo contrato en 1995, para su ampliación, cuyo resultado fue el Informe ATC-40, también conocido como SSC-96-01, el cual contiene el desarrollo íntegro de la metodología de evaluación y adaptación de edificios al diseño sísmico.

Durante las últimas décadas del siglo XX, un gran número de edificios de California construidos mediante estructuras de hormigón, fueron intervenidos puesto que se pudo comprobar que su comportamiento sísmico era significativamente deficiente en comparación a los nuevas estructuras que, en esos momentos, se erigían en la ciudad estadounidense.

No obstante, esta ardua tarea de renovación del parque edificado de la ciudad partía de un crítico punto de partida puesto que no existían directrices ni metodologías suficientemente desarrolladas para llevar a cabo el preciso análisis que requerían cada una de las intervenciones, ya que, hasta el momento, los procedimientos de análisis no abordaban directamente las fuerzas reales que inciden en las estructuras por movimientos sísmicos y, en consecuencia, no permitían determinar los desplazamientos máximos resultantes.

Todos los esfuerzos se centraron, por tanto, en el desarrollo de una nueva metodología más sofisticada que tuviera en cuenta tanto la carga real como las

respuestas inelástica que experimentaban los edificios durante un sismo.

El documento ATC-40 hace hincapié en el uso de procedimientos estáticos no lineales en general, aunque se centra en particular, en el análisis del espectro de capacidad, el cual no había sido desarrollado hasta el momento.

El método del espectro de capacidad [procedimiento estático no lineal] además de ayudar a disipar importantes dudas acerca del comportamiento de las estructuras proporciona una representación gráfica de la curva de capacidad global fuerza-desplazamiento (análisis pushover) y, posteriormente, lo compara con las representaciones el espectro de respuesta de las demandas sísmicas.

Existen, por tanto dos elementos clave en el desarrollo del análisis estático no lineal basado en el estudio del espectro de capacidad, por un lado, la demanda que es una representación de la acción sísmica y, por otro lado la capacidad, la cual representa la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica.

Aunque los distintos pasos que deben seguirse en el uso de este tipo de análisis se desarrolla con mayor exactitud y precisión en el capítulo *Metodología aplicada en el análisis*, por ser este precisamente, el tipo de análisis empleado en el presente trabajo, es importante destacar que:

\*La capacidad global de la estructura depende de las capacidades de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura, para lo cual, es preciso aplicar algún tipo de análisis no lineal, como puede ser el procedimiento pushover, el cual emplea una serie de análisis elásticos secuenciales superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura global. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la resistencia reducida de los componentes que ceden y se aplica de nuevo una distribución de fuerzas laterales hasta que ceden componentes adicionales. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcanza un límite predeterminado.

\*Demanda (desplazamiento): Los movimientos del terreno durante un terremoto producen complejos patrones de desplazamiento horizontal en las estructuras que pueden variar con el tiempo. El seguimiento de este movimiento en cada

paso temporal para determinar los requisitos de diseño estructural se considera poco práctico. Los métodos tradicionales de análisis lineal utilizan fuerzas laterales para representar una condición de diseño. Para los métodos no lineales es más fácil y directo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura y un movimiento del terreno dados, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del terreno. del edificio durante el movimiento del terreno.

### **6.2.2. FEMA 440 - *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures***

Tanto el documento ATC-40 (1996) como el FEMA 356 (2000) están centrados en el desarrollo de métodos similares de análisis sísmico, es decir, en procedimientos de análisis estático no lineales para la predicción de la demanda estructural ante sismos.

No obstante, aunque los procedimientos expuestos en ambos documentos implican la generación de una curva pushover para predecir el comportamiento inelástico fuerza-deformación, difieren en la técnica empleada para calcular la demanda de desplazamiento inelástico para un determinado sismo. En este sentido, el FEMA 356, emplea el Método del Coeficiente, por el que la demanda de desplazamiento se calcula modificando las predicciones elásticas de la demanda de desplazamiento, mientras que, por otro lado, el ATC-40 detalla el método del espectro de capacidad, según el cual, se determina a través de la superposición de la curva de capacidad, derivada de una curva de capacidad pushover, y una curva de demanda que consiste en el espectro de respuesta suavizado que representa el sismo.

El uso extendido de ambas metodologías llevó a que los investigadores y técnicos concluyeran en sus estudios y análisis sísmico, una diferencia notable entre el empleo de un procedimiento u otro, por lo que el Consejo de Tecnologías Avanzada [ATC] encargó a la Agencia Federal de Emergencias (FEMA) un estudio detallado para determinar las razones de la obtención de resultados tan dispares entre ambos procedimientos, conocido como el Proyecto ATC-55.

El resultado de esta investigación dio lugar al documento FEMA-440 el cual recoge las siguientes novedades en relación a los textos anteriores:

- 1- Una mejor comprensión de los supuestos inherentes y los fundamentos teóricos de los procedimientos de análisis inelástico actualizados.
- 2- Reconocimiento de la aplicabilidad, las limitaciones y la fiabilidad de los distintos procedimientos.
- 3- Directrices concretas para que los técnicos e investigadores puedan aplicar los procedimientos a edificios nuevos y existentes.
- 4- Orientaciones para los investigadores sobre las futuras mejoras de los procedimientos de análisis inelástico.

Al igual que se comentó en el apartado dedicado al documento ATC-40, en este capítulo no se detallarán más aspectos de estos documentos puesto que su metodología y procedimiento de análisis serán detallados con mayor precisión en el capítulo *Metodología aplicada en el análisis*, puesto que son la base del presente trabajo fin de máster.

**Capítulo 7**

---

**METODOLOGÍA EMPLEADA  
EN EL ANÁLISIS**

Los estudios más recientes acerca de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de las estructuras de mampostería no reforzada están basados en el uso de curvas de fragilidad, las cuales proporcionan una valiosa información sobre la probabilidad de alcanzar o incluso, superar, los diferentes estados de daño. No obstante, la construcción de estas curvas requiere la definición de determinados valores, conocidos como umbrales de daño o estados límite de daño, que muestren cuándo el daño sufrido en una estructura pasa de un estado a otro.

Partiendo de esta idea, en cuanto a la definición de curvas de fragilidad, junto a un modelo simplificado del método del espectro de capacidad expuesto en el documento Risk-UE, es posible construir curvas de capacidad que representen la resistencia estructural, a partir de un análisis estático no lineal de un modelo representativo del edificio en cuestión. El conocimiento acerca de las técnicas constructivas empleadas resulta, por tanto, de especial relevancia puesto que incide de manera directa en la exactitud de los resultados obtenidos [Moreno y Bairán, 2012].

### 7.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad de un edificio [Figura 35] se define como la relación existente entre la resistencia del edificio frente a una carga lateral y su desplazamiento lateral característico. Dicha relación es posible observarla, como ya se ha mencionado anteriormente, por medio de un análisis estático no lineal o análisis pushover.

Normalmente, los análisis estáticos no lineales se realizan por medio de un patrón de cargas laterales actuando sobre la estructura en representación del posible efecto de las acciones horizontales introducidas durante un sismo, el cual, por otro lado, se incrementa de manera monotónicamente hasta que, finalmente, se alcanza la capacidad última de la estructura y, por tanto, se produce el colapso de la misma. El objetivo de este procedimiento es, por tanto, cuantificar la capacidad que posee la estructura para absorber la acción lateral aplicada.

En cuanto al posible patrón de cargas laterales y con el objetivo de obtener una representación realista de la acción sísmica sobre el edificio, normalmente

se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas similar a las de las fuerzas sísmicas equivalentes, las cuales adoptan la forma del modo fundamental de vibración o una distribución aún más sencilla, como puede ser, una distribución triangular invertida, parabólica o incluso, uniforme.

Sin embargo, la elección de una distribución u otra de las cargas laterales, influye de manera significativa en los resultados obtenidos, por lo que, habitualmente, la solución que se suele adoptar para la obtención de la curva de fragilidad pasa por la realización de dos o más análisis pushover con distintas distribuciones de las cargas laterales y la definición de una curva de fragilidad de la estructura que incluya la envolvente de los resultados obtenidos en cada caso.

Una vez obtenida la curva de capacidad de la estructura, se procede a su transformación en espectro de capacidad a través de un cambio de variable, el cual consiste en intercambiar el cortante en la base por la aceleración espectral y el desplazamiento en el último nivel del edificio por el desplazamiento espectral, a través de las propiedades modales. Esta operación permite la comparación de forma más directa y sencilla, entre la curva de capacidad, ahora, espectro de capacidad y el espectro de demanda.

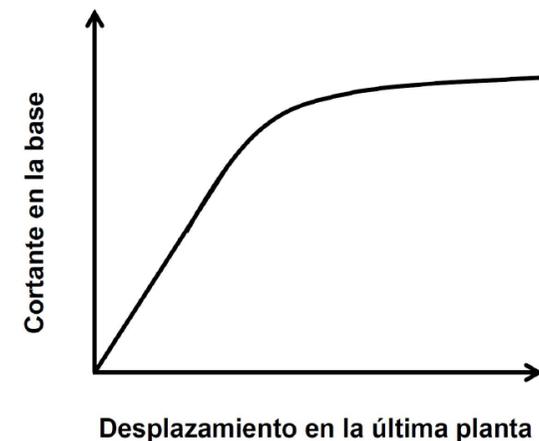


Figura 35. Representación de la curva de capacidad (Fuente: Moreno, 2006).

## 7.2. Espectro de capacidad bilineal

La conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad, mencionada anteriormente, consiste en la transformación de cada uno de los puntos que conforman dicha curva en coordenadas espectrales, es decir, el espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales, conocido como ADRS [Acceleration -- Displacement - Response - Spectra] o AD [Aceleración – Desplazamiento].

El proceso de transformación de la curva de capacidad en espectro de capacidad requiere, por otro lado, conocer las propiedades dinámicas de la estructura, es decir, tanto los modos de vibración como el factor de participación modal, por lo que será necesario llevar a cabo previamente, un análisis modal de la misma. Conocidos estos parámetros modales, es posible obtener el espectro de capacidad a través de las siguientes expresiones:

$$S_a = (V/M) / \alpha_1$$

$$S_d = \Delta_{techo} / (PF_1 \times \phi_{1,techo})$$

donde:

$S_a$ : representa la aceleración espectral

$S_d$ : representa el desplazamiento espectral

V: cortante en la base

M: masa total

$\alpha_1$ : masa efectiva del primer modo de vibración

$\Delta_{techo}$ : desplazamiento del último nivel de la estructura

$PF_1$ : factor de participación modal

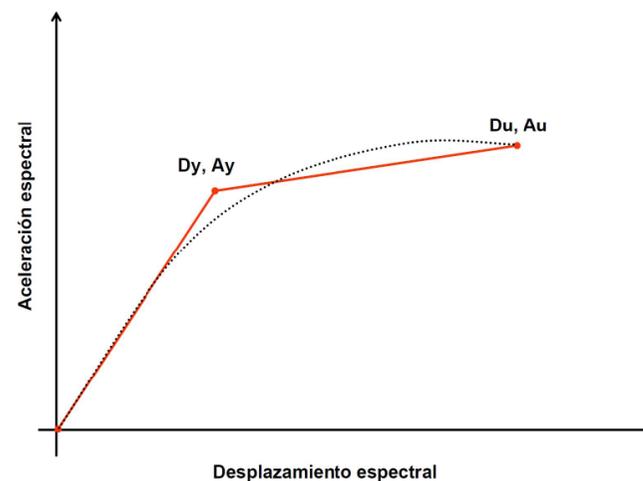
$\phi_{1,techo}$ : desplazamiento modal del último nivel de la estructura

No obstante, y con el objetivo fundamental de partir de valores objetivos y cuantificables en relación al comportamiento estructural del edificio, el espectro de capacidad suele representarse a través de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos; la capacidad de cedencia ( $D_y, A_y$ ) y la capacidad última ( $D_u, A_u$ ), ambos estrechamente relacionados con el nivel de ductilidad del edificio

El primero de ellos, es decir, la capacidad de cedencia, representa el punto a partir del cual el comportamiento de la estructura pasa a ser no lineal. Dicho punto viene definido por un desplazamiento ( $D_y$ ) y una aceleración ( $A_y$ ), cuyo subíndice (y) hace referencia a la cedencia.

Por otro lado, se encuentra la capacidad última, definida igualmente, a través de un desplazamiento ( $D_u$ ) y una aceleración ( $A_u$ ), haciendo alusión el subíndice (u) en este caso, a la capacidad última, es decir, al momento en el que la estructura alcanza el colapso.

Una de las metodologías posibles para obtener el espectro de capacidad bilineal consiste en la determinación de un balance energético, ya que el área encerrada bajo la curva de capacidad no es más que la energía disipada durante el proceso de análisis modal desde el inicio del mismo hasta alcanzar el colapso de la estructura. Por tanto, el objetivo de este método simplificado pasa por la búsqueda de una curva bilineal que posea tanto el mismo punto de colapso como área encerrada bajo la misma. La definición del punto de cedencia de esta nueva curva bilineal resulta de especial relevancia, puesto que el resultado final deberá cumplir con ambos requisitos [Figura 36].



**Figura 36.** Representación simultánea del espectro de capacidad y el espectro de capacidad definido mediante una curva bilineal simplificada (Fuente: Moreno, 2006).

Finalmente, el valor del desplazamiento último o máxima ductilidad del desplazamiento producido, puede ser obtenido mediante la expresión:

$$\mu(d) = D_u/D_y$$

### 7.3. Espectro de demanda

El Método del Espectro de Capacidad [MEC] fue definido por primera vez en el ATC-40 [Applied Technology Council 40, 1996], aunque posteriormente, sufrió ciertas modificaciones en el FEMA 440 (2005). Esta metodología se enfoca en la representación, aproximada, de las características globales no lineales de la estructura, obtenida a través de la sustitución del sistema no lineal por un sistema no lineal equivalente, partiendo de un análisis modal de la estructura.

Su objetivo, por tanto, es el de comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para, de esta forma, poder identificar el desplazamiento máximo, también conocido como punto de desempeño, es decir, el punto donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo así, poder determinar la respuesta máxima de la estructura.

Por tanto, la capacidad de una determinada estructura y la demanda impuesta por un episodio sísmico están totalmente vinculadas entre sí. De tal forma que, cuando la demanda se incrementa, la estructura alcanza la cedencia, por lo que la rigidez de la misma disminuye y además, los periodos de vibración se alargan. Igualmente, aumenta la energía disipada en cada ciclo, como consecuencia de la disminución tanto de la rigidez como de la resistencia, especialmente, en aquellos casos en los que la estructura puede llegar a experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo de manera directa en el amortiguamiento efectivo.

El espectro de demanda, en definitiva, representa la acción sísmica de la zona de estudio, a través del espectro del diseño con un amortiguamiento viscoso del 5%, aunque su valor puede ser inferior para niveles de amortiguamiento efectivo superiores. De esta forma, es posible tener en cuenta la cantidad de energía disipada debido a la respuesta inelástica de la estructura.

En relación a la energía disipada durante los distintos ciclos histeréticos, esta puede ser representada a través de la siguiente expresión:

$$\epsilon_{eq} = \epsilon_0 + \epsilon_1$$

donde:

$\epsilon_{eq}$ : representa un amortiguamiento viscoso equivalente, asociado a un desplazamiento máximo

$\epsilon_0$ : representa el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente

$\epsilon_1$ : representa el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura en el rango elástico. Usualmente, se toma el valor  $\epsilon_1=0.05$  (5%) para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería.

No obstante, en aquellos casos en los que la estructura presenta una curva de histéresis estable durante su cedencia cíclica, poseen más capacidad para disipar una mayor cantidad de energía que aquellos que, por el contrario, presentan curvas de histéresis con estrechamientos y/o estrangulamientos en el origen, como consecuencia de una disminución considerable tanto de la resistencia como de la rigidez. Este fenómeno es conocido como *efecto pinching*. La manera de considerar esta respuesta de las estructuras menos dúctiles, será mediante un factor de modificación [k], el cual se introduce en la expresión anteriormente expuesta, quedando esta de la siguiente forma:

$$\epsilon_{eff} = k \epsilon_0 + \epsilon_1$$

cuyo valor de  $\epsilon_0$ , es posible obtenerlo a partir de:

$$\epsilon_0 = 1/(4\pi) \times E_D/E_{S0}$$

donde:

$E_D$ : representa la energía disipada por el amortiguamiento histerético, a través de la expresión:

$$E_D = 4 (S_{ay} S_{dpi} - S_{api} S_{dy})$$

$E_{SO}$ : representa la máxima energía de deformación absorbida por la estructura, a través de la expresión:

$$E_{SO} = 1/2 (S_{dpi} S_{api})$$

El documento ATC-40 además, presenta una clasificación de los distintos valores que puede poseer el factor de modificación [k], en función del comportamiento global de la estructura durante los ciclos de histéresis:

Comportamiento de la Estructura	$\epsilon_0$ (%)	k
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - 0.51 \frac{ED/A}{2 E_{SO}}$
Tipo B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - 0.446 \frac{ED/A}{2 E_{SO}}$
Tipo C	-	0.33

donde:

Comportamiento Tipo A: estructuras que presentan curvas de histéresis, razonablemente, completas.

Comportamiento Tipo B: estructuras que presentan una reducción moderada del área de la curva de histéresis.

Comportamiento Tipo C: estructuras que presentan un comportamiento histérico especialmente pobre y además, con una reducción significativa del lazo de histéresis.

Conociendo estos valores, es posible obtener el espectro de demanda reducido mediante la derivación numérica de los factores de reducción espectral, cuyos valores es posible calcular mediante las siguientes expresiones:

$$S_{Ra} = (3.21 - 0.68 \ln(\epsilon_{eff})) / 2.12$$

$$S_{Rv} = (2.21 - 0.41 \ln(\epsilon_{eff})) / 1.65$$

donde los valores de  $S_{Ra}$  y  $S_{Rv}$  son los valores de reducción en el dominio de la aceleración y la velocidad constantes, respectivamente.

Finalmente, conviene realizar una comparativa entre los resultados obtenidos de estas expresiones y los valores mínimos para los mismos, que establece el ATC-40, y que se muestran a continuación:

Comportamiento Estructural	$S_{Ra}$	$S_{Rv}$
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

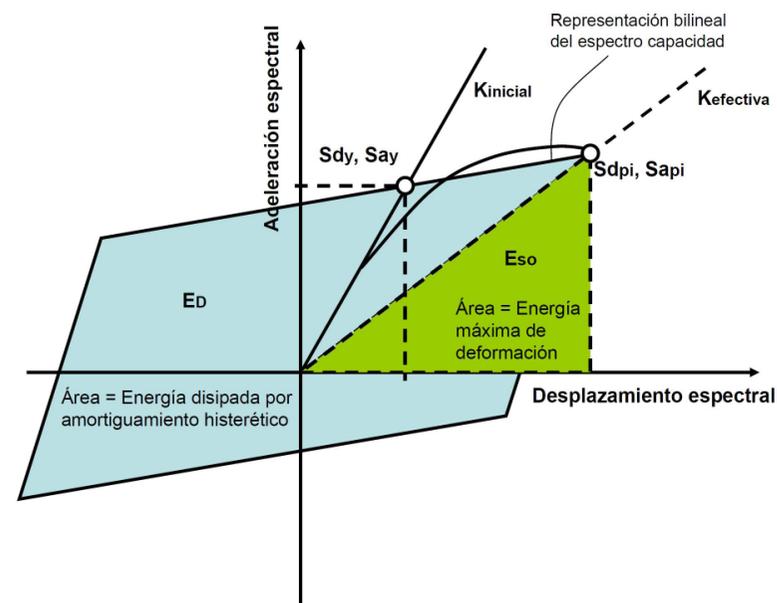


Figura 37. Representación de la energía disipada (Fuente: Moreno, 2006).

## 7.4. Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el desplazamiento máximo experimentado por la estructura tras la ocurrencia de un terremoto (terremoto de demanda). Su valor es posible obtenerlo a través de la superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda donde, el punto en el que ambos se producen la intersección de ambos, es el conocido punto de desempeño [Figura 38].

Los factores de reducción del espectro de demanda dependen, como se ha visto en el apartado anterior, del nivel de no linealidad que presenta la estructura, es decir, de su comportamiento estructural, el cual, por otro lado, está condicionado por su intersección con el espectro de capacidad. Por tanto, el proceso de obtención del punto de desempeño es un proceso iterativo, puesto que su valor debe enmarcarse dentro de unos límites de tolerancia.

Tomando como referencia de nuevo el documento ATC-40 (1996) y, más concretamente, el *Procedimiento A* descrito en él para la obtención del punto de desempeño, los pasos a seguir son los que se muestran a continuación:

Paso 1: Obtención del espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento)

Paso 2: Transformación de la curva de capacidad en espectro de capacidad.

Paso 3: Selección de un primer punto definido por  $(A_{pi}, D_{pi})$ . Este primer punto del proceso iterativo debe ser aquel que, siguiendo con la pendiente inicial de la curva de capacidad, corte con el espectro de respuesta.

Paso 4: Transformación del espectro de capacidad en una representación bilineal del mismo para de esta forma, poder determinar el amortiguamiento efectivo y así conseguir, una reducción del espectro de demanda coherente. Para ello, es importante tener en cuenta que, el área bajo y sobre la curva de capacidad deben ser iguales.

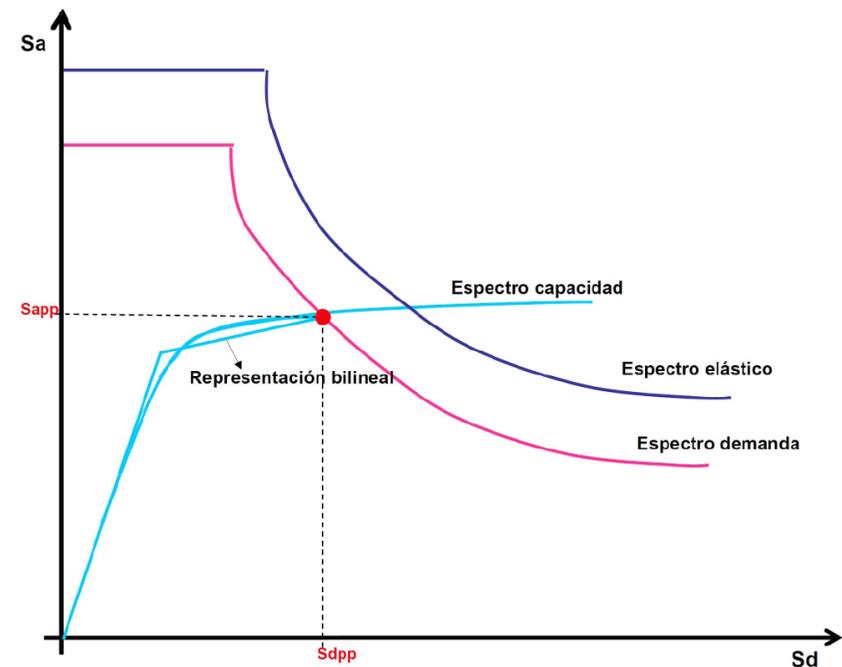
Paso 5: Cálculo de los factores de reducción del espectro de demanda [ $S_{Ra}$  y  $S_{RV}$ ].

Paso 6: Superposición de los espectros de capacidad y demanda sobre un mismo gráfico.

Paso 7: Comprobación si el valor de  $d_{pi}$  está dentro del intervalo de tolerancia. En este sentido, el ATC-40 establece el siguiente rango de tolerancia:

$$0.95 d_{pi} \leq d_{pi} \leq 1.05 d_{pi}$$

El proceso deberá repetirse en aquellos casos en los que el valor de  $d_{pi}$  no se encuentre dentro del rango de tolerancia establecido, para lo cual, será necesario seleccionar un nuevo punto y repetir el proceso anteriormente descrito.



**Figura 38.** Superposición del espectro de capacidad y su representación bilineal, el espectro de demanda y el espectro elástico para determinar el punto de desempeño (Fuente: Moreno, 2006).

## 7.5. Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad de una estructura representan gráficamente, la probabilidad de alcanzar o incluso, superar un determinado estado de daño como consecuencia de una acción sísmica. Estas curvas, además, se deben construir a partir de una variable que caracteriza la acción sísmica como puede ser la aceleración pico efectiva [PGA], la velocidad pico efectiva [PGV], el desplazamiento espectral [ $S_d$ ] o la aceleración espectral [ $S_a$ ].

Una de las metodologías desarrolladas para la obtención de las curvas de fragilidad fue definida por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias o FEMA por sus siglas en inglés a través del programa HAZUS, donde se ofrece información especialmente relevante para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un determinado territorio.

Entre toda la información dada, se incluyen las curvas de fragilidad para cuatro niveles de diseño; pre-norma, bajo, moderado y alto, las cuales se suponen, siguen una distribución de probabilidad tipo lognormal. Con todo ello, las curvas de fragilidad se definen a través de la siguiente expresión:

$$P[ED \geq ED_i] = \Phi [1/\beta_{ED} \times \ln(S_d/S_{dED})]$$

donde:

$S_{dED}$ : representa el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%.

$\beta_{ED}$ : representa la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado límite de daño.

$\Phi$ : representa la función de distribución normal estándar acumulada.

$S_d$ : representa el desplazamiento espectral.

Con respecto a los posibles valores tanto del desplazamiento espectral medio [ $S_{dED}$ ] como de desviación estándar [ $\beta_{ED}$ ], son dados en el propio documento para un total de 36 tipologías de edificios, basados estos en ensayos experimentales. No obstante, en la metodología HAZUS, los valores medios se definen en términos de las derivas del edificio, los cuales, por otro lado, es posible

convertirlos en desplazamientos espectrales a través de la siguiente ecuación:

$$S_{dED} = \delta_{ED} \alpha_2 H$$

donde:

$S_{dED}$ : representa el valor medio del desplazamiento espectral de los distintos componentes estructurales para el estado de daño.

$\delta_{ED}$ : representa la deriva de el umbral del estado de daño.

$\alpha_2$ : representa la fracción de la altura del edificio en el que se localiza el desplazamiento del modo pushover.

H: representa la altura total del edificio.

Por tanto, es posible definir cada curva de fragilidad mediante un valor medio del parámetro de demanda como, por ejemplo, el desplazamiento espectral medio,  $S_{dED}$ , correspondiente al umbral de un determinado estado de daño y por la variabilidad asociada con el mismo.

Por otro lado, la estimación completa de las desviaciones [ $\beta_{ED}$ ] requiere disponer de datos específicos en cuanto a daños para los distintos desplazamientos espectrales, desde el nivel de daños más bajo [sin daños] hasta el más elevado, es decir, aquellos para los cuales la probabilidad de colapso de la estructura es equivalente a la unidad. Sin embargo, la metodología HAZUS, como se dijo anteriormente, proporciona curvas de fragilidad para un elevado número de tipologías de estructuras.

## 7.6. Umbrales de estados de daño

El daño esperado que puede sufrir un edificio durante un episodio sísmico depende tanto de su capacidad como de su fragilidad, los cuales, por otro lado, son variables que están estrechamente vinculados entre sí. Existen distintas metodologías para la determinación de los valores y/o umbrales de daño, sin embargo, destaca el método propuesto por Lagomarsino y Penna en 2003 para el proyecto Risk-UE llevado a cabo por la Comisión Europea.

Se trata de un método simplificado el cual permite determinar los distintos

umbrales de daño en función del desplazamiento espectral, a partir de la representación bilineal de los espectros de capacidad obtenidos tras la transformación de las curvas de capacidad obtenidos en un análisis pushover.

La propuesta de ambos investigadores se enfoca en la existencia de cuatro estados de daño posible (leve, moderado, severo y completo) [Figura 39], cuya definición y expresión es la siguiente:

-Daño leve: es define como todo aquel daño producido antes de alcanzarse el punto de cedencia.

$$S_{d1} = 0.7 D_y$$

-Daño moderado: queda definido a través del punto de capacidad de cedencia.  
2

$$S_{d2} = D_y$$

-Daño severo: queda definido por el umbral existente entre el punto de cedencia y un segundo punto, no muy alejado del primero de ellos.

$$S_{d3} = D_y + 0.25 (D_u - D_y)$$

-Daño completo: en este caso, la estructura alcanza un nivel de daño próximo al colapso, aunque sin alcanzarlo.

$$S_{d4} = D_u$$

A pesar de las ventajas que presenta el método simplificado de Lagomarsino y Penna, es importante tener en cuenta que, tanto el valor 0.7 de la expresión dada para daño leve como el valor de 0.25 de la expresión para daño severo provienen de un juicio experto.

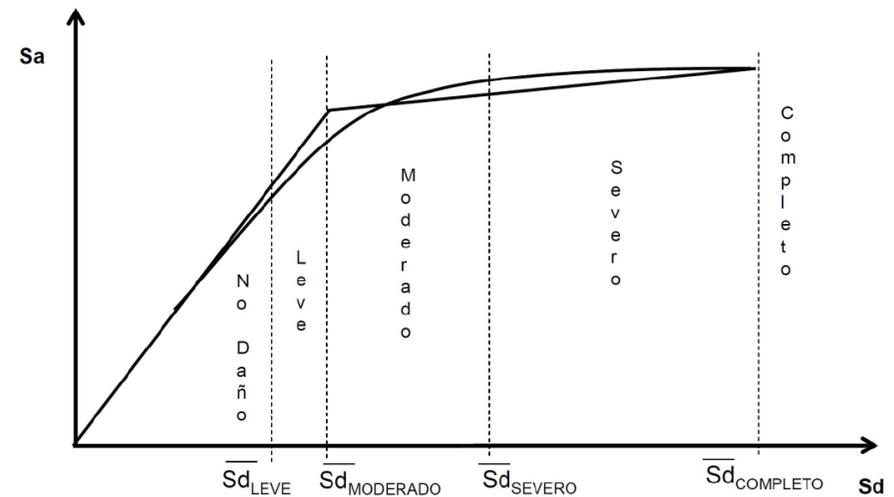


Figura 39. Umbrales de daño adoptados por Risk-UE (Fuente: Moreno, 2006).

### 7.7. Matrices de probabilidad de daño

Una vez obtenidas las curvas de fragilidad de la estructura objeto de estudio, es posible determinar la probabilidad de ocurrencia de cada uno de los estados de daño definidos y, por consiguiente, definir las matrices de probabilidad de daño.

En este sentido, dada una determinada acción sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de, por un lado, el punto de desempeño y, por otro, las curvas de fragilidad correspondientes. Por tanto, es necesario trabajar conjuntamente con las curvas de fragilidad y un parámetro que represente la respuesta de la estructura, por ejemplo, el desplazamiento espectral  $[S_d]$  para, de esta forma, poder determinar las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño [Figura 40].

Así, por ejemplo, la probabilidad de que un estado de daño moderado sea alcanzado para un determinado valor del desplazamiento espectral  $S_d$ , vendrá determinada por la diferencia entre la probabilidad de ocurrencia del daño

moderado menos la probabilidad del estado de daño severo. La expresión que da define esta idea expuesta es la siguiente:

$$P [ED_i / S_d] = P_c ( ED_i / S_d ) - P_c (ED_{i+1} / S_d)$$

donde  $P [ED_i / S_d]$  representa la probabilidad de ocurrencia del estado de daño  $ED_i$  cuando la estructura posee un desplazamiento espectral  $S_d$  y  $P_c (ED_i / S_d)$  representa la probabilidad de excedencia de  $ED_i$  para un  $S_d$ , es decir, la curva de fragilidad correspondiente al  $ED_i$ .

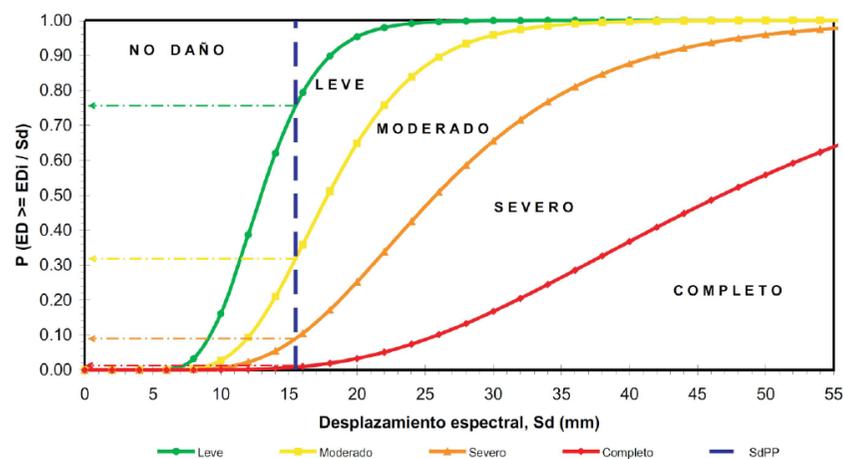


Figura 40. Lectura de los estados de daño en relación a las curvas de fragilidad (Fuente: Moreno, 2006).

### 7.8. Parámetro de daño medio

Una vez realizado todo el proceso descrito hasta el momento y obtenidas las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, es posible considerar terminado el estudio de vulnerabilidad sísmica de una estructura. No obstante, existe un último parámetro que permite cuantificar los resultados obtenidos de manera simplificada. Dicho parámetro, es el parámetro ponderado de daño medio  $[D_M]$ , definido por la siguiente expresión:

$$D_M = \sum_{i=0}^{i=4} i P(i)$$

donde:

$i$ : representa cada uno de los posibles estados de daños, por lo que su valor puede oscilar entre 1 y 4.

$P(i)$ : representa la probabilidad de ocurrencia del estado de daño  $i$ , dado un desplazamiento espectral.

Este nuevo parámetro definido posee distintos intervalos de variación, correspondiente a cada uno de los estados de daño, pudiendo utilizarse, además, para la representación de escenarios de riesgo sísmico para una determinada región y tipología constructiva, lo cual resulta especialmente útil, puesto que permite asentar las bases para la definición de planos de emergencia en caso de sismo de una ciudad o territorio. Dichos intervalos de variación son:

Estado de daño	Intervalo de Variación
No daño	$0 \leq D_M < 0.5$
Leve	$0.5 \leq D_M < 1.5$
Moderado	$1.5 \leq D_M < 2.5$
Severo	$2.5 \leq D_M < 3.5$
Completo	$3.5 \leq D_M < 4.0$

### 7.9. Pasos a seguir en el cálculo

Teniendo en cuenta los apartados anteriores, es posible resumir los pasos a seguir en el proceso de cálculo de la vulnerabilidad sísmica, de la siguiente manera:

- 1- Modelización del edificio caso de estudio mediante el software 3Muri teniendo en cuenta la correcta distribución de masas y rigideces de los elementos ( ver capítulo *Modelización mediante software 3Muri*).

2- Cálculo de modos y frecuencias a través de un análisis modal del edificio mediante el software 3Muri (ver Tabla 01).

3- Obtención de la curva de capacidad del edificio mediante ejecución de un análisis pushover sobre el edificio modelado ( ver Figuras 57 y 58).

4- Transformación de la curva de capacidad obtenida tras el análisis pushover en espectro de capacidad (ver Figura 59).

5- Construcción de una representación bilineal del espectro de capacidad para de esta forma, determinar el amortiguamiento efectivo y tener, por otro lado, una adecuada reducción del espectro de demanda (ver Figura 59).

6- Cálculo de los diferentes umbrales de daño del edificio a través de las ecuaciones propuestas por Lagomarsino y Penna en el Proyecto Risk-UE (ver Tabla 03).

7- Obtención de las curvas de fragilidad del edificio correspondientes a cada umbral o estado de daño a través del uso de las funciones acumulativas de la distribución de probabilidad lognormal (ver Figura 62).

8- Obtención de la matriz de probabilidad de daño a través de la superposición de las curvas de fragilidad anteriormente obtenidas, y el espectro de demanda (ver Tabla 04).

9- Finalmente, obtención del parámetro de daño medio para, de esta forma, concluir el proceso de análisis y cálculo del edificio, el cual, por otro lado, permitirá obtener una síntesis del resultado obtenido (ver apartado 9.7. *Parámetro de daño medio*).

**Capítulo 8**

---

**MODELIZACIÓN MEDIANTE  
SOFTWARE 3MURI**

## 8.1. Software empleado – 3Muri

La incipiente necesidad de conocer el estado y nivel de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones construidas durante décadas pasadas mediante estructuras de fábrica no reforzada, ha provocado el desarrollo de metodologías diversas para su análisis, así como el desarrollo de softwares especializados en su estudio. Entre ellos, es posible encontrar el programa desarrollado por la Universidad de Génova [Italia], conocido con el nombre comercial 3Muri [Tremuri en su versión de investigación].

El programa 3Muri, diseñado con el objetivo de otorgar una solución integral y modular para el análisis de estructuras de mampostería y mixtas, es un software basado en un modelo no lineal de macroelementos, propuesto por Lagomarsino y Gambarotta en 1997. Partiendo de dicho modelo es posible ejecutar un análisis incremental no lineal con control de fuerza, análisis modal, análisis dinámico con excitación sísmica en la base de la estructura objeto de estudio, así como un análisis pushover [Gambarotta y Lagomarsino, 1997].

Estos macroelementos finitos bidimensionales, los cuales representan los distintos muros de mampostería del edificio, se subdividen a su vez, en varias zonas; los extremos, con un espesor infinitesimal, concentran las deformaciones axiales (efectos axiales y vuelco) y, por otro lado, la zona central donde se localizan las deformaciones tangenciales, correspondientes prácticamente a su totalidad, a la altura del panel. En cuanto a los grados de libertad [gdl] de cada una de estas zonas, la primera de ellas (extremos del elemento) poseen 3 gdl, mientras que la zona central presenta 2 gdl, por lo que los grados de libertad correspondientes al total del elemento, se eleva a 8 gdl [3Muri User Manual].

Las partes resistentes del muro se consideran nodos bidimensionales rígidos con dimensiones finitas, a los que se conectan los macroelementos, los cuales transfieren las acciones a lo largo de los tres grados de libertad del nivel, en cada nodo incidente. En la descripción de cada muro individual, los nodos se identifican mediante un par de coordenadas [x, z] en el nivel del muro. La altura [z] corresponde a la de las estructuras

horizontales. A través de la división de los elementos en nodos, es posible comparar el modelo de muro al de un plano de armazón [3Muri User Manual]. En relación a la definición de los macroelementos, no solo es preciso definir sus características geométricas, sino también el módulo de cortante, la rigidez axial, el módulo de cortante, la rigidez axial, la resistencia a cortante de la obra de fábrica de ladrillo, el coeficiente adimensional que controla la deformación inelástica, el coeficiente global de fricción, así como el factor que define y controla la fase de ablandamiento [Galasco et al., 2004].

Con todo ello, el modelo implementado permite representar cada uno de los principales mecanismos de fallo en el plano de la estructura de fábrica, es decir, el vuelco por flexión y el deslizamiento por cortante con fricción. El primero de ellos, es modelado a través de un contacto elástico monolateral en los extremos del macroelemento. El desplazamiento por cortante, sin embargo, es descrito mediante una componente de deformación inelástica la cual considera tanto los efectos de daño como de fricción. El modelo considera, a través de ciertas variables internas, la evolución del daño por desplazamiento, el cual, por otro lado, controla el deterioro tanto de la resistencia como de la degradación de la rigidez [Gambarotta y Lagomarsino, 1997].

## 8.2. Modelado del edificio Hotel Colón mediante 3Muri

Previamente al modelado del edificio, conviene identificar los distintos paños de fábrica portantes del mismo, así como los forjados, encargados de recibir las cargas y transmitir las hasta los elementos portantes verticales, sus características geométricas, propiedades mecánicas, etc.

Igualmente, resulta importante conocer la representación que, de estos elementos y su unión, realiza el propio software. En relación a ello, el programa 3Muri define como pilares y dinteles conectados entre sí por áreas rígidos (nodos) cada uno de las paredes del edificio; los pilares son definidos como paredes con longitud y altura igual a la altura adyacente a las aberturas de puertas y ventanas, mientras que los dinteles son un parte de dicha pared que une, en dirección horizontal, las paredes en un mismo plano continuo. Por tanto, las paredes unidas en un mismo plano mediante pilares y dinteles constituyen una pared plana [Galasco et al., 2004].

A continuación, se describen cada uno de los pasos llevados a cabo durante el proceso de modelización y análisis realizado en el presente trabajo de investigación.

### 8.2.1. Pasos previos al modelado

Antes de iniciar el modelado del edificio objeto de análisis, es necesario conocer, de la manera más exhaustiva posible, su estado inicial, así como las posibles intervenciones y/o transformaciones en décadas posteriores, sus características constructivas, el esquema estructural del mismo, así como su funcionamiento, etc., lo cual permitirá trabajar sobre un modelo fiel a la realidad del inmueble. Una valiosa información que, en este caso, se ha obtenido a través de la consulta de distintos archivos históricos, proyectos de rehabilitación aún conservados en el Colegio Oficial de Arquitectos de Granada, así como al propio arquitecto encargado de algunos de ellos, e igualmente, de la bibliografía existente y relacionada no solo con este inmueble sino también, con este importante eje de la ciudad.

Posteriormente, y con la información gráfica obtenida del edificio [plantas, alzados y secciones], conviene realizar plantillas en formato DWG o DXF correspondientes a cada uno de los niveles, ambos compatibles con el software 3Muri, lo cual permitirá un modelado más rápido y preciso del mismo.

Una vez realizados estos pasos previos, es el momento de iniciar el modelado con referencia a la normativa de aplicación, es este caso concreto, el Eurocódigo 8, ya que es este el primer parámetro a definir al iniciar el programa [Figura 41].

### 8.2.2. Definición geométrica

Definida la normativa de aplicación, así como el estado del edificio [existente o nuevo], el siguiente paso a realizar es el de importar el archivo DXF o DWG correspondiente al primer nivel [planta baja], para después, desde el apartado 'Walls', definir las líneas que representan las paredes [Figura 42], imprescindibles para la definición de los paneles de fábrica, vigas, pilares y tirantes.



Figura 41. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

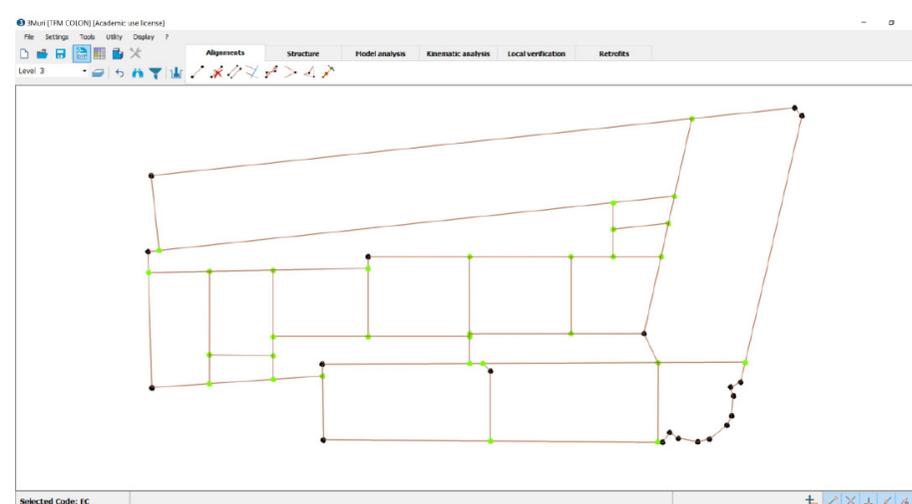


Figura 42. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

Estas paredes representan la síntesis, tomando como base la información de la plantilla elaborada de la estructura a modelar y sus distintos elementos, tanto en el plano vertical como horizontal. Una síntesis ya que, posteriormente, será necesario definir todos los aspectos relacionados con los principios de resistencia de cada elemento y material, simplificando, si es necesario, el esquema gráfico del edificio. En el caso del edificio Hotel Colón, el pabellón circular localizado en la intersección de la calle Reyes Católicos y Gran Vía, ha sido simplificado por recomendación, no solo del propio manual de uso del programa sino también, del soporte técnico de S.T.A. DATA, compañía responsable de la comercialización y desarrollo del software 3Muri.

Este proceso de definición de los distintos elementos del primer nivel, debe ser repetido para cada uno de las plantas que posea el edificio, a excepción, de la cubierta, cuya definición integral (geometría, propiedades, materiales, etc.) será definida en el apartado '*Structure*'. Previamente a la definición de un nuevo nivel, será necesario indicar al programa la altura de dicho nivel.

Finalmente, conviene tener clara la diferencia entre cada uno de los distintos tipos de nodos que se van generando a medida que se definen las paredes [Figura 43]:

Tipo 1: tipología correspondiente a los nodos existentes en los extremos de las paredes definidas.

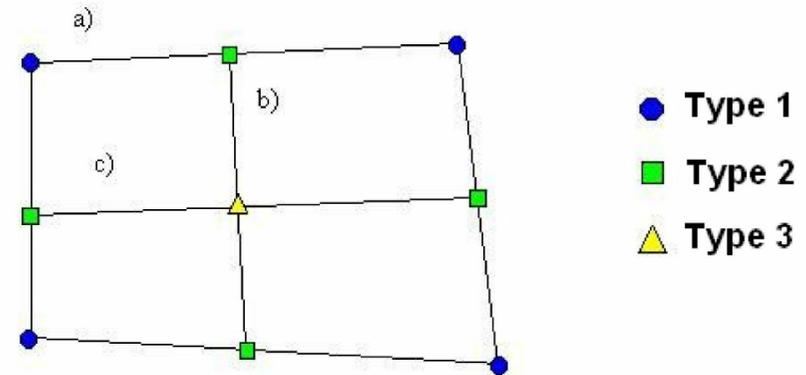
Tipo 2: tipología correspondiente a aquellos nodos iniciales de una nueva pared que se localizan en el interior de una pared ya modelada.

Tipo 3: tipología correspondiente a aquellos nodos generados por la intersección de dos paredes definidas.

### 8.2.3. Definición de la estructura, huecos exteriores e interiores, balcones y cubierta

#### \*Definición de la estructura

Tras la definición de las líneas de paredes correspondientes a cada nivel del



**Figura 43.** Imagen extraída del manual de uso del software 3Muri (Fuente: 3Muri User Manual).

inmueble y desde el apartado '*Structure*', se procede a introducir los parámetros asociados a cada uno de los elementos existentes en el modelo (muro de fábrica, columnas, vigas, etc.) tanto desde el punto de vista de su geometría y propiedades mecánicas, como de su estado (nuevo o existente). Es importante prestar atención a este apartado ya que los resultados obtenidos en el proceso de análisis dependerán de manera directa de los valores aquí introducidos, y una definición incorrecta puede dar lugar a una falta de convergencia del proceso de análisis.

En el caso del edificio Hotel Colón, al tratarse de un edificio existente, todos los materiales tendrán marcados la casilla '*existing*'. En cuanto al resto de parámetros relacionados con sus propiedades mecánicas, algunos de ellos se han extraído de estudios y análisis de temática similar. Sin embargo, otros valores se han definido a partir de las propias recomendaciones que ofrece el programa en función del nivel de conocimiento acerca del estado del material en el momento del análisis.

Definidos todos los materiales existentes en el modelo [Figura 44], el siguiente paso consistirá en la modelización de los elementos portantes que conforman la estructura del edificio Hotel Colón, es decir, muros de fábrica, columnas de acero y vigas de acero. A continuación, y de manera similar, se procederá a la definición de las propiedades geométricas y mecánicas de los planos horizontales de forjado según la descripción expuesta en el *Capítulo 5. Caso de estudio: el edificio Hotel Colón*, del presente trabajo, y a su modelización, donde se deberá prestar atención a la dirección correspondiente a cada paño de forjado [Figura 45].

No obstante, previamente a su modelización, se deberán definir igualmente, las cargas sobre cada forjado, tanto permanentes [Gk] como variables [Qk], las cuales puede combinarse según los coeficientes  $[\psi_2 - \psi_0]$  indicados por la normativa de aplicación.

**\*Modelización de huecos exteriores e interiores**

Modelados tanto los elementos portantes verticales como los horizontales, es momento de proceder a la modelización de los huecos tanto exteriores como interiores con los que cuenta el edificio. Para ello, desde el icono 'Opening', se definen sus dimensiones [altura, altura desde rasante y ancho], así como la manera de inserción del mismo:

- Mediante el punto central del hueco
- Mediante los puntos extremos del hueco

Otra de las destacadas opciones que nos ofrece el programa 3Muri para la modelización de los huecos es la posibilidad de definir los posibles cercos alrededor de los mismos, pudiendo ser definidos como elementos de hormigón o acero. En el caso del edificio Hotel Colón no se han definido cercos de ningún tipo por la imposibilidad de confirmar su existente y materialidad [Figura 46].

**\*Modelización de balcones**

De manera similar al modelado de los huecos sobre los paneles de fábrica,

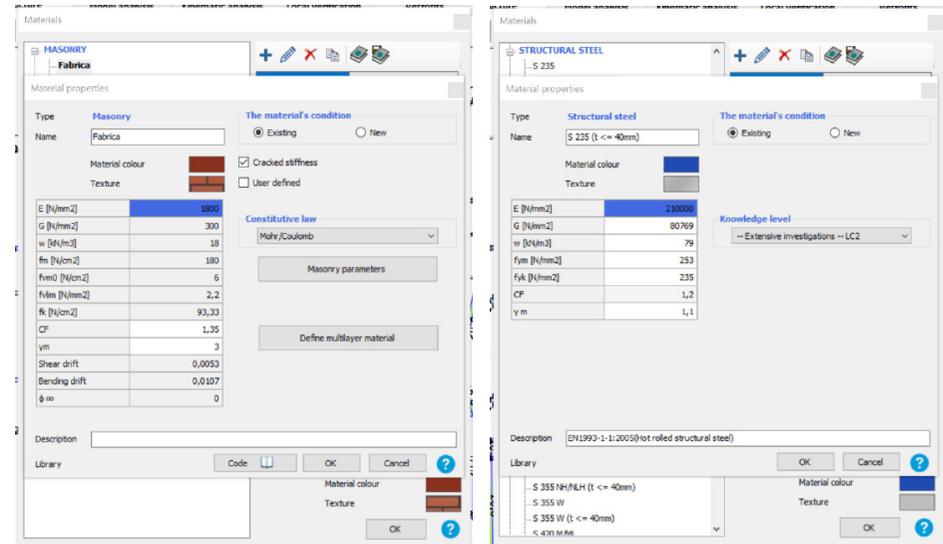


Figura 44. Imágenes extraídas del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

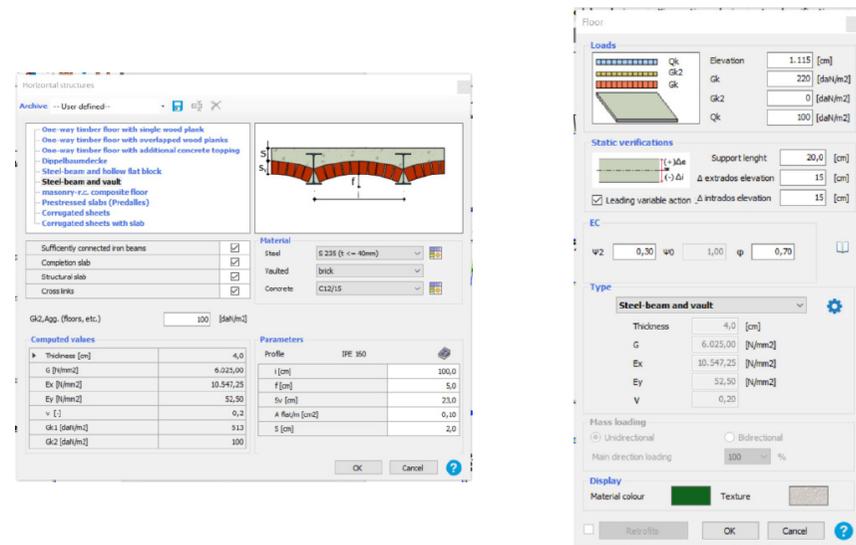


Figura 45. Imágenes extraídas del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

se procede a modelar los distintos tipos de balcones que posee el edificio, ya que su dimensión varía según el nivel en el que se localice. Los parámetros a definir serán, además de los geométricos [altura, altura sobre forjado y ancho], los referentes a las cargas sobre el mismo, e igualmente, los coeficientes de combinación de cargas establecidos en el Eurocódigo. La manera de insertarlos sobre el modelo se realiza exactamente igual que el definido anteriormente, en la modelización de huecos [Figura 47].

**\*Modelización de cubierta**

Finalmente, el modelo del edificio Hotel Colón se verá completado una vez sea modelada la cubierta inclinada del edificio, puesto que la cubierta plana existente en la planta quinta, es modelada exactamente igual, que los forjados interiores del edificio.

El primer paso en su modelación consistirá en la introducción en el modelo de los perfiles de la cubierta, es decir, las distintas líneas dibujadas en la plantilla elaborada y que representa las limatesas, cumbreras, limahoyas y, en definitiva, todas las líneas que perfilan la geometría de cada faldón de la cubierta. Es importante destacar que, todos los pasos a seguir en la modelización de la cubierta inclinada deberán llevarse a cabo desde el apartado 'Roof', dentro del propio apartado de 'Structure', así como las modificaciones pertinentes.

Posteriormente, y de una manera similar al procedimiento expuesto anteriormente para los paños de forjado, se definirán las características constructivas, así como las respectivas cargas soportadas por la misma, y a su modelización exactamente de la misma forma, para lo cual resulta especialmente destacado el paso previo a este, en el que se definen las distintas cotas de cada punto o nodo que conforma el elemento de la cubierta [Figura 48].

**8.2.4. Chequeo del modelo y mallado del mismo**

**\*Chequeo del modelo**

Una vez finalizado la fase de modelización de todos los elementos que conforman la estructura del edificio, resulta especialmente interesante y recomendable,

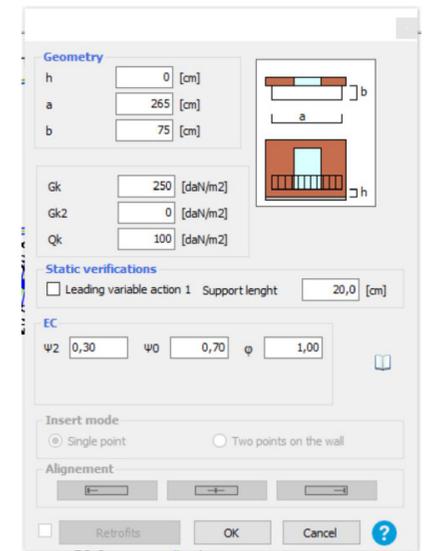
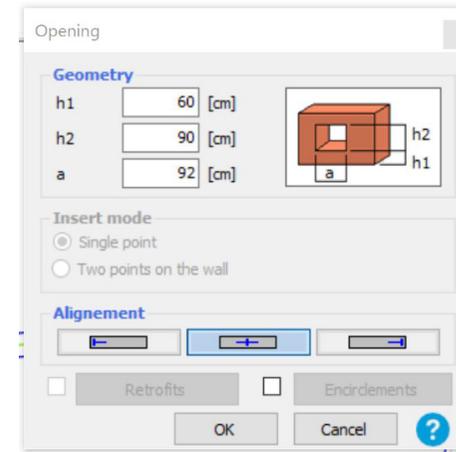


Figura 46. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

Figura 47. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

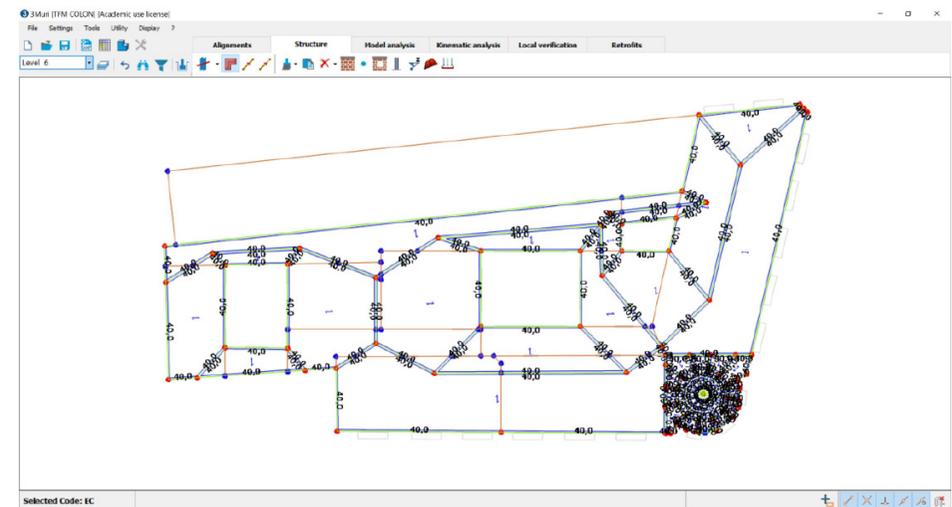


Figura 48. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

realizar un chequeo del mismo, ya que un simple desfase en la inserción de las plantillas correspondientes a cada nivel o un simple error humano durante el proceso, puede provocar resultados alejados de la realidad o incluso, la falta de convergencia durante la fase de análisis.

Para ello, desde el apartado 'Tools', podemos seleccionar los distintos elementos o aspectos a chequear. Las opciones de comprobación ofrecidas por el software son las siguientes [Figura 49]:

-Chequeo de los requisitos mínimos de computación; comprueba lo que el manual del programa define como 'la caja del edificio' para de esta forma, verificar que no existen nodos que pertenezcan a una sola pared.

-Chequeo solapes entre suelos/bóvedas; comprueba la existencia de suelos/forjados solapados para así, poder impedir la inserción de más de una planta en el mismo nivel definido. Igualmente, verifica la existencia de elementos estructurales capaces de soportar las cargas correspondientes a cada nivel en todo su perímetro.

-Chequeo solapes de faldones; comprueba la existencia de faldones de cubierta solapados, para así evitar que el usuario introduzca más de un elemento de faldón en una misma región. Por otro lado, verifica si existen elementos estructurales capaces de soportar el cabeceado a lo largo de todo su perímetro.

-Chequeo de los refuerzos; comprueba el cumplimiento de los refuerzos introducidos en el modelo.

-Chequeo del mallazo de refuerzo; comprueba la adecuación del mallazo de refuerzo, el cual será definido como aceptable siempre que este se encuentre correctamente aparejado y conectado con la estructura.

-Chequeo de los vínculos de refuerzo; comprueba cualquier nodo adicional introducido en el modelo con la definición de los marcos de refuerzo, pudiendo requerir una restricción externa que defina su conexión con la cimentación. Esta comprobación valida, por tanto, la idoneidad de las restricciones de cimentación de las armaduras.

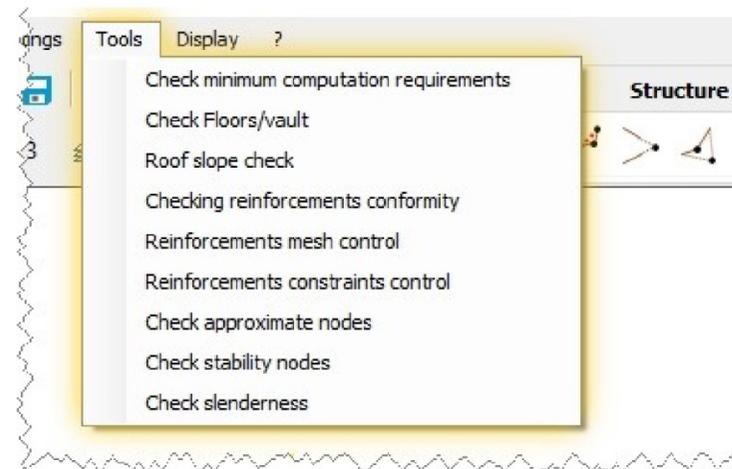


Figura 49. Imagen extraída del manual de uso del software 3Muri (Fuente: 3Muri User Manual).

-Chequeo de proximidad entre nodos; comprueba la existencia de posibles problemas vinculados a la inserción gráfica de un muro que posee un extremo en un punto intermedio de otro muro. En este caso, si el nodo no se encuentra en el muro y la distancia es inferior a la tolerancia, el nodo se resalta.

Por otro lado, permite identificar los problemas vinculados a la inserción gráfica de muros que deben tener un extremo común. Si los nodos no coinciden y la distancia entre ambos es inferior a la tolerancia, entonces el nodo queda resaltado.

-Chequeo de la estabilidad de los nodos; comprueba que no exista labilidad nodal o ausencia de restricciones. Este control es especialmente importante cuando las cimentaciones están situadas a diferente altura o cuando se examinan casos en los que se insertan paneles de muro que surgen en falso sobre las vigas.

-Chequeo de la esbeltez; tras la generación de la malla del edificio, la estructura del muro se divide en pilares y dinteles. Durante el proceso de modelado, en

un intento de seguir fielmente el dibujo, puede darse el caso de que se generen algunos elementos con dimensiones limitadas que en muchas ocasiones, no son capaces de soportar el peso de la estructura que se apoya en los niveles superiores, dando lugar a problemas de inestabilidad. Esta comprobación permite identificar dichos elementos para que el usuario tome las medidas de corrección pertinentes.

**\*Mallado del edificio**

Una vez, que el modelo ha sido completado y chequeado para evitar posibles errores en los resultados finales, se procede al mallado del edificio, a través de una esquematización de los pilares, dinteles y vigas de atado, pudiendo estos ser modificados manualmente, si algunas zonas más completas lo requieren. De esta forma, además de verificarse que todos los elementos funcionan correctamente, se encuentran unidos entre sí.

Tras la generación del mallado, se generan diferentes nomenclaturas en función de cada elemento [paredes, columnas, nodos, etc.]. Posteriormente a este proceso de mallado, será posible proceder al a los distintos tipos de análisis que ofrece el programa.

**8.2.5. Fase de análisis**

**\*Definición de las condiciones sísmicas**

Previamente a la ejecución de los distintos tipos de análisis, es necesario definir las condiciones sísmicas de la zona en la que se encuentra el edificio. Los parámetros a definir son [Figura 50]:

-Verificación a realizar [SD; daños significativos – DL; limitación de daño – NC; proximidad al colapso]

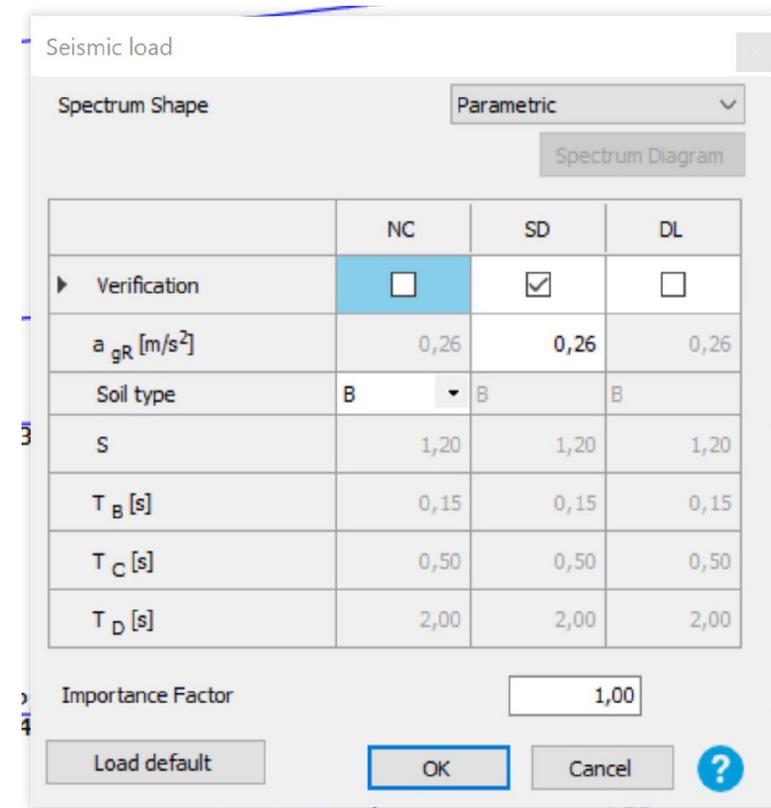
En el caso del edificio Hotel Colón, por tratarse de un edificio de importancia I, únicamente se considerará en el cálculo el estado límite SD [daños significativos] [Anejo Nacional AN/UNE-EN 1998-1].

-El valor  $a_{gR}$ [m/s<sup>2</sup>]

En el caso del edificio Hotel Colón, el valor considerado será el de 0.26 m/s<sup>2</sup> con un suelo tipo B [Vidal et al., 2014].

-El factor de importancia

En el caso del edificio Hotel Colón se considera un valor para el factor de importancia igual a 1



**Figura 50.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

### \*Análisis modal & Análisis Pushover

Definidas las condiciones sísmicas del lugar, es posible ejecutar el análisis modal, donde el primer parámetro a definir será el número de modos de vibración. En este caso, aunque el programa sugiere un número en función del modelo introducido, se han especificado un total de 18 modos de vibración, para de esta forma, poder limitar la cantidad de recursos computacionales requeridos en el proceso, así como el tiempo necesario para su cálculo [Figura 51].

Para concluir la fase de análisis enfocado en la obtención de la curva de capacidad del edificio, se ejecuta el análisis pushover, donde será necesario definir, de nuevo, ciertos parámetros:

-Nivel y nodo de control

En el caso del edificio Hotel Colón, el nivel seleccionado es la quinta planta y el nodo, el número 151 correspondiente a dicho nivel. Esta elección está basada, no solo en las recomendaciones expuestas en el manual del programa, el cual recomienda, utilizar los niveles más altos de la estructura y los nodos centrales, así como el proceso de iteraciones realizado hasta alcanzar resultados coherentes y satisfactorios. Al seleccionar esta tipología de nodo de control, la curva de capacidad obtenida será dibujada teniendo en cuenta únicamente, el desplazamiento del nodo de control.

-Dirección del sismo

En el caso del edificio Hotel Colón, se considerarán todas las direcciones sin excentricidad y con una distribución de las cargas modal.

Igualmente, será necesario definir otros parámetros como el nivel de tolerancia, el desplazamiento máximo, el número máximo de iteraciones, etc. [Figura 52].

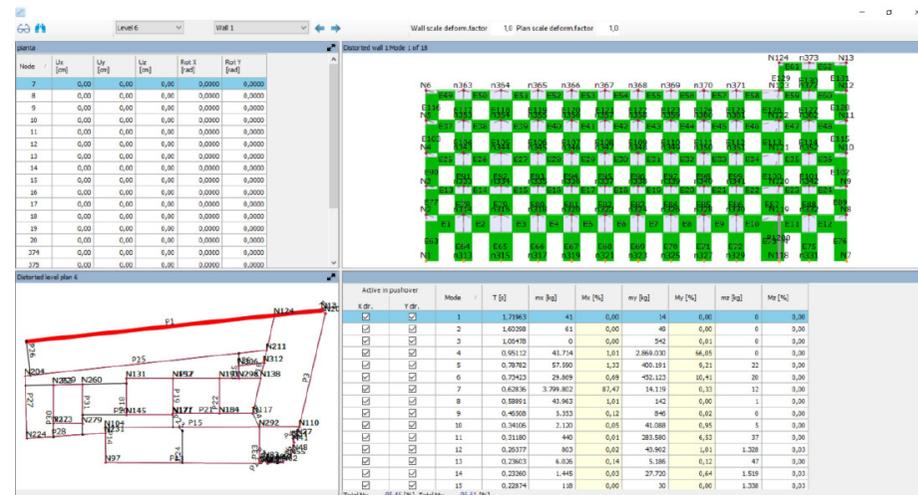


Figura 51. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

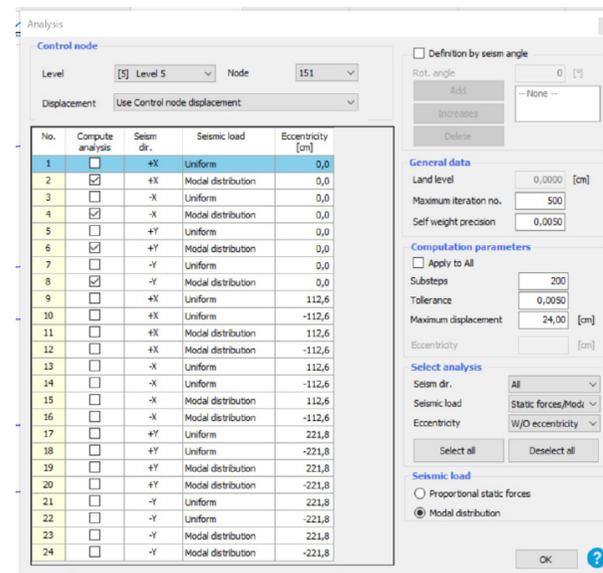


Figura 52. Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio (Fuente: Propia, 2022).

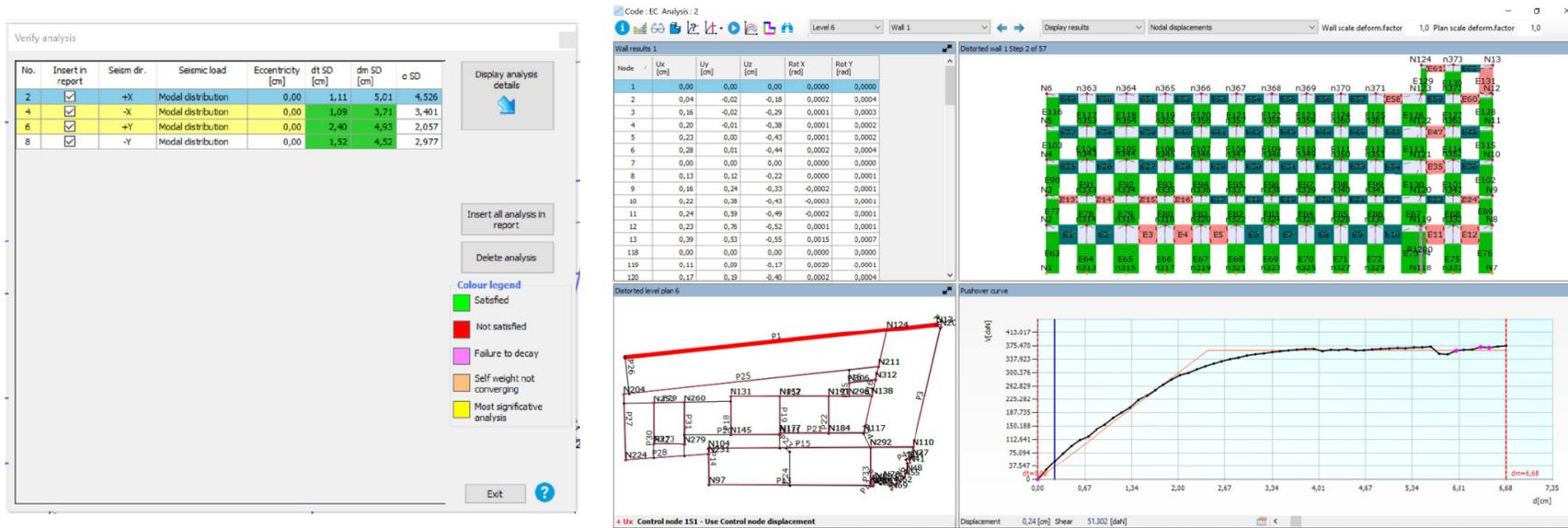


Figura 53. Imagen extraída del software 3Muri tras el análisis pushover del edificio Hotel Colón, donde es posible observar la curva de capacidad del mismo (Fuente: Propia, 2022).

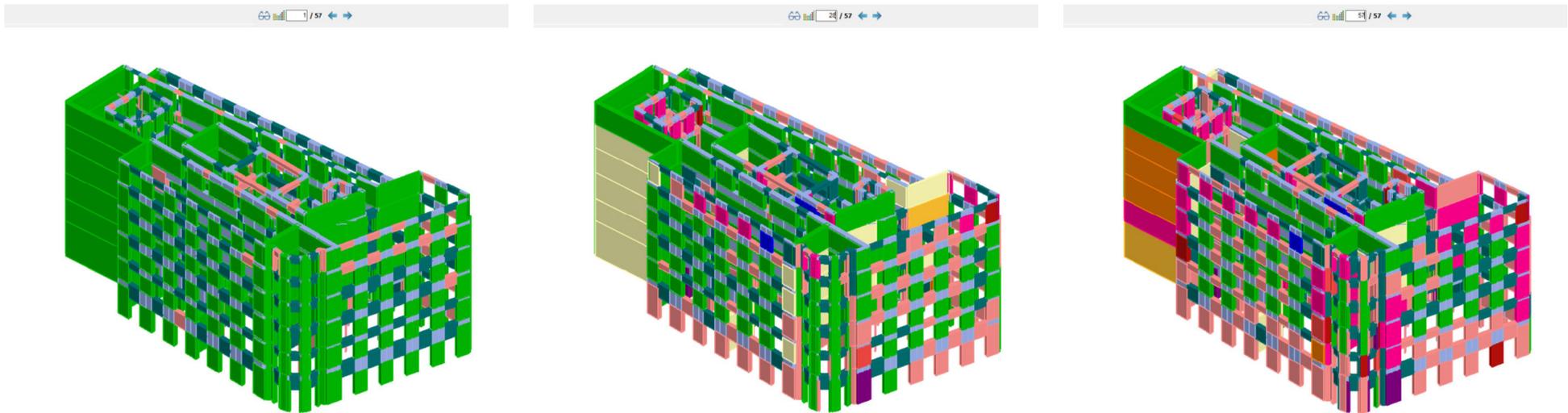


Figura 54. Imagen extraída del software 3Muri tras el análisis pushover del edificio Hotel Colón (a) Step 1 (b) Step 28 (c) Step 57 (Fuente: Propia, 2022).

**Capítulo 9**

---

**ANÁLISIS Y RESULTADOS**

## 9.1 Modelos numéricos de cálculo

Los requisitos y limitaciones de daño y no colapso, así como las posibles metodologías a emplear en el análisis sísmico de las estructuras, vienen descritos en las normativas vigentes tanto en el ámbito nacional como internacional, e igualmente, el propio objetivo final que se pretende alcanzar a través de ellos:

*(...) La presente Norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable (...) [NCSE-02, 2009]*

*(...) La Norma EN 1998 se aplica al proyecto y a la construcción de edificios y obras de ingeniería civil en regiones sísmicas. Su objetivo es asegurar que, en caso de terremoto: (1) se protejan las vidas humanas, (2) se limite el daño y (3) las estructuras importantes para la protección civil continúen operativas (...) [EC-08, 2018]*

No obstante, este mismo estudio realizado sobre edificios de carácter histórico y/o patrimonial adquiere mayor dificultad puesto que el técnico-investigador debe afrontar, además de estos requisitos impuestos por la norma, otros aspectos esenciales asociados a esta casuística como, por ejemplo, el conocimiento suficiente de las técnicas y materiales de construcción de épocas pasadas, la correcta comprensión del comportamiento estructural del edificio tras, posiblemente, diversas fases de transformación, la capacidad de reconocimiento de los valores intrínsecos que deben prevalecer tras un suceso sísmico, etc.

En relación a ello y a los posibles métodos y modelos aplicados en el análisis y estudio de edificios históricos, destaca especialmente, por tratarse de un método más refinado, el método de los elementos finitos. Igualmente, existen otros métodos de análisis simplificados como lo son los modelos de macroelementos, los modelos de elementos rígidos y/o análisis límite [Moreno, 2006] [Peña, 2010].

Existen, por tanto, dos grandes vertientes desde la cual emprender el análisis

sísmico de las estructuras; por un lado, los métodos basados en microelementos y, por otro, los basados en macroelementos:

**\*Microelementos:** el funcionamiento de los modelos de microelementos se basa en la reproducción del comportamiento global de un determinado material compuesto a través de un proceso de discretización basada esta, en el método de los elementos finitos, e incorporando igualmente, las leyes constitutivas no lineales de cada uno de los materiales del compuesto. Todo este proceso de análisis a través de microelementos aplicados en materiales como el hormigón o la fábrica de ladrillo requiere una enorme fuente de recursos computacionales debido, especialmente, al proceso de discretizaciones densas y métodos iterativos para el cálculo final de sistemas de ecuaciones no lineales. En el caso de estructuras de fábrica, su uso queda limitado, además, al análisis de paneles individuales o muros con escaso número de aberturas, y a los posibles efectos locales inducidos, por ejemplo, por una carga concentrada.

El esfuerzo computacional y de recursos suele ser tan elevado que, en la mayoría de los casos, se opta por otros métodos simplificados, los cuales permiten realizar el análisis de grandes estructuras a través de sus propias hipótesis simplificadoras que, en algunas ocasiones, pueden incluso no cumplirse.

**\*Macroelementos:** en el caso de los modelos de macroelementos, estos parten de la consideración de los paneles de fábrica como un material continuo con una determinada ecuación constitutiva, incluyendo una relación tensión-deformación junto a un criterio de rotura. Durante años se han ido sucediendo distintos modelos de macroelementos aplicados tanto en estructuras de hormigón como de obra de fábrica, destacando especialmente, el modelo propuesto por Brencich y Lagomarsino en 1998, el cual parte de la representación de una estructura, con el objetivo de obtener su capacidad sísmica a través de un análisis estático no lineal, incorporado al software 3Muri (Tremuri, en su versión de investigación).

## 9.2. Modelización del edificio y características mecánicas

El modelo del edificio objeto del presente trabajo de investigación parte de una simplificación en algunos de sus elementos, especialmente, en el pabellón

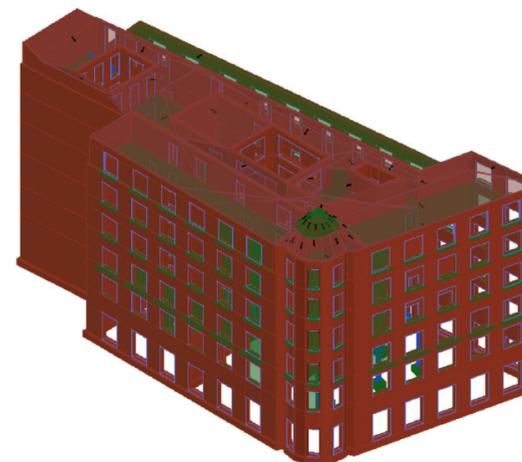
circular y su cubierta, situado en la esquina entre la calle Reyes Católicos y Gran Vía de Colón, por recomendación, no solo del propio manual del software consultado, sino también por el equipo técnico del mismo el cual ha revisado el modelo en varias ocasiones [Anexo 1].

En cuanto a las soluciones constructivas, se han seguido por completo las descritas en el *Capítulo 5. Caso de Estudio: El edificio hotel Colón*, concretamente, el apartado 5.5. *Caracterización constructiva y estructural del edificio Hotel Colón*, teniendo en cuenta, por tanto, los elementos incorporados en cada una de las diferentes transformaciones descritas en dicho capítulo, entre las que destaca principalmente, el vaciado de la planta baja y la incorporación de pilares y vigas de acero laminado para una mayor diafanidad. El modelo del edificio incluye, por tanto, el nivel de planta baja, dedicado en la actualidad a uso comercial textil, las siguientes cuatro plantas de altura variable y, finalmente, la planta abuhardillada y la cubierta conformada a través de una estructura de cerchas de madera [Figura 55 – Figura 56].

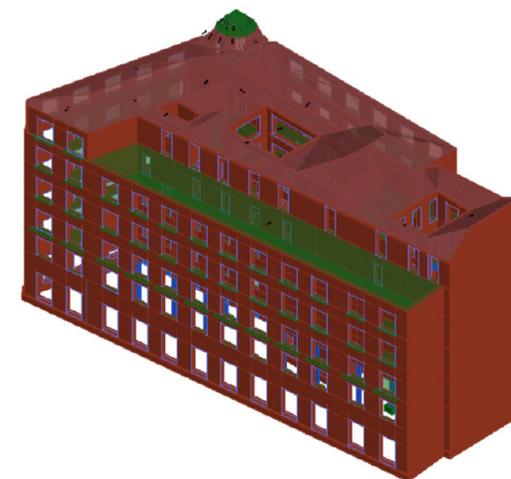
En cuanto a los materiales empleados en el modelo y sus características mecánicas, cuya definición resulta imprescindible para el análisis del comportamiento del edificio, estas se han definido teniendo en cuenta tanto las características constructivas y sus materiales, así como las propias recomendaciones del software empleado, contrastándose dichos valores igualmente, a través de la consulta de trabajos de investigación y fuentes bibliográficas sobre estudios centrados en casos de estudios de características similares [Moreno, 2006] [Zalabardo, 2018]. Con todo ello, las características mecánicas de cada uno de los materiales usados en el análisis son:

\*Propiedades mecánicas de los paneles de obra de fábrica

Parámetro	Valor Asignado
Módulo elástico	1800 MPa
Módulo cortante	300 MPa
Resistencia a cortante	0.06 MPa
Resistencia a compresión	1.8 MPa
Peso específico	1800 kg/m <sup>3</sup>



**Figura 55.** Imagen del modelado 3D del edificio mediante el software 3Muri (Fuente: Propia, 2022).



**Figura 56.** Imagen del modelado 3D del edificio mediante el software 3Muri (Fuente: Propia, 2022).

\*Propiedades mecánicas de los pilares y vigas de acero

Parámetro	Pilar metálico	Viga metálica
Perfil metálico	IPE 400	IPE 400
Módulo elástico	2.1E5 MPa	2.1E5 MPa
Área	0.003446 m <sup>2</sup>	0.003446 m <sup>2</sup>
Momento de Inercia <sub>x</sub>	13.18E-6	13.18E-6
Momento de Inercia, <sub>y</sub>	23.13E-5	23.13E-5

### 9.3. Propiedades modales

A través de un análisis modal del edificio es posible obtener las propiedades modales correspondientes a los 3 primeros modos de vibración del mismo, entre ellos el periodo fundamental y/o el porcentaje de participación de masa en cada una de las direcciones consideradas durante el análisis pushover. Existen, por tanto, tres modos de vibración con objeto de desplazar la masa perteneciente

a la estructura: traslación en la dirección transversal (primer modo), traslación en la dirección longitudinal (segundo modo) y, finalmente, un desplazamiento rotacional (tercer modo).

Posteriormente a la introducción de los distintos valores que definen las características mecánicas de los diferentes materiales y elementos existentes en el modelo, así como los que definen la acción sísmica, y tras ejecutar el análisis modal, el software nos proporciona una tabla con los siguientes datos [Tabla 01]:

donde:

T(s): representa el periodo fundamental

M<sub>x</sub>(kg): representa la masa participante en la dirección X

M<sub>x</sub> (%): representa el porcentaje de participación de masa en la dirección X

M<sub>y</sub> (kg): representa la masa participante en la dirección Y

M<sub>y</sub> (%): representa el porcentaje de participación de masa en la dirección Y

M<sub>z</sub>(kg): representa la masa participante en la dirección Z

M<sub>z</sub> (%): representa el porcentaje de participación de masa en la dirección Z

Modo	T(s)	M <sub>x</sub> (kg)	M <sub>x</sub> (%)	M <sub>y</sub> (kg)	M <sub>y</sub> (%)	M <sub>z</sub> (kg)	M <sub>z</sub> (%)
1	1.76106	43	0	31	0	0	0
2	1.64199	72	0	83	0	0	0
3	1.09404	3	0	1.089	0.02	0	0

**Tabla 01.** Propiedades modales del edificio obtenidas mediante el software 3Muri (Fuente: Propia, 2022).

## 9.4. Curva de capacidad & Espectro de Capacidad

Tras el modelado del edificio con el software 3Muri y la realización del análisis pushover sobre la estructura, cuyo patrón de fuerzas aplicado se corresponde con el modo de vibración seleccionado es posible obtener la curva de capacidad del edificio.

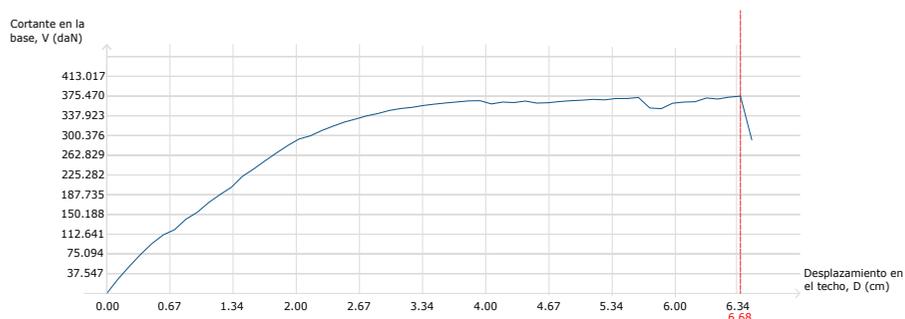
Los resultados e información resultante tras el análisis, va más allá de la curva de capacidad del edificio la cual permite conocer tanto el desplazamiento como el cortante de cada uno de los puntos de dicha curva, sino que igualmente, permite conocer el proceso de daños sufrido en los paneles de mamposterías y demás elementos que componen la estructura, por lo que el análisis del desplazamiento del edificio hasta alcanzar el punto de colapso, resulta sencillo de analizar.

Con todo ello, la curva de capacidad obtenida para el edificio Hotel Colón es la que se muestra a continuación [Figura 57]:

No obstante, para facilitar su lectura y uso en las siguientes fases del proceso de estudio de la vulnerabilidad del edificio, ésta ha sido transformada para así mostrar sus distintos valores en unidades del Sistema Internacional [Figura 58]:

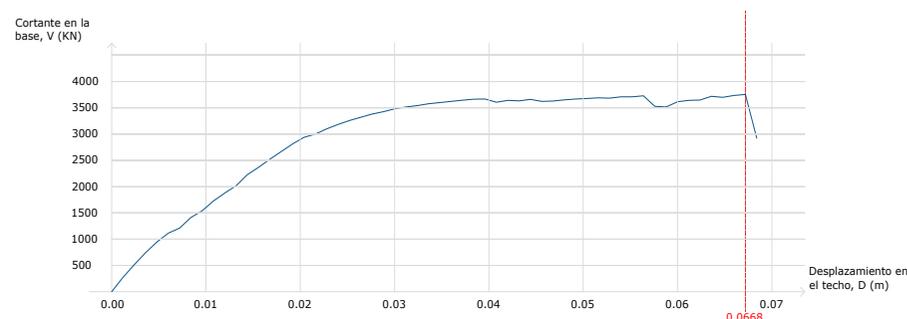
Una vez obtenida esta nueva curva es posible calcular el espectro de capacidad, para lo cual se ha procedido a calcular el valor espectral [Sa & Sd] correspondiente a cada punto de la curva de capacidad, empleando para ello las ecuaciones expuestas en el capítulo 8 Metodología empleada en el análisis, es decir, se ha procedido a transformarla en un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS [Aceleración – Displacement – Response – Spectra] [ATC-40]. El espectro de capacidad obtenido junto al espectro de capacidad bilenal que permite su simplificación son los que se muestran en la Figura 59:

CURVA DE CAPACIDAD (3MURI)



**Figura 57.** Curva de capacidad del edificio obtenida mediante el software 3Muri (Fuente: Propia, 2022).

CURVA DE CAPACIDAD (SI)



**Figura 58.** Curva de capacidad del edificio en unidades del Sistema Internacional (Fuente: Propia, 2022).

### 9.5. Estados de daño & Curvas de Fragilidad

Partiendo de la información obtenida a través del espectro de capacidad bilineal, es decir, de las coordenadas espectrales tanto del punto de cedencia de la estructura como del punto de capacidad última [Tabla 02], es posible determinar los diferentes umbrales de daño del edificio a través de las ecuaciones propuestas por Lagomarsino y Penna en el Proyecto RISK-UE de la Comisión Europea, expuesta a su vez en el capítulo anterior, concretamente, en el apartado 8.6. *Umbrales de estados de daño*. En este sentido, los parámetros obtenidos son los que se muestran en la Tabla 03.

	Ay(g)	Dy(m)	Au(g)	Du(m)
Coordenadas Espectrales	0.22033804	0.03578204	0.267504	0.14727541

Tabla 02. Coordenadas espectrales del edificio (Fuente: Propia, 2022).

Estado de daño	Fórmula	Valor obtenido (m)
Leve	$S_{d1} = 0.7 D_y$	0.025047428
Moderado	$S_{d2} = D_y$	0.03578204
Severo	$S_{d3} = D_y + 0.25 (D_u - D_y)$	0.063655382
Completo	$S_{d4} = D_u$	0.14727541

Tabla 03. Desplazamientos espectrales correspondientes cada uno de los estados de daño (Fuente: Propia, 2022).

Por otro lado, es posible representar dichos valores gráficamente sobre el espectro de capacidad para poder así, igualmente, determinar los umbrales y su impacto sobre el mismo [Figura 60]:

El siguiente paso en el proceso de estudio será el de calcular las distintas curvas de fragilidad correspondientes a cada umbral o estado de daño. No obstante, para ello será necesario identificar los parámetros que definen dichas curvas, lo cual es posible obtener a través de la *tabla 5-10 Building Capacity Cruves – Pre-Code Seismic Design Code level*, publicada en el documento *Hazus*

#### ESPECTRO DE CAPACIDAD - BILINEAL

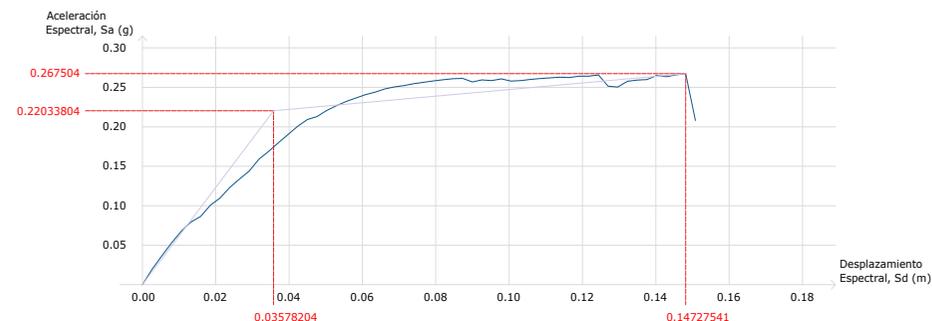


Figura 59. Espectro de capacidad & espectro de capacidad bilineal del edificio (Fuente: Propia, 2022).

#### ESPECTRO DE CAPACIDAD - ESTADOS DE DAÑO

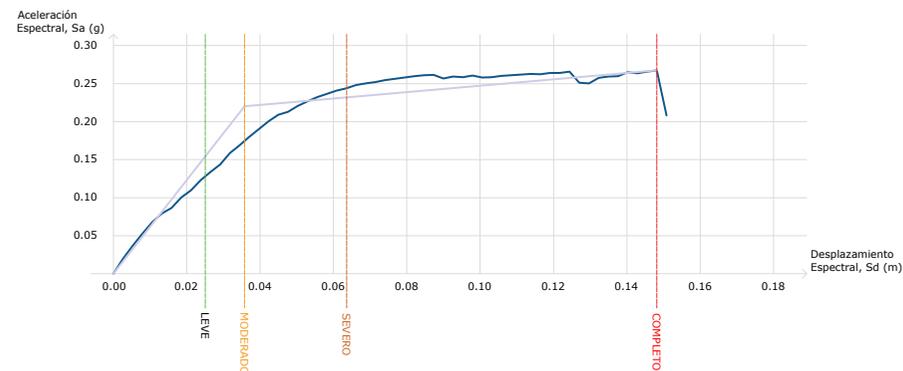


Figura 60. Representación de los diferentes umbrales de daño sobre el espectro de capacidad & espectro de capacidad bilineal del edificio (Fuente: Propia, 2022).

Earthquake Model Technical Manual [FEMA, 2020].

En la mencionada tabla [Figura 61] es posible obtener el valor tanto de los umbrales de daño como de la desviación típica que definen, por otro lado, las funciones acumulativas de la distribución de probabilidades lognormal. Para el caso de estudio del presente trabajo de investigación, estos valores son los que se muestran en la siguiente tabla:

	$S_{d1}$	$\beta_1$	$S_{d2}$	$\beta_2$	$S_{d3}$	$\beta_3$	$S_{d4}$	$\beta_4$
Valor	2.47 cm	0.99	3.63 cm	0.97	6.39 cm	0.90	14.66 cm	0.88

Conocidos estos valores, es posible hallar, mediante el uso del software Matlab, las distintas curvas de fragilidad correspondientes a cada estado de daño [Figura 62]:

### 9.6. Matriz de probabilidad de daño

El análisis de la vulnerabilidad sísmica del edificio se vería completado una vez obtenida la matriz de probabilidad de daño del mismo así como el parámetro de daño medio. Para ello, es necesario tener en cuenta el espectro de demanda, el cual, y según el Eurocódigo 8, sería el siguiente según las distintas tipologías de suelo:

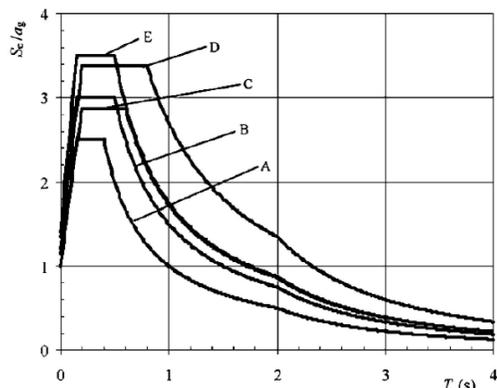


Figura 63. Representación de los distintos tipos de espectro de respuesta expuestos en el Eurocódigo 8 (Fuente: Eurocódigo 8, 2018).

Table 5-15 Structural Fragility Curve Parameters - Pre-Code Seismic Design Level

Building Properties			Inter-Story Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
C3H	1,440	864	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140	1.04	0.73	2.07	0.74	5.18	0.90	12.10	0.95
PC1	180	135	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.43	1.14	0.69	1.14	1.73	1.17	4.73	0.99
PC2L	240	180	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.58	1.14	0.92	1.10	2.31	1.10	6.30	0.93
PC2M	600	450	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	0.96	0.87	1.54	0.83	3.85	0.92	10.50	1.00
PC2H	1,440	864	0.0016	0.0026	0.0064	0.0175	1.38	0.74	2.21	0.76	5.55	0.91	15.12	0.96
RM1L	240	180	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.58	1.20	0.92	1.17	2.31	1.17	6.30	0.94
RM1M	600	450	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	0.96	0.92	1.54	0.89	3.85	0.88	10.50	0.96
RM2L	240	180	0.0032	0.0051	0.0128	0.0350	0.58	1.14	0.92	1.10	2.31	1.15	6.30	0.92
RM2M	600	450	0.0021	0.0034	0.0086	0.0233	0.96	0.90	1.54	0.87	3.85	0.86	10.50	0.96
RM2H	1,440	864	0.0016	0.0026	0.0064	0.0175	1.38	0.75	2.21	0.75	5.55	0.85	15.12	0.94
URML	180	135	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280	0.32	1.15	0.65	1.19	1.62	1.20	3.78	1.18
URMM	420	315	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187	0.50	1.0	1.01	0.97	2.52	0.90	5.88	0.88
MH	120	120	0.0032	0.0064	0.0192	0.0560	0.38	1.12	0.77	1.10	2.30	0.95	6.72	0.97

Figura 61. Tabla 5-15 Structural Fragility Curve Parameters - Pre-Code Seismic Design Level (Fuente: FEMA, 2020).

### CURVA DE FRAGILIDAD

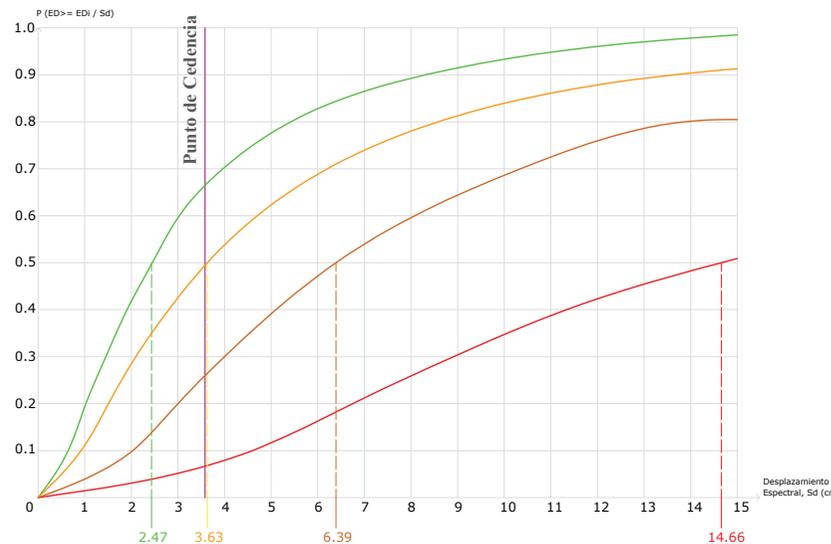


Figura 62. Curvas de fragilidad del edificio (Fuente: Propia, 2022).

No obstante, a través de la investigación desarrollada por F. Vidal y M. Feriche junto a otros investigadores [Vidal et al., 2014], es posible conocer la tipología de suelo de la zona en la que se localiza el edificio objeto de estudio [Figura 64].

Una vez conocido el tipo de terreno existente, es decir, terreno tipo B y definido, por tanto, el espectro de demanda expuesto para el mismo por el documento normativo, es posible obtener el punto de cedencia, el cual, por otro lado, permite definir la matriz de probabilidad de daño [Tabla 04]:

Tipo de daño	Sin daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
Valor obtenido	0.335	0.170	0.235	0.194	0.066

Tabla 04. Matriz de probabilidad de daños del edificio (Fuente: Propia, 2022).

### 9.7. Parámetro de daño medio

Finalmente, para concluir el proceso de análisis y cálculo del edificio, se procede a calcular el parámetro de daño medio, el cual permitirá, además de obtener una síntesis de los valores obtenidos, una mayor facilidad a la hora de concluir cuál es la vulnerabilidad sísmica del edificio Hotel Colón.

En este sentido, el valor obtenido es el siguiente:

$$D_M = \sum_{i=0}^{i=4} i P(i) \quad D_M = 1.486$$

Es decir:

Estado de daño	Intervalo de Variación
No daño	$0 \leq D_M < 0.5$
Leve	$0.5 \leq D_M < 1.5$
Moderado	$1.5 \leq D_M < 2.5$
Severo	$2.5 \leq D_M < 3.5$
Completo	$3.5 \leq D_M < 4.0$

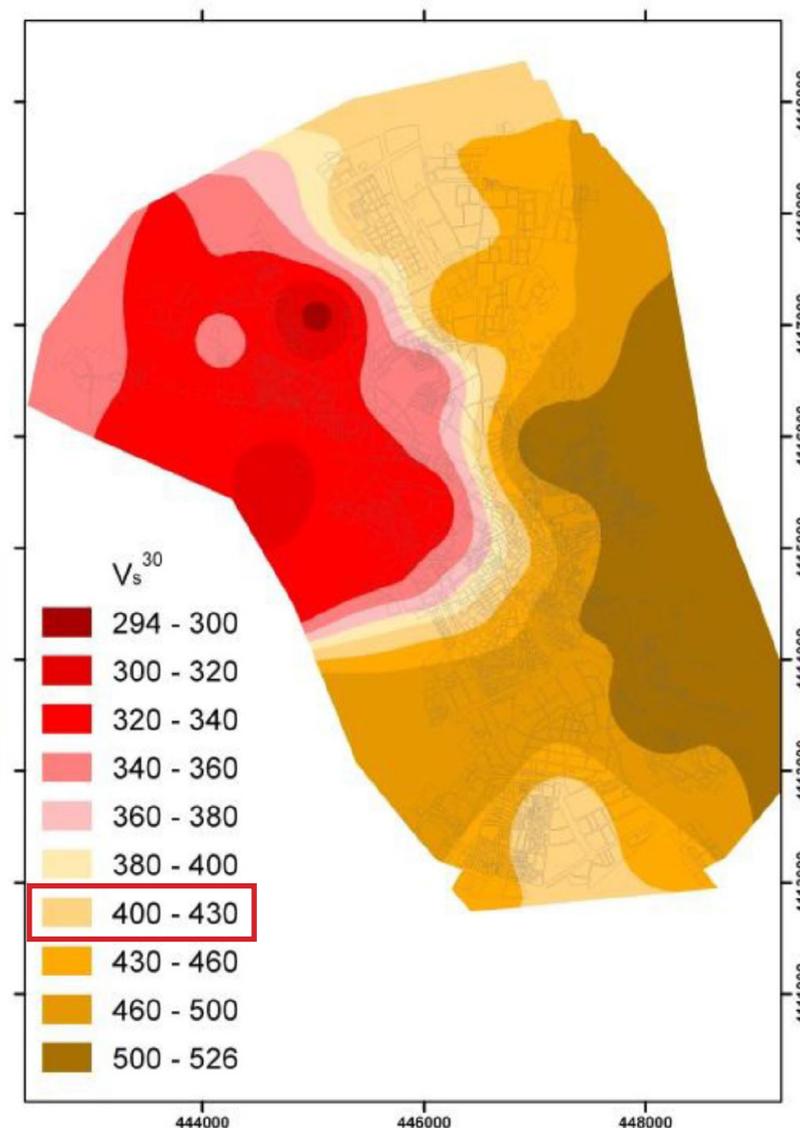


Figura 64. Mapa de  $V_{s30}$  obtenido de datos de arrays (Fuente: Vidal et al., 2014).

En cuanto a los resultados obtenidos y haciendo referencia, de nuevo, al método expuesto en el documento *Hazus Earthquake Model Technical Manual* [FEMA, 2020], este recoge la siguiente descripción de daños en función de las curvas de fragilidad obtenidas:

\*Daños estructurales leves [Muros de mampostería no reforzada]:

Grietas diagonales y escalonadas en las superficies de los muros de mampostería; grietas más grandes alrededor de las aberturas de puertas y ventanas en muros con una gran proporción de aberturas; movimientos de los dinteles; grietas en la base de los parapetos.

\*Daños estructurales moderados [Muros de mampostería no reforzada]:

La mayoría de las superficies de los muros presentan grietas diagonales; algunos de los muros presentan grietas diagonales más grandes; los muros de mampostería pueden presentar separación visible de los diafragmas; agrietamiento significativo de los parapetos; parte de la mampostería puede desprenderse de los muros o parapetos.

\*Daños estructurales severos [Muros de mampostería no reforzada]:

En los edificios con una superficie relativamente grande de aberturas, la mayoría de los muros han sufrido grietas extensas. Algunos parapetos y muros de los hastiales se han caído. Las vigas o cerchas pueden haberse desplazado con respecto a sus soportes.

\*Daños estructurales completos [Muros de mampostería no reforzada]:

La estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapsar debido a fallas en el plano o fuera del plano de las paredes. Se espera que aproximadamente el 15% del área total de los paños de mampostería no reforzada esté colapsada por completo.

## Capítulo 10

---

### CONCLUSIONES

## 10.1 Introducción

Durante las últimas décadas, se han llevado a cabo importantes avances en cuanto al estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios se refiere, tanto de nueva construcción como existentes, lo cual ha dado lugar al desarrollo de diversas metodologías de análisis las cuales toman en consideración criterios diferentes, así como de softwares especializados en su cálculo y análisis. Igualmente, se han redactado textos normativos, en el ámbito nacional e internacional, que recogen los fundamentos en cuanto al diseño y cálculo de estructuras ante acciones sísmicas se refiere, con el objetivo de garantizar un mejor comportamiento de las estructuras proyectadas.

No obstante, y como ya se ha mencionado en algunos capítulos del presente trabajo, el análisis de las estructuras existentes sigue siendo, en cierta medida, una asignatura pendiente, a pesar de los grandes avances realizados. Prueba de ello, fue el terremoto sufrido en Lorca [Murcia] en el año 2011, donde las pérdidas humanas ascendieron a 9 personas y las económicas, a cifras astronómicas, ya que fue afectado la inmensa mayoría de inmuebles que integraban el parque edificatorio de la ciudad, incluyendo, edificios patrimoniales como la Colegiata de San Patricio [De la Hoz, 2012].

Una difícil situación para la ciudad que pronto derivó en el Plan Especial de Protección Civil ante el Riesgo Sísmico en la Región de Murcia, homologada por la Comisión Nacional de Protección Civil en la reunión de 29 de octubre de 2015.

Se trata, por tanto, de una cuestión con una elevada importancia, en especial, para las ciudades con un alto riesgo sísmico, como es el caso indudable, de la ciudad de Granada. Sin embargo, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio de forma plenamente fiable, resulta especialmente compleja, ya que requiere de una gran cantidad de información en cuanto al edificio, sus características constructivas, fases de transformación, propiedades mecánicas de materiales, composición del terreno existente, etc., que en algunos casos, resulta imposible de obtener en su totalidad, lo cual provoca que se deba asumir un cierto nivel de incertidumbre, de manera inevitable.

## 10.2 Conclusiones extraídas del trabajo

El objetivo del presente trabajo fin de máster, expuesto en el Capítulo 2. Objetivos y Metodología, era el de determinar, a través de un análisis probabilístico, el estado de vulnerabilidad sísmico de un edificio representativo del destacado eje que conforma la calle Gran Vía de Colón dentro del contexto urbano de la ciudad de Granada.

Se ha tratado, por tanto, de evaluar de la manera más fiel posible, la realidad del inmueble y su estructura, aunque de una manera simplificada en algunas de las fases del proceso de análisis, evitando de esta forma, la necesidad de recurrir a metodologías alternativas más precisas, pero con un mayor nivel de recursos computacionales necesarios, como presenta, por ejemplo, la aplicación del método de los elementos finitos.

Sin embargo, y a pesar del nivel de incertidumbre asumido al elegir el uso de este proceso de análisis, es posible afirmar que el mismo se encuentra en un nivel intermedio, entre las metodologías más precisas mediante simulaciones numéricas del comportamiento dinámico del daño y, por otro lado, lo métodos más subjetivos asociados a parámetros tan aleatorios como el número de plantas y/o la tipología del inmueble. Igualmente, es posible clasificarlo como un análisis con bastante precisión y avanzado al tener en consideración aspectos tan significativos como el espectro de capacidad, el espectro de respuesta y las curvas de fragilidad de la estructura.

Con todo ello, las conclusiones obtenidas tras la realización del trabajo de análisis sísmico del edificio Hotel Colón, son las que se exponen a continuación:

### **\*Conclusiones en cuanto al Bloque I de la Metodología:**

El desarrollo del primer bloque de la metodología llevada a cabo, centrado este en el estudio de la sismicidad de Granada y su entorno más cercano, el estudio del edificio caso de estudio, así como el análisis de la normativa sísmica vigente, permite extraerlas siguientes conclusiones:

Por un lado, el evidente enriquecimiento, e incluso, beneficio social que

presentan todas aquellas investigaciones que permitan conocer mejor el estado sísmico de la Cuenca de Granada, el estado de las edificaciones tras episodios sísmicos pasados, el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios más propensos a sufrir daños estructurales frente a terremotos, etc., puesto que se ha podido constatar la delicada situación en la que se encuentra la ciudad de Granada en el contexto sísmico.

Desde el punto de vista de la recolección de información acerca de los posibles inmuebles objeto de estudio, sus materiales, así como su comportamiento estructural, y tras la consulta de diversas fuentes documentales conservadas en instituciones públicas como el Archivo Histórico Municipal o el propio Colegio de Arquitectos de Granada, es fácilmente extraíble, la conclusión de que se trata de un proceso especialmente complejo, pues la escasa documentación que se requería en épocas pasadas para la solicitud de licencias de construcción, provoca que el proceso de análisis parta con un altísimo nivel de incertidumbre, que no disminuye a no ser que existan proyectos posteriores de rehabilitación y/o restauración donde se hayan llevado a cabo catas y, por consiguiente, se sepa con seguridad datos tan fundamentales, como su configuración estructural y constructiva.

Para terminar con las conclusiones de este primer bloque, y en relación a la normativa analizada, únicamente señalar, la evidente tendencia al cálculo y diseño de nuevas estructuras proyectadas, mientras las estructuras existentes, quedan en gran medida, en un segundo plano, que se desprende tras su consulta y análisis tanto en los textos normativos nacionales como internacionales.

#### **\*Conclusiones en cuanto al Bloque II de la Metodología:**

En relación a la metodología llevada a cabo con el objetivo de cuantificar, desde un punto de vista probabilístico, la vulnerabilidad sísmica del edificio Hotel Colón, es posible afirmar que, aunque se trata de un proceso extenso, ya que además de necesitar modelar el edificio con el mayor nivel de rigurosidad posible, posteriormente, se debe trabajar con distintos gráficos [curva de capacidad, espectro de capacidad, espectro de demanda, curvas de fragilidad] casi de manera simultánea, siendo este además, un proceso iterativo que no concluye hasta alcanzar valores que se encuentren dentro de los límites de

tolerancia admitidos, resulta un método en gran medida fiable y asequible en cuanto a los recursos computacionales se refiere.

#### **\*Conclusiones en cuanto a los resultados obtenidos:**

Tras aplicar el procedimiento de análisis estático no-lineal expuesto en los capítulos anteriores del presente trabajo, el resultado obtenido para el caso de estudio seleccionado refleja un cierto nivel de vulnerabilidad sísmica, puesto que el parámetro de daño medio indica un estado de daño moderado ante un suceso sísmico severo, lo cual se traduciría, posiblemente, en la presencia de grietas diagonales en la mayoría de las superficies, es decir, sería factible que se produjera una respuesta frágil de las piezas de fábrica que componen la estructura portante del edificio, lo cual se vería agravado, por otro lado, por la indudable debilidad que introducen las juntas de mortero.

A pesar de ello, es posible extraer una conclusión, en gran medida, positiva en cuanto a los resultados obtenidos y el nivel de vulnerabilidad reflejado por la estructura tras el análisis, puesto que, a pesar de no tener en consideración el posible efecto de arriostamiento ejercido por el edificio colindante y de los valores otorgados a las propiedades mecánicas de los distintos materiales que componen la estructura con una gran incertidumbre, ante la imposibilidad de conocer con exactitud sus valores, pudiendo presentar estos, valores más favorables que los seleccionados, la estructura no refleja un comportamiento totalmente nefasto.

#### **\*Conclusiones en cuanto al software 3Muri:**

Para terminar con este último capítulo dedicado a las conclusiones extraídas del trabajo realizado, parece lógico y coherente, aportar alguna de ellas relacionadas con el software empleado, es decir, el programa 3Muri.

Desde un punto de vista meramente anecdótico, resulta especialmente significativa la enorme diferencia que existe entre la versión dedicada a la investigación y la versión profesional, en cuanto a la introducción de datos y manejo de cada una de ellas. Aunque en un primer momento, el proceso de análisis se planteó con la primera de ellas, tiempo después y debido a la

enorme dificultad que presentaba la entrada de datos mediante ficheros de texto, se decidió finalmente, llevar a cabo el análisis con la versión profesional, cuya licencia profesional, aunque temporal, fue facilitada por la empresa comercializadora por el carácter académico del presente trabajo.

La conclusión que se desprende tras el uso del software es, que se trata, indudablemente, de una potente herramienta para el estudio de la vulnerabilidad sísmica, cuya entrada de datos, manejo de la interface y herramientas, e igualmente, proceso de análisis y extracción de resultados, resulta plenamente cómoda y accesible para el usuario, lo cual tiene mucho que ver, el hecho de que la práctica totalidad de las herramientas y funciones que permite llevar a cabo estén, además de adaptadas a diferentes normativas internacionales, vinculadas al propio manual de uso del software, lo cual permite consultar en el mismo instante de su uso el significado o el por qué de cualquier aspecto o parámetro solicitado por el programa.

---

**FUENTES**



A continuación, se expone el glosario de términos con estrecha vinculación con el trabajo fin de máster desarrollado, cuyas definiciones han sido extraídas del glosario de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales así como de la norma ATC-40.

**-ALINEACIÓN:** Característica de tipo lineal y categoría regional, de orden geológico o fisiográfico, que se supone reflejo de una discontinuidad profunda en la corteza.

**ANÁLISIS PUSHOVER:** un análisis estático incremental utilizado para determinar la relación fuerza-desplazamiento o la curva de capacidad de una estructura o elemento estructural. El análisis consiste en aplicar cargas horizontales, en un patrón prescrito, a un modelo informático de la estructura de forma incremental y trazar la fuerza cortante total aplicada y el desplazamiento lateral asociado en cada incremento, hasta que la estructura alcanza un estado límite o una condición de colapso [ATC-40].

**-APLASTAMIENTO DE PLIEGUES:** Mecanismo por el cual un pliegue es afectado por una deformación homogénea que implica un acortamiento en la dirección perpendicular al plano axial.

**-ASÍSMICO:** Carente de sismicidad.

**- ATENUACIÓN:** Reducción del valor de una propiedad o magnitud.

**-BANDA DE CIZALLA:** Zona de cizalla de pequeño tamaño.

**-BLOQUE:** Fragmento de la corteza terrestre delimitado, total o parcialmente, por fallas, que constituye una unidad geológica y que tiene un comportamiento tectónico unitario.

**-CABALGAMIENTO:** Falla inversa de bajo ángulo (menor de 45°) en la que el bloque de techo se sitúa encima del bloque hundido.

**-CAPACIDAD:** La resistencia última esperada (en flexión, cizalladura o carga axial) de un componente estructural, excluyendo los factores de reducción

utilizados habitualmente en el diseño de elementos de hormigón. La capacidad suele referirse a la resistencia en el punto de fluencia de la curva de capacidad del elemento o estructura. Para los componentes de deformación controlada, la capacidad más allá del límite elástico suele incluir los efectos del endurecimiento por deformación [ATC-40].

**-COLISIÓN:** Convergencia de dos placas tectónicas hasta producir el cierre del océano situado entre ambas. Puede haber colisión entre dos continentes o entre un arco de islas y un continente, o entre dos arcos de islas.

**-CONTINENTE:** Área de grandes dimensiones, constituida por corteza continental y, en parte emergida, actual o antigua, incluyendo sus márgenes.

**-CORTEZA:** Capa superior sólida del globo terráqueo que yace sobre el manto separada de éste por la superficie de Mohorovicic. Constituye el 1 por 1000 del volumen de la Tierra, con un grosor que varía desde 6km en el centro de los océanos hasta 60km bajo algunos relieves montañosos.

**-CORTEZA CONTINENTAL:** Parte de la corteza terrestre correspondiente a los continentes, con un espesor medio de 30km, constituida por rocas sedimentarias, rocas metamórficas y rocas ígneas, con una densidad de unos 2700kg/m<sup>3</sup>.

**-CORTE INFERIOR:** Parte inferior de la corteza continental, con densidad alta y composición básica o granulítica.

**-CORTEZA OCEÁNICA:** Parte de la corteza terrestre correspondiente a los océanos, con un espesor medio de 6-7 km, constituida esencialmente por basaltos, gabros y sedimentos principalmente pelágicos.

**-CORTEZA SUPERIOR:** Parte superior de la corteza continental, de composición global granítica, estructura compleja y comportamiento mecánico general de tipo frágil.

**-CURVA DE CAPACIDAD:** gráfico de la fuerza lateral total, V, sobre una estructura, frente a la deflexión lateral, d, de la cubierta de la estructura. A

menudo se denomina *curva pushover* [ATC-40].

**-DEFORMACIÓN:** Transformación de un medio continuo que se produce como consecuencia de la actuación de esfuerzos, y que lleva consigo un cambio en la forma y posición de este entre una configuración inicial -no deformada- y una configuración final -deformada-.

**-DEMANDA:** una presentación del movimiento sísmico del suelo al que está sometido el edificio. En los procedimientos de análisis estático no lineal, la demanda se representa mediante una estimación de los desplazamientos o deformaciones que se espera que sufra la estructura. Esto contrasta con los procedimientos convencionales de análisis elástico lineal, en los que la demanda se representa mediante las fuerzas laterales prescritas que se aplican a la estructura [ATC-40].

**-DISCONTINUIDAD DE GUTENBERG:** Discontinuidad en la velocidad de las ondas sísmicas que representa la separación entre el manto y el núcleo y que, a causa de las diferencias de composición y propiedades físicas entre ambos, no permite el paso de las ondas secundarias.

**-DISCONTINUIDAD DE MOHOROVICIC:** Discontinuidad en la velocidad de las ondas sísmicas que representa la separación entre la corteza terrestre y el manto y cuya profundidad oscila entre 5-10 km en los océanos y 32-35 km como media en los continentes, alcanzando su máximo de 70 km, bajo las cadenas de montañas. Abrev.: Moho.

**-DUCTILIDAD:** la capacidad de un componente estructural, elemento o sistema para someterse tanto a grandes deformaciones como a varios ciclos de deformación más allá de su límite elástico o límite de fluencia y mantener su resistencia sin una degradación significativa o un fallo abrupto. Estos elementos solo experimentan una reducción de la rigidez efectiva después del límite elástico y suele denominarse controladores de la deformación o dúctiles [ATC-40].

**-EPICENTRO:** Proyección sobre la superficie terrestre del hipocentro de un terremoto.

**-EROSIÓN TECTÓNICA:** Eliminación de rocas de la base de la placa superior en una zona de subducción.

**-ESCALA MACROSÍSMICA:** Escala de intensidades que clasifica o describe cómo ha sido afectado por un terremoto un lugar específico en función de los daños sufridos.

**-ESCALA DE MAGNITUD SÍSMICA:** Escala cuantitativa logarítmica abierta, usada por los sismólogos para expresar el tamaño de la fuente sísmica. Se determina a partir de medidas instrumentales de la amplitud de las ondas sísmicas.

**-ESCALA DE MERCALLI:** Escala macrosísmica o de intensidades usada en EE.UU. Tiene doce grados que aumentan de forma progresiva en función de los daños.

**-ESCALA MSK:** Escala de intensidad sísmica de Medelin-Sponheuer-Karnik, propuesta en 1964 y revisada en 1981 y 1998 que clasifica los terremotos en 12 divisiones.

**-ESCALA DE OMORI:** Escala sísmica que clasifica los terremotos en siete clases, de acuerdo con los valores de las aceleraciones medidas.

**-ESCALA DE RICHTER:** Escala de magnitud sísmica propuesta por Richter en 1935 para California, a partir de la amplitud de las ondas detectadas en los sismógrafos. Se extendió utilizando una escala logarítmica arbitraria que asigna un número (del 0 al 12) para cuantificar la magnitud de un terremoto.

**-ESFUERZO:** Medida de la fuerza (F) que actúa sobre un cuerpo en relación con su superficie (A), según la expresión  $F/A$ . Se mide en  $N/m^2$ .

**-ESFUERZO DE CIZALLA:** Componente de un vector esfuerzo en una dirección tangencial al elemento de superficie sobre el que actúa dicho vector.

**-ESFUERZO COMPRESIVO:** Esfuerzo normal dirigido en el sentido de acortar el material sobre el que actúa.

- **ESFUERZO NORMAL:** Componente de un vector esfuerzo en la dirección normal al elemento de superficie sobre el que actúa dicho vector.

-**ESFUERZO TRACCIÓN:** Esfuerzo normal dirigido en el sentido de alargar el material sobre el que actúa.

-**ESPECTRO DE CAPACIDAD:** curva de capacidad transformada de coordenadas de fuerza cortante frente a desplazamiento de la cubierta ( $V$  &  $d$ ) en coordenadas de aceleración y desplazamiento espectral ( $S_a$  &  $S_d$ ) [ATC-40]

- **ESPECTRO DE DEMANDA:** el espectro de respuesta reconstruido utilizado para representar el movimiento sísmico del suelo en el método del espectro de capacidad [ATC-40].

-**FALLA:** Fractura o zona de fracturas a lo largo de cuya superficie se produce un desplazamiento relativo de los dos bloques (labios) en que quedan divididas las rocas afectadas.

-**FALLA ACTIVA:** Falla en la que el movimiento relativo ha ocurrido recientemente y es muy probable que ocurra en el futuro próximo.

-**FALLA DE DESGARRE:** Falla en la que el desplazamiento es paralelo a la dirección de la superficie de la falla.

-**FALLA INVERSA:** Falla inclinada cuyo bloque elevado es el superior y su superficie de falla buza hacia la posición del bloque elevado.

-**FALLA NORMAL:** Falla cuyo bloque elevado es el inferior y su superficie buza hacia el bloque hundido.

-**FOSA OCEÁNICA:** Depresión submarina estrecha y alargada de grandes dimensiones, con centenares o miles de kilómetros de longitud y con profundidades de 5 a 11 km, que se localiza en los límites de placas donde hay destrucción de corteza oceánica por subducción.

-**HIPOCENTRO:** Punto del interior de la Tierra origen de un terremoto y de

las ondas elásticas correspondientes.

-**INVERSIÓN TECTÓNICA:** Fenómeno que produce un cambio en el sentido de desplazamiento de una falla (o en un conjunto de fallas) de manera que se desplazan en un sentido opuesto al que lo hicieron las fallas preexistentes.

-**LABIO DE FALLA:** Cada uno de los volúmenes de rocas separados por un falla.

-**LÍMITE DE ELASTICIDAD:** Punto en la curva esfuerzo deformación en el cual el material alcanza su máxima deformación elástica.

-**LÍMITE DE PLACAS:** Zona de contacto entre dos placas litosféricas. Pueden ser, básicamente, de tres tipos: divergentes, convergentes y por fallas transformantes.

-**LÍMITE ELÁSTICO:** Punto a lo largo del espectro de capacidad en el que se alcanza la capacidad última y finaliza la relación elástica inicial fuerza-desplazamiento y comienza a disminuir la rigidez efectiva. En el caso de elementos de mayor tamaño o de sistemas estructurales completos formados por muchos componentes, el límite elástico efectivo representa el punto en el que un número suficiente de componentes o elementos individuales han cedido y la estructura global comienza a experimentar una deformación inelástica [ATC-40].

-**LÍNEA ISOSÍSMICA:** Línea trazada en un mapa que delimita el área de igual grado de intensidad de un terremoto.

-**MANTO:** Parte del interior de la Tierra comprendida entre la corteza y el núcleo, y cuyos límites están marcados por la discontinuidad de Mohorovicic y la discontinuidad de Guttenberg, respectivamente. Se divide en manto superior y manto inferior, separados por la zona de transición situada a 700 km de profundidad.

-**MANTO INFERIOR:** Parte del manto comprendida entre la zona de transición -localizada a unos 700 km de profundidad- y el límite con el núcleo

terrestre (discontinuidad de Guttenberg) a unos 2900 km.

**-MANTO SUPERIOR:** Parte del manto comprendida entre su límite con la corteza (discontinuidad de Mohorovicic) y la zona de transición de las ondas sísmicas P de más de 8 km.s<sup>-1</sup>.

- **MAPA DE ISOSÍSMICAS:** Mapa en el que se representan las líneas isosísmicas de un terremoto determinado.

**-MAPA TECTÓNICO:** Mapa en el que se representa la arquitectura de una porción de la parte superior de la corteza terrestre.

**-MARGEN ACTIVO:** (1) Margen continental con deformación y actividad sísmica significativa. (2) Margen localizado en un borde de un continente sobre un límite de dos placas jalonado por un zona de subducción. (3) Margen continental que coincide con un límite de placas transcurrente, es decir, con una falla transformante.

**-MARGEN PASIVO:** Margen continental localizado en un borde de un continente sobre una placa única. Responde al modelo de margen continental de la mayoría de los bordes actuales del Atlántico.

**-MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD:** Procedimiento de análisis estático no lineal que proporciona una representación gráfica del comportamiento sísmico esperado de la estructura existente o re-acondicionada mediante la intersección del espectro de capacidad de la estructura con un espectro de respuesta (espectro de demanda) que representa la demanda de desplazamiento sísmico sobre la estructura. La intersección es el punto de comportamiento, y la coordenada de desplazamiento del punto de comportamiento es la demanda de desplazamiento estimada de la estructura para el nivel especificado de peligrosidad sísmica [ATC-40].

**-NÚCLEO:** Parte interior de la Tierra, por debajo de la discontinuidad de Guttenberg, situada a una profundidad de 2900 km. Su composición es fundamentalmente metálica (hierro y níquel) y consta de dos capas, la exterior líquida y la interior sólida.

**-ONDA DE LOVE:** Onda sísmica superficial que produce movimientos horizontales del suelo, aunque perpendiculares a la dirección de propagación de la onda.

**-ONDA DE RAYLEIGH:** Onda sísmica que se propaga por la superficie produciendo movimiento en el plano vertical que se caracteriza por un movimiento elíptico retrógrado.

- **ONDA SÍSMICA:** Onda que se propaga por el interior de la Tierra y que puede tener un origen ligado a perturbación natural (tectónica o volcánica) o artificial (explosiones).

- **ONDA SÍSMICA INTERNA:** Onda sísmica generada en el foco y que se propaga por el interior de la Tierra. Las ondas sísmicas internas se clasifican en ondas primarias (ondas P) y secundarias (S).

**-ONDA SÍSMICA SUPERFICIAL:** Onda sísmica que se genera y se propaga por la superficie del terreno. Son ondas superficiales las ondas Love y las Rayleigh.

**-PLACAS:** Cada una de las láminas rígidas en las que se divide la litosfera y que en superficie se presentan como fragmentos de casquetes esféricos de contorno muy irregular. Su movimiento está regido por la dinámica que establece la tectónica de placas.

**-RIESGO SÍSMICO:** Nivel de movimiento o sacudida del suelo en el lugar para un determinado sismo. En la metodología se especifican tres niveles estándar de riesgo sísmico: terremoto de servicio, terremoto de diseño y terremoto masivo [ATC-40].

**-SÍSMICA DE REFLEXIÓN:** Método de prospección geofísica que consiste en el registro y análisis de las ondas sísmicas reflejadas en las zonas de discontinuidad mecánica de los materiales del subsuelo. El resultado es una sección sísmica en donde se describe la morfología de las diferentes capas reflectoras del subsuelo.

**-SÍSMICA DE REFRACCIÓN:** Método de prospección geofísica que consiste en el registro y análisis de las ondas sísmicas refractadas en las zonas de contraste mecánico de los materiales del subsuelo. El resultado es un campo de velocidades del subsuelo formado por las velocidades asociadas a cada capa refractora.

- **SISMICIDAD:** Grado de actividad sísmica en una zona que se manifiesta por el registro del número de terremotos, su frecuencia y las magnitudes e intensidades sentidas.

**-SISMÓGRAFO:** Instrumento destinado a registrar o medir el movimiento del suelo por ondas sísmicas de origen natural o artificial.

- **SISMOGRAMA:** Representación gráfica de una vibración sísmica natural o provocada.

- **SISMOLOGÍA:** Ciencia que estudia el origen y características de los terremotos y la propagación de las ondas sísmicas, naturales o provocadas, a través del interior de la Tierra, así como su aplicación al conocimiento de su estructura interna.

**-TECTÓNICA:** Estudio de los aspectos más generales de la estructura continental, oceánica o global.

**-TECTÓNICA DE PLACAS:** Teoría que explica la dinámica de la parte más superficial de la Tierra (litosfera) admitiendo que esta se encuentra dividida en un número de grandes piezas o placas resistentes que se mueven relativamente entre sí; ello supone que la mayor parte de la actividad geológica (sismicidad, vulcanismo, deformación, etc.) se concentra en los límites de estas placas.

**-TERREMOTO:** Movimiento súbito de superficie terrestre generado por la liberación brusca de energía elástica en el hipocentro y que se radia en forma de ondas sísmicas que se propagan por el interior de la Tierra.

**-TERREMOTO INTERMEDIO:** Terremoto cuyo foco está situado a una profundidad comprendida entre los 70 y 300 km.

**-TERREMOTO PROFUNDO:** Terremoto cuyo foco está situado a una profundidad superior a los 300 km.

**-TERREMOTO SUPERFICIAL:** Terremoto cuyo foco está situado a una profundidad inferior a los 70 km.



## BIBLIOGRAFÍA

### ARTÍCULOS DE INVESTIGACIÓN:

Abrams, D. P. (2000). *Seismic response patterns for URM buildings*. TMS Journal, pp. 71-78.

Bakhshi, A., Ghannad, M.A., Yekrangnia, M., Masaeli, H. (2009). *Seismic performance of existing and retrofitted dome-roof adobe houses in Iran using shaking table tests, PEER 2009/02 October 2009, Improving Earthquake Mitigation through Innovations and Applications*. Seismic Science, Engineering, Communication, and Response, Proceedings of a U.S.-Iran Seismic Workshop, Irvine, California, June 29–July 1, 2009.

Banda, E., Gallart, J., García-Dueñas, V., Dañobeitia, J.J., Makris, J. (1993). *Lateral variation of the crust in the Iberian peninsula: new evidences from the Betic Cordillera*. Tectonophysics, n° 22, pp. 53-66.

Bruneau, M. (1994). *State-of-the-Art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings*. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, n° 1, pp. 230-251.

D'Ayala, D., Speranza, E. (2002). *An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings*. 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres. Paper N° 561.

De la Hoz, J.D.D. (2012). *Comportamiento de la ex colegiata de San Patricio en Lorca durante el terremoto de mayo de 2011. Actuaciones de emergencia y restauración*. Alberca: Revista de la Asociación de Amigos del Museo Arqueológico de Lorca, n° 10, pp. 225-246.

Decanini, L. D., Ochat, E. E. (1986). *Resultados experimentales del comportamiento estructural de la mampostería*. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires (Argentina), 2, pp. 837-872.

Doherty, K., Griffith, M.C., Lam, N., Wilson, J. (2002). *Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls*.

*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 833-850.

Dolatshashi, K. M., Aref, A. J., Yekrangnia, M. (2014). *Bidirectional behavior of unreinforced masonry walls*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 43, pp. 2377-239.

Fajfar, P. (1999). *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 29, pp. 921-1067.

Fajfar, P. (2000). *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 16, pp. 573-592

Griffith, M.C., Magenes, G., Melis, G., Picchi, L. (2003). *Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 7 (Special Issue), pp. 141-169.

Hatzfeld, D. (1976). *Étude sismologique et gravimétrique de la structure profonde de la mer d'Alborán, mise en évidence d'un manteau anormal*. C. R. Academie sci. Paris, n° 283, pp. 1021-1024.

Hendry, A. M. (1990). *Structural masonry*. Macmillan Education Ltd, Londres.

Lagomarsino, S., Giovinazzi, S. (2006). *Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assesment of current buildings*. Bulletin of Eathquake Engineering, n° 4, pp. 415-443.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. (2013). *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry building*. Engineering Structures, n° 56, pp. 1787-1799.

Lang, K., Bachmann, H. (2003). *On the seismic vulnerability of existing unreinforced masonry buildings*. Journal of Earthquake Engineering, vol. 7, pp. 407-426.

Lonergan, L. (1993). *Timing and Kinematics of deformation in the Malaguide Complex, Internal Zone of the Betic Cordillera, Southeast Spain*. Tectonics, n° 12, pp. 460-476.

Mann, W., Müller, H. (1982). *Failure of shear-stressed masonry - An enlarged theory, test and application to shear walls*. Proceedings of the British Ceramic Society, 30, pp. 223-235.

Martínez-Ramos e Iruela, R. (2016). *Análisis gráfico de los criterios de proyección de la Gran Vía de Colón de Granada y de su evolución constructiva*. EGA Expresión Gráfica Arquitectónica, vol. 21, nº 28, pp. 206-215.

Martínez-Ramos e Iruela, R., Ruíz Rubio, J., (2017). *Prevención y realidad de un escenario de daño sísmico. Simulación en la Gran Vía de Colón de Granada*. V Congreso Internacional sobre documentación, conservación y restauración del patrimonio arquitectónico y paisajístico. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Granada del 18 al 21 de octubre de 2017.

Medic, S., Hrasnica, M. (2021). *In-plane seismic response of unreinforced and jacketed masonry walls*. Buildings, 11, 472

Moreno-González. R., Bairán, J.M. (2011). *Análisis del comportamiento sísmico de los edificios de obra de fábrica, típicos del distrito Eixample de Barcelona*. Informes de la Construcción, vol. 63, nº 524, pp. 21-32.

Moreno-González. R., Bairán, J.M. (2012). *Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE*. Rev. Int. métodos numér. cálc. diseño ing., 28 (3), pp. 161-169.

Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J.I., Goodno, B.J. (2009). *Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures*. Engineering Structures, vol. 33, pp. 12.137.

Peña, F., (2010). *Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas*. Revista de Ingeniería Sísmica, nº 83, pp. 43-63.

Pérez-Docampo, M., Escolano-Margarit, D., Feriche, M., Morillas, L. (2022). *A GIS based seismic risk scenario of the cities of Santa Fé and Atarfe in Andalucía, Spain*. 3<sup>rd</sup> European Conference on Earthquake Engineering &

Seismology, Bucharest, Romania.

Perepérez, B. (2014). *La peligrosidad sísmica y el factor de riesgo*. Informes de la Construcción, vol. 66 (534): e018.

Pujades, L.G., Barbat, A.H., González-Moreno, R., (2010). *Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain)*. Bull Earthquake Eng, nº 10, pp. 331-349.

Suriñach, E., Vegas, R. (1993). *Estructura general de la corteza en una transversal del Mar de Alborán a partir de datos de sísmica de refracción-reflexión de gran ángulo*. Interpretaciones geodinámicas. Geogaceta, nº 14, pp. 126-128.

Terán-Gilmore, A., Zuñiga-Cuevas, O., Ruíz-García, J. (2009). *Displacement-based seismic assessment of low-height confined masonry buildings*. Earthquake Spectra, vol. 25, pp. 439-464.

Tomazevic, M., Gams, M. (2012). *Shaking table study and modelling of seismic behavior of confined AAC masonry buildings*. Bull Earthquake Engineering, vol. 10, pp. 863-893.

Torné, M., Banda., E. (1992). *Crustal thinning from the Betic Cordillera to the Alboran sea*. Geo-Marine Letters, nº 12, pp. 76-81.

Vidal Sánchez, F. (2011). *El Terremoto de Alhama de Granada de 1884 y su impacto*. Anuari Verdague, 19, pp. 11-45.

Vidal, F., Feriche, M., Navarro, M., Alguacil, G., Valverde, I., Enomoto, T., (2014). *Condiciones del suelo que modifican el movimiento sísmico del terreno en el área urbana de Granada (España)*. 8<sup>a</sup> Asamblea Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofísica.

Villa García, L.M. (2006). *Análisis comparativo de la vigente normativa sísmica española NCSE-02 con el Eurocódigo 8, embrión de la futura norma sísmica europea*. Técnica Industrial, nº 261, pp. 27-32.

Yépez Moya, F., Barbat Barbat, H., Canas Torres, J.A. (1995). *Simulación de funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño para estudios*

*de riesgo sísmico*. Física de la Tierra, nº 7, pp. 327-366.

Zhuge, Y., Corderoy, J., Thambiratnam, J. (1996). *Behavior of unreinforced brick masonry under lateral (cyclic) loading*. TMS Journal, pp. 55-62.

#### **LIBROS:**

Anguita Cantero, R., Isac Martínez de Carvajal, A. (2020). El proyecto urbano. En: *La Gran Vía de Granada. Proyecto urbano y arquitectura 1890-1933*. Editado por Editorial Comares.

Anguita Cantero, R., Isac Martínez de Carvajal, A. (2020). La Arquitectura. En: *La Gran Vía de Granada. Proyecto urbano y arquitectura 1890-1933*. Editado por Editorial Comares.

Beles, A., Ifrim, M. D., & García Yagüe, A. (1975). *Elementos de ingeniería sísmica*. Omega.

Benavent-Climent, A. (2010). *Estructuras IV: hormigón pretensado, edificios en zonas sísmicas, edificios de gran altura, diafragmas horizontales, losas, muros y pilotes*. Granada: Universidad de Granada.

Espinar Moreno, M., Quesada Gómez, J.J., Morcillo Puga, J.D. (1994). *Terremotos en Granada (Siglos XV-XVI). Edificación y Sismicidad*. Arcaez Editores, Almería, pp. 108.

Galindo-Zaldívar, J., Jabaloy, J., Morales, J., Ruano, P., Serrano, I. (2001). Estructura y evolución tectónica de la Depresión de Granada en el marco de las cordilleras Béticas. En: *La Cuenca de Granada. Estructura, Tectónica activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes* (pp.89-108). Editado por C. Sanz de Galdeano [Instituto Andaluz de Ciencias de la Tierra], J.A. Peláez Montilla [Universidad de Jaén] y A. C. López Garrido [Universidad de Granada].

Huerta Fernández, S. (2004). *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Instituto Juan de Herrera.

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

López Casado, C., Peláez Montilla, J.A., Henares Romero, J. (2001). Sismicidad en la Cuenca de Granada. En: *La Cuenca de Granada. Estructura, Tectónica activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes* (pp.148-157). Editado por C. Sanz de Galdeano [Instituto Andaluz de Ciencias de la Tierra], J.A. Peláez Montilla [Universidad de Jaén] y A. C. López Garrido [Universidad de Granada].

Martín Rodríguez, M. (1986). *La Gran Vía de Granada. Cambio económico y reforma interior urbana en la España de la Restauración*. Caja General de Ahorros y Monte de Piedad de Granada.

Martín Rodríguez, M. (2005). Juan López-Rubio Pérez: el empresario que concibió la Gran Vía. En: *La Gran Vía de Granada*. Editado por Fundación Caja Rural de Granada.

Salmerón Escobar, P. (2005). La arquitectura de la Gran Vía de Granada. En: *La Gran Vía de Granada*. Editado por Fundación Caja Rural de Granada.

Sanz de Galdeano, C. (2001). Las fallas del sector nororiental de la Cuenca de Granada. En: *La Cuenca de Granada. Estructura, Tectónica activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes* (pp.117-120). Editado por C. Sanz de Galdeano [Instituto Andaluz de Ciencias de la Tierra], J.A. Peláez Montilla [Universidad de Jaén] y A. C. López Garrido [Universidad de Granada]. *Sismicidad Histórica del Reino de Granada (1487-1531)*. (1995). Instituto Geográfico Nacional, Monografía nº 12.

Yépez Moya, F., Barbat Barbat, H., Canas Torres, J.A. (1996). *Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación*. Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE).

#### **TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN Y TESIS DOCTORALES:**

Aguilar Meléndez, A. (2011). *Evaluación probabilística del riesgo sísmico*

*de edificios en zonas urbanas*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Bonett Díaz, R.L., 2003. *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornor urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Caicedo, C., Barbat, A., Canas, J., Aguiar, R. (1994). *Vulnerabilidad sísmica de edificios*. Monografías de Ingeniería Sísmica (CIMNE IS-6).

Crisafulli, F. J., (1997). *Sesmic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Tesis Doctoral, Univerisdad de Canterbury (Nueva Zelanda).

Domínguez Garrido, A. (1985). *Estudio de sistemas constructivos en la Gran Vía de Colón de Granada*. S. n.

Feriche Fernández-Castanys, M. (2012). *Elaboración de escenarios de daños sísmicos en la ciudad de Granada*. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Lantada, Ns. (2007). *Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Martínez-Ramos e Iruela, R. (2015). *Memoria de la construcción de la Gran Vía de Colón. Reconocimiento y caracterización de sus edificios*. Tesis Doctoral. Universidad de Granada.

Martínez-Zaldívar Moreno, M. (2006). *Plan de Actuación Sanitaria ante una emergencia sísmica: caso de terremoto destructor en el Área Metropolitana de Granada*. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Mena Hernández, U. (2002). *Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Morales Gámiz, F.J., (2012). *Respuesta sísmica local en puntos de la ciudad de Granada*. Trabajo Fin de Máster, Universidad de Granada.

Morales González, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Moreno González, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

Ocaña Peinado, M.E. (2009). *Análisis espacial de la actividad sísmica reciente del sur de España*. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Pérez Docampo, M. (2020). *Evaluación sismorresistentes del Área Metropolitana de Granada con datos geoespaciales y análisis estático no lineal*. Trabajo Fin de Grado, Universidad de Granada.

Sifón, M., (2016). *Aplicación del CSM al diseño sísmico prestacional de estructuras aporticadas de hormigón armado. Comparación de los métodos FEMA EL y N2*. Trabajo Fin de Máster, Universidad Politécnica de Valencia.

Vera Morales, J.A., (2015). *Análisis de los efectos de las acciones sísmicas en las estructuras de fábrica de los edificios del patrimonio histórico*. Tesis Doctoral, Universidad de Extremadura.

Vidal Sánchez, F. (1986). *Sismotectónica de la Región Béticas-Mar de Alborán*. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Zalabardo Armengol, M. (2018). *Evaluación sismorresistente de un edificio de esquina del distrito l'Eixample. Comparatiba de resultados de acuerdo a ejes principales de análisis*. Trabajo de Fin de Grado, Universitar Politècnica de Catalunya.

#### **OTROS DOCUMENTOS:**

*ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*.(1996). Vol. 1. Applied Technology Council.

Bonelli Rubio, J., Esteban Carrasco, L., (1958). *El sismo de Albolote-Atarfe de 19 de abril de 1956*. Instituto Geográfico y Catastral.

*Catálogo sísmico de la Península Ibérica (880 a.C. – 1900)*. Ministerio de Fomento, Monografía nº 18.

*El terremoto de Andalucía del 25 de diciembre de 1884*. (1981). Instituto Geográfico Nacional.

*FEMA 440 Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. (2005). Applied Technology Council (ATC-55 Project).

Galbis Rodríguez, J. (1932). *Catálogo sísmico de la zona comprendida entre los meridianos 5E y 20 W y paralelos 45 y 25N*. Instituto Geográfico, Catastral y de Estadística.

García-Mayordomo, J., Pérez López, R. (2021). *Marco Sismotectónico*. Instituto Geológico y Minero de España, *Eventos geológicos históricos*. Fuente: <http://info.igme.es/eventos/Terremoto-santa-fe-granada#66>. (Consultado el 18 de marzo de 2022).

*Hazus Earthquake Model. Technical Manual*. (2020) Department of Homeland Security. Federal Emergency Management Agency Mitigation Division, Washington, D.C.

*Mapa Sismotectónico de España. Granada*. (1983). Instituto Geológico y Minero de España.

Milutinovic, Z.V., Trendafiloski, G.S. (2003). *Vulnerability of current buildings. WP-4 Report. Work Package 4 of Risk-UE Project, European Commission, EVK\$-CT-2000-00014*.

*Natural Disasters and Vulnerability Analysis*. UNESCO/UNDRO Report of Expert Group Meeting, Ginebra, 1979.

Olivera Serrano, C. (1994). *El terremoto de 1526*. Informe Interno, Instituto Geográfico Nacional, pp. 7.

Pérez López, R. (2021). *El terremoto de Pinos Puente de 1806: un sismo análogo de mayor magnitud*. Instituto Geológico y Minero de España, *Eventos geológicos históricos*. Fuente: <http://info.igme.es/eventos/Terremoto-santa-fe-granada#66>. (Consultado el 18 de marzo de 2022).

*Prontuario para el empleo de viguetas de acero en la construcción de edificio*. (1929). Altos Hornos de Vizcaya, Sociedad Anónima, Bilbao.

*Seismic risk assesment and development of model code for seismic design – working group C*. UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region, Sofia, 1982.

Sempere, J. (1807). *Reflexiones sobre los terremotos de Granada 1778, 1779, 1804 y 1806*. Real Academia de la Historia, Ref. 9/5210, pp. 416-453.

*Sismicidad histórica del Reino de Granada (1487-1531)*. (1995) Instituto Geográfico Nacional, Monografía nº 12, pp. 29-31.

*The assessment of seismic risk*. Proceedings of the UNDRO/USSR/INESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Motogation of Earthquake Losses, Dushanbe, 1986.

*Working Group for DDS in Alborán 1974-1975 (1978)*. *Crustal Seismic Profiles in the Alborán Sea. Preliminary results*. Pure and applied Geophysics, nº 116, pp. 166-180.

#### **NORMATIVA CONSULTADA:**

Decreto 195/1963, de 17 de enero, por el que se establece la Norma M.V. 101-1962, de “Acciones en la edificación”. *Boletín Oficial del Estado*, 35, de 9 de febrero de 1963. [https://www.boe.es/diario\\_boe/txt.php?id=BOE-A-1963-4613](https://www.boe.es/diario_boe/txt.php?id=BOE-A-1963-4613)

Decreto 106/1969, de 16 de enero, por el que se aprueba la aplicación de la “Norma Sismorresistente pgs-1 (1968), parte A. *Boletín Oficial del Estado*, 30, de 4 de febrero de 1969. [https://www.boe.es/diario\\_boe/txt](https://www.boe.es/diario_boe/txt).

php?id=BOE-A-1969-148

Decreto 3209/1974, de 30 de agosto, por el que se aprueba la “Norma Sismorresistente P.D.S-1 (mil novecientos setenta y cuatro) parte A (texto9, así como la constitución de la Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. *Boletín Oficial del Estado*, 279, de 21 de noviembre de 1974. [https://www.boe.es/diario\\_boe/txt.php?id=BOE-A-1974-1869](https://www.boe.es/diario_boe/txt.php?id=BOE-A-1974-1869)

Real Decreto 1370/1988, de 25 de julio, por el que se aprueba la Norma Básica de la Edificación “NBE-AE/88. Acciones en la edificación”. <https://www.boe.es/boe/dias/1995/02/08/>

Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre, por el que se aprueba la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-94). *Boletín del Estado*, 33, de 8 febrero de 1995. <https://www.boe.es/boe/dias/1995/02/08/pdfs/A04012-04048.pdf>

Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02). *Boletín Oficial del Estado*, 244, de 11 de octubre de 2002. <https://www.boe.es/boe/dias/2002/10/11/pdfs/A36006-36011.pdf>

Asociación Española de Normalización (2009). Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación UNE-EN 1998-1).

## **EXPEDIENTES DOCUMENTALES EXPEDIENTES DEL ARCHIVO HISTÓRICO MUNICIPAL**

1890. C.02260.0054. *Copia simple de un certificado sobre el expediente de apertura de la Gran Vía de Colón.*

1895. C.02260.0003. *Certificado de la sesión celebrada para tratar el presupuesto de contrata para la apertura de la Gran Vía de Colón.*

1897. C.02260.0008. *La Reformadora Granadina remite planos de los solares nº 22 y 25 y parte del 24, vendidos a Gabriel Cañadilla y a Sebastián Zabaleta.*

1900. C. 00990.0083. *Licencia para edificar en el solar nº 20 de la calle Gran Vía de Colón, con fachada a ésta y a la calle Lecheros, propiedad de Juan López Rubio.*

1905. C.01987.0045. *Francisco Jiménez Arévalo solicita licencia para edificar una casa en los solares nº 91 y 92 de Gran Vía de Colón.*

1905. C. 02259.0011. *Línea rasante y liquidación de parcelas para edificar el Hotel Colón en la entrada de la Gran Vía de Colón.*

1905. C. 13.005.02. *Proyecto de un edificio en la calle Reyes Católicos, Colón y Zacatín. Propiedad de la sociedad constructora del Hotel Colón.*

1906. C. 01986.0084. *Licencia para construir el Hotel Colón en las calles Reyes Católicos, Gran Vía de Colón y Zacatín.*

1907. C. 0198.0001. *Concesión de licencia para edificar sobre los solares nº 36 y 37 de la calle Gran Vía de Colón esquina a la calle de Azacayas, propiedad de Gregorio Fidel Fernández Osuna.*

1910-1911. C. 02172. *Ricardo Castella y González Aurioles solicitan licencia de obra para edificar en el solar nº 117 de la Gran Vía.*

1911-1912. C. 02172. *Ricardo Castella y González Aurioles solicitan licencia de obra para construir una casa en los solares 118x 119, 120 de la Gran Vía de Colón.*

1913. C.02238.0151. *Proyecto de cine en los solares nº 37, 38, 39 y 40 de la Gran Vía de Colón.*

1917. C. 02260.0066. *Celestino Echevarría solicita licencia para edificar una casa en Gran Vía de Colón solares nº 30 y 31, esquina a la calle Vicente Arteaga.*

1918. C. 02226.0197. *Olmedo Hermanos y Gracia S. solicita licencia para convertir los claros de ventana en antepechos y sustituir una ventana por una puerta en el Hotel Colón en la esquina de Reyes Católicos 57 con Gran Vía de Colón.*

1921. C.02243.0296. *Cleofás Zubeldía en representación de los hijos de Manuel Rodríguez Acosta solicita licencia de obras en la calle Gran Vía de Colón nº 14. Expte: 434/1921.*

1928. C. 02249.0321. *Licencia a Migue Serrano para Gran Vía, 47. Plano.*

1933. c. 03366.2858. *Miguel Olmedo Villalobos, solicitando autorización para obras de reforma en la calle Reyes Católicos, 57.*

1933. C. 03366.2917. *Nueva Gran Vía de Colón Expediente incoado a instancia de Secundino de Zuazo Ugalde, solicitando autorización para construcción de un edificio destinado a oficinas y viviendas de altos empleados, en el solar propiedad del Banco de España, situado en la Gran Vía de Colón.*

1936. C. 05.004.02. *Reforma de los alrededores de la catedral.*

1936. C. 05.004.02. *Reforma del encuentro Gran Vía – Reyes Católicos.*

1943. C. 19.001.01. *Anteproyecto de ordenación urbana: zona Gran Vía.*

1948. C. 03124.0487. *Obra nueva en Gran Vía de Colón, 22.*

1950. C. 15.001.10. *Plano de numeración de los bloques de las calles cercanas al cruce entre Gran Vía y Reyes Católicos.*

1960. C. 15.006.02. *Proyecto de prolongación de la Gran Vía. Plano parcelario de expropiaciones.*

1965. C.02812.0114. *Antonio González Solier solicita licencia para reforma y decoración en la casa nº 35 de la Gran Vía de Colón.*

1965. C. 02812.0142. *Torres y López, S. A. solicita licencia de reforma en la calle Gran Vía de Colón, nº 12.*

1969-1972. C.04736.0076. *La Inmobiliaria Granadina S.A. solicita licencia para construir el edificio central "El Águila" propiedad del Banco de Granada, destinado a oficinas y servicios, en la calle Cárcel Baja, nº 6. Expte. 894/1969.*

#### **EXPEDIENTES DEL ARCHIVO GENERAL ADMINISTRATIVO:**

1986. 15174. 178/86. *Proyecto de remodelación y decoración de un centro comercial en Granada Cortefiel. Expediente 1986*

#### **EXPEDIENTES DEL ARCHIVO DEL COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE GRANADA:**

1990. *Proyecto Básico y Rehabilitación del edificio La Paz – Fase II: Restauración de fachadas y cubiertas.* Pedro Salmerón Escobar, Arquitecto.

#### **PÁGINAS WEBS:**

##### **Página oficial del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana:**

<https://www.mitma.gob.es/organos-colegiados/marcado-ce-y-eurocodigos/eurocodigos>

<https://www.mitma.gob.es/organos-colegiados/marcado-ce-y-eurocodigos/eurocodigos/antecedentes-del-programa-de-los-eurocodigos>

<https://www.mitma.gob.es/organos-colegiados/comision-permanente-de-normas-sismorresistentes/cpns/normativa>

<https://www.mitma.gob.es/organos-colegiados/comision-permanente-de-normas-sismorresistentes/cpns/antecedentes>

##### **Canal de Youtube 3Muri:**

<https://www.youtube.com/channel/UC14KPamagQ3wT9kk1hzV7uw/videos>

### **Página oficial del Instituto Geográfico Nacional:**

[https://www.ign.es/web/ign/portal/sis-publicaciones-sismicas?p\\_p\\_id=IGNSISPublicaciones\\_Boletines\\_WAR\\_IGNSISPublicaciones\\_Boletinesportlet&p\\_p\\_lifecycle=1&p\\_p\\_state=normal&p\\_p\\_mode=view&p\\_p\\_col\\_id=column-1&p\\_p\\_col\\_count=1&\\_IGNSISPublicaciones\\_Boletines\\_WAR\\_IGNSISPublicaciones\\_Boletinesportlet\\_javax.portlet.action=setTabInforme](https://www.ign.es/web/ign/portal/sis-publicaciones-sismicas?p_p_id=IGNSISPublicaciones_Boletines_WAR_IGNSISPublicaciones_Boletinesportlet&p_p_lifecycle=1&p_p_state=normal&p_p_mode=view&p_p_col_id=column-1&p_p_col_count=1&_IGNSISPublicaciones_Boletines_WAR_IGNSISPublicaciones_Boletinesportlet_javax.portlet.action=setTabInforme)

### **Página oficial de la International Association for Earthquake Engineering:**

<https://www.iaee.or.jp/publications.html>

### **Página oficial del Archivo Histórico Municipal de Granada**

<https://www.granada.org/inet/archivomunpal.nsf/wbyclave/inicio>

### **Página de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.**

<https://rac.es/publicaciones/>

### **BIBLIOGRAFÍA COMPLEMENTARÍA:**

Azañón, J.M., García-Mayordomo, J., Insua, J.M., Rodríguez-Peces, M.J., (2013). *Peligrosidad sísmica de la Falla de Granada*. Cuaternario y Geomorfología, 27(3-4), pp. 13-20.

Azañón, J.M., Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., de Justo-Alpañés, J.L., (2011). *Fallas activas y sismicidad en las partes altas de la ciudad de Granada: comportamiento dinámico de la formación Alhambra*. 4CNIS Granada.

Carreño Tibaduiza, M., Lantada Zarzosa, N., Irizarry, J., Valcarcel, J., Barbat, A., Goula Suriñach, X., (2012). *Comportamiento sísmico de los edificios de Lorca*. Física de la Tierra, vol. 24, pp. 289-314.

Galindo-Zaldívar, J., Jabaloy, A., González-Lodeiro, F., Aldaya, F. (1997).

*Crustal structure of the central sector of the Betic Cordillera (SE Spain)*. Tectonics, nº 16, pp. 18-37.

Jorquera Silva, N. (2014). *Método integral de evaluación del riesgo sísmico del patrimonio arquitectónico menor*. Apuntes, vol. 27, nº 1, pp. 52-63.

Salcedo Hernández, J., Campesino Fernández, A., (2012). *Experiencias constructivas del terremoto de Lorca*. Investigaciones Geográficas, nº 57, pp. 7-37.

Arango González, J.R. (2003). *Introducción al estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos de Granada*. Universidad de Granada.

Samartín Quiroga. (2008). *Curso de ingeniería sísmica (I): la acción sísmica*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Ibáñez Munguía, E. (2020). *Patrimonio y terremotos. Recuperación de bienes culturales tras seísmos*. Trabajo Fin de Grado, Universidad Politécnica de Madrid.

Ruano Roca, P. (2003). *Estructuras tectónicas recientes en la transversal central de las Cordilleras Béticas*. Tesis Doctoral, Universidad de Granada.

Ruiz Rubio, J.M., (2016). *Caracterización Sísmica de la Gran Vía de Colón de Granada. Un plan por desarrollar*. Trabajo Fin de Grado, Universidad de Granada.

---

**FUENTES BIBLIOGRÁFICAS  
- FIGURAS**

**Figura 01.** Imagen de la escalinata del Zigurat de Ur junto a las ruinas de la antigua ciudad sumeria de Ur, actual Irak. Siglo XXI a.C.

Fuente: <https://astelus.com/antigua-mesopotamia-civilizaciones-mas-importantes/templo-restaurado-de-la-ciudad-de-ur-en-irak/>.

**Figura 02.** Vista aérea de la ciudad de Granada con indicación de las principales vías. Fecha del documento: 1948-1950

Fuente: <https://www.granada.org>

**Figura 03.** Grabado del terremoto de Jedo -1650- del pintor Arnold Montanus de Amsterdam

Fuente: <https://www.etsy.com/es>

**Figura 04.** Grabado del terremoto de Lisboa -1755- mostrando las ruinas de la ciudad en llamas y un maremoto arrollando los barcos

Fuente: <https://es.wikipedia.org/>

**Figura 05.** Tipos de ondas sísmicas (a) Ondas P, (b) Ondas S, (c) Ondas Love, (d) Ondas de Rayleigh

Fuente: Santos, Catapang y Reyta, 2019

**Figura 06.** Los trabajos de Haussmann: en negro las nuevas calles; en líneas cruzadas los nuevos barrios; en líneas paralelas, y fuera de las fortificaciones, los dos grandes parques

Fuente: Benévolo, 1978

**Figura 07.** Tabla de fábricas de azúcar de remolacha en la provincia de Granada

Fuente: Martín, Giménez y Piñar, 1998

**Figura 08.** Plano dibujado en 1891 por el arquitecto municipal Modesto Cendoya en el que, sobre la base cartográfica de la ciudad, superpone el trazado de la Gran Vía de Colón

Fuente: AHMG

**Figura 09.** Plano de alineaciones del tercer tramo de la Gran Vía de Colón desarrollado por el arquitecto Juan Montserrat

Fuente: AHMG

**Figura 10.** (izquierda) Edificio Hotel Colón (derecha) Edificio Banco Central. Ambas imágenes datan del año 1920

Fuente: AMGR

**Figura 11.** Imagen del edificio Hotel Colón ubicado en la calle Gran Vía nº 1 (calle Reyes Católicos nº 51, según catastro)

Fuente: Salmerón, 2005

**Figura 12.** Plano de las plantas superiores del edificio Hotel Colón elaborado por el arquitecto Juan Montserrat

Fuente: AHMG

**Figura 13.** Plano de la planta baja del edificio Hotel Colón elaborado por el arquitecto Juan Montserrat

Fuente: AHMG

**Figura 14.** Imagen del Edificio Hotel Colón tras las operaciones de adaptación para albergar los almacenes La Paz

Fuente: <https://pin.it/5DLX2GG>

**Figura 15.** Imagen del edificio Hotel Colón tras las obras de adaptación para albergar el comercio textil Cortefiel

Fuente: AGAMG

**Figura 16.** Plano de la planta baja del edificio Hotel Colón para albergar el comercio textil Cortefiel

Fuente: AGAMG

**Figura 17.** Planos explicativos de la intervención llevada a cabo en 1991 por el arquitecto Pedro Salmerón Escobar

Fuente: COAG

**Figura 18.** Sección del edificio Hotel Colón elaborada por el arquitecto Pedro Salmerón Escobar en 1991

Fuente: COAG

**Figura 19.** Comportamiento individual y conjunta de las piezas y el mortero sometidos a cargas de compresión

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 20.** Estado de tensiones sobre las piezas y el mortero

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 21.** Fallo habitual a compresión de las estructuras de fábrica

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 22.** Curva tensión-deformación obtenida para distintos tipos de piezas: (A) ladrillo perforado (B-C-D) ladrillos macizos

Fuente: Hendry, 1990

**Figura 23.** Modo de fallo de los paneles de fábrica sometidos a esfuerzos de compresión y tensión: fallo por fricción

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 24.** Modo de fallo de los paneles de fábrica sometidos a esfuerzos de compresión y tensión: fallo por tensión diagonal

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 25.** Curva envolvente de la teoría sobre los modos de fallo desarrollada por Mann y Müller

Fuente: Mann & Müller, 1982

**Figura 26.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción horizontal

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 27.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción horizontal

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 28.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción vertical

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 29.** Modo de fallo de las estructuras de fábrica sometidas a esfuerzo de tracción vertical

Fuente: Crisafulli, 1997

**Figura 30.** Fallo por cortante experimentado en ensayo

Fuente: Medic y Hrasmica, 2021

**Figura 31.** Fallo en el plano por cortante. Imagen procedente del terremoto de Loma Prieta de 1989

Fuente: Bruneau, 1994

**Figura 32.** Modo de fallo fuera del plano considerados por D'Ayala y Speranza

Fuente: D'Ayala y Speranza, 2002

**Figura 33.** Protocolo de cargas empleadas en el análisis

Fuente: Dolatshashi, et al, 2014

**Figura 34 (a).** Diagrama curva-desplazamiento y deformación obtenida

Fuente: Dolatshashi, et al, 2014

**Figura 34 (b).** Diagrama curva-desplazamiento y deformación obtenida

Fuente: Dolatshashi, et al, 2014

**Figura 35.** Representación de la curva de capacidad

Fuente: Moreno, 2006

**Figura 36.** Representación simultánea del espectro de capacidad y el espectro de capacidad definido mediante una curva bilineal simplificada

Fuente: Moreno, 2006

**Figura 37.** Representación de la energía disipada

Fuente: Moreno, 2006

**Figura 38.** Superposición del espectro de capacidad y su representación

bilineal, el espectro de demanda y el espectro elástico para determinar el punto de desempeño Fuente: Moreno, 2006

**Figura 39.** Umbrales de daño adoptados por Risk-UE

Fuente: Moreno, 2006

**Figura 40.** Lectura de los estados de daño en relación a las curvas de fragilidad

Fuente: Moreno, 2006

**Figura 41.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 42.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 43.** Imagen extraída del manual de uso del software 3Muri

Fuente: 3Muri User Manual

**Figura 44.** Imágenes extraídas del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 45.** Imágenes extraídas del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 46.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 47.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 48.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 49.** Imagen extraída del manual de uso del software 3Muri

Fuente: 3Muri User Manual

**Figura 50.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 51.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 52.** Imagen extraída del software 3Muri durante el proceso de modelado del edificio

Fuente: Propia, 2022

**Figura 53.** Imagen extraída del software 3Muri tras el análisis pushover del edificio Hotel Colón, donde es posible observar la curva de capacidad del mismo

Fuente: Propia, 2022

**Figura 54.** Imagen extraída del software 3Muri tras el análisis pushover del edificio Hotel Colón (a) Step 1 (b) Step 28 (c) Step 57

Fuente: Propia, 2022

**Figura 55.** Imagen del modelado 3D del edificio mediante el software 3Muri

Fuente: Propia, 2022

**Figura 56.** Imagen del modelado 3D del edificio mediante el software 3Muri

Fuente: Propia, 2022

**Figura 57.** Curva de capacidad del edificio obtenida mediante el software 3Muri Fuente: Propia, 2022

**Figura 58.** Curva de capacidad del edificio en unidades del Sistema Interional  
Fuente: Propia, 2022

**Figura 59.** Espectro de capacidad & espectro de capacidad bilineal del edificio  
Fuente: Propia, 2022

**Figura 60.** Representación de los diferentes umbrales de daño sobre el espectro de capacidad & espectro de capacidad bilineal del edificio  
Fuente: Propia, 2022

**Figura 61.** Tabla 5-15 Structural Fragility Curve Parameters - Pre-Code Seismic Design Level  
Fuente: FEMA, 2020

**Figura 62.** Curvas de fragilidad del edificio  
Fuente: Propia, 2022

**Figura 63.** Representación de los distintos tipos de espectro de respuesta expuestos en el Eurocódigo 8  
Fuente: Eurocódigo 8, 2018

**Figura 64.** Mapa de  $V_{s30}$  obtenido de datos de arrays  
Fuente: Vidal et al., 2014

## **Figuras - Apéndice A**

**Figura 01.** Mapa esquemático de actividad tectónica global  
Fuente: <https://earthobservatory.nasa.gov>

**Figura 02.** Determinación preliminar de epicentros 358.214 eventos, 1963-1998  
Fuente: <http://denali.gsfc.nasa.gov>

**Figura 03.** Mapa general de la Cordillera Bética y de parte el Rif  
Fuente: <https://estudiosgeol.revistas.csic.es>

**Figura 04.** Principales fallas activas durante el Cuaternario extraídas de la base

de datos QAFI  
Fuente: <https://www.ign.es>

**Figura 05.** Mapa de la sismicidad de la Península Ibérica y zonas próximas  
Fuente: <https://www.ign.es>

**Figura 06.** Principales fallas activas durante el Cuaternario extraídas de la base de datos QAFI  
Fuente: <https://www.ign.es>

**Figura 07.** Efectos geológicos del terremoto que tuvo lugar en Pinos Puente en 1806  
Fuente: <https://www.ign.es>

**Figura 08.** Superposición del mapa de isosistas interpretado por las distintas comisiones nacionales e internacionales  
Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 1980

**Figura 09.** Daños producidos en Alhama de Granada tras el terremoto de 1884  
Fuente: Vidal, 2011

**Figura 10.** Daños producidos en Alhama de Granada tras el terremoto de 1884  
Fuente: Vidal, 2011

**Figura 11.** Cuadre resumen de las pérdidas humanas y materiales tras el terremoto de 1884  
Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 1980

**Figura 12.** Mapa de isosistas del terremoto de Albolote de 1956  
Fuente: Bonelli y Carrasco, 1958

**Figura 13.** Daños producidos en Albolote tras el terremoto de 1956  
Fuente: <https://www.alboloteinformacion.com>

**Figura 14.** Terremotos ocurridos en la cuenca de Granada con intensidad mayor o igual que VI en el periodo de tiempo 1431-2000  
Fuente: López et al., 2001

**Figura 15.** (izquierda) Sismicidad superficial de la Cuenca de Granada  
(derecha) Sismicidad profunda de la Cuenca de Granada

Fuente: López et al., 2001

**Figura 16.** Perfiles en profundidades, en las direcciones E-W, N-S y NW-E,  
para los terremotos de la Cuenca de Granada con  $1.0 < m_b < 5.5$  comprendidos  
en el periodo 1950-2000

Fuente: López et al., 2001

## **Apéndice A**

---

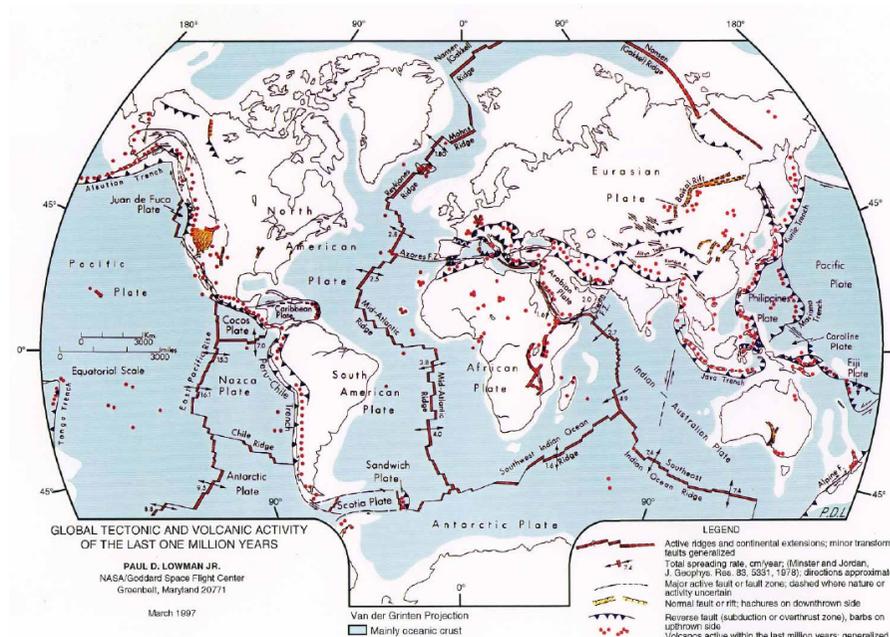
**TECTÓNICA Y SISMICIDAD  
DE LA CUENCA DE GRANADA**

La distribución global de la sismicidad, desde una visión planetaria, es posible comprenderla a través de la *Tectónica de Placas* [Figura 01], la cual ofrece una explicación a las placas tectónicas que conforman la litosfera, los desplazamientos entre ellas, así como la posibilidad de diferenciar claramente las zonas sísmicas más activas que generalmente, coinciden con los límites de dichas placas litosféricas o tectónicas, y las zonas internas con una sismicidad mucho más moderada e incluso, nula en algunos puntos [Figura 02] [Samartín, 2008].

En el caso de la Península Ibérica, esta se encuentra especialmente cerca del límite de contacto entre la placa Euroasiática y la Africana. El límite entre ambas placas se extiende desde las Islas Azores, donde se produce una triple unión entre las placas Euroasiática, Africana y Americana, en dirección sensiblemente Oeste – Este, hasta el extremo más oriental del Mediterráneo, pasando por el Estrecho de Gibraltar, punto a partir del cual, comienzan a enfrentarse placas de naturaleza continental [Samartín, 2008; Galindo-Zaldívar et al., 2001].

El límite más occidental de la conjunción de estas dos placas, Euroasiática y Africana, queda delimitada por la dorsal centro-atlántica, a partir de la cual, ambas placas se separan. Con respecto a su unión desde las Islas Azores hasta Gibraltar, esta se produce a través de una fractura de desgarre que afecta a placas de naturaleza oceánica, al contrario de lo que ocurre desde el Estrecho de Gibraltar hasta la zona oriental del Mediterráneo. Desde el final de esta fractura, es decir, aproximadamente, desde el Cabo de San Vicente (paralelo 13°W) hasta Túnez (paralelo 11°E), se encuentra una región sismogénica denominada Ibero-Magrebí, donde la Península Ibérica constituye una subplaca unida en la actualidad, a la placa Euroasiática [Samartín, 2008].

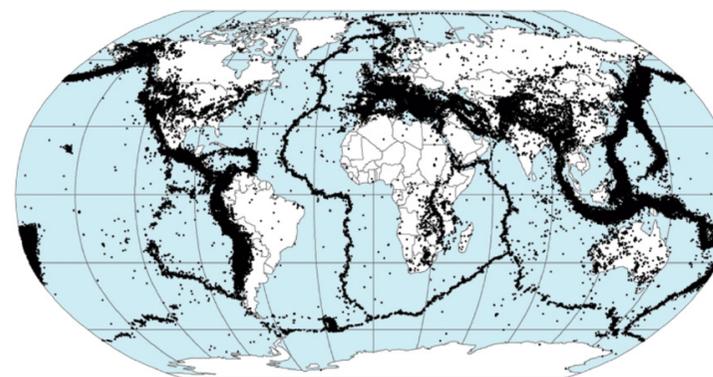
En este encuadre de la Península Ibérica se encuentra, en su zona sur, la Cordillera Bética, dividida en Zonas Externas y Zonas Internas, los mismos dominios tectónicos existentes en la Cordillera del Rif, en el norte de Marruecos [Ocaña, 2009]. La primera de ellas, la Zona Externa, se encuentra formada por la zona Prebética, así como la zona Subbética, compuestas ambas por rocas mesozoicas y cenozoicas sedimentarias generalmente, carbonatadas, junto a escasos cuerpos de rocas ígneas volcánicas y subvolcánicas. Por el contrario,



F221.001.007

**Figura 01.** Mapa esquemático de actividad tectónica global (Fuente: <https://earthobservatory.nasa.gov>).

Preliminary Determination of Epicenters  
358,214 Events, 1963 - 1998



**Figura 02.** Determinación preliminar de epicentros 358.214 eventos, 1963-1998 (Fuente: <http://denali.gsfc.nasa.gov>).

la Zona Interna se compone de varios complejos tectónicos superpuestos, los cuales pueden incluir rocas del Paleozoico. Entre ellos, se encuentra el Complejo Nevado-Filábride, sobre él, el Complejo Alpujárride, y sobre ambos, el Complejo Maláguide. En la unión entre ambas zonas, externa e interna, se localiza las unidades del surco de los Flysch [Figura 03] [Galindo-Zaldívar et al., 2001].

En cuanto a las zonas más profundas de la Cordillera Bética, ha sido posible determinar relevantes aspectos de su estructura a través de diversos métodos geofísicos. De esta forma, empleando sismica de refracción tanto en la Cordillera Bética como en el Mar de Alborán, se ha podido constatar la enorme heterogeneidad existente entre las cortezas de ambas regiones. En el caso del Mar de Alborán, la corteza continental se sitúa sobre un manto anómalo de velocidad de propagación reducida y con espesores que, en zonas cercanas a la actual línea de costa, alcanza los 15 Km [Hatzfeld, 1976; WGDSSA1974-1977, 1978; Suriñach y Vegas, 1993]. Mientras que, por el contrario, la corteza continental en la zona central de la Cordillera Bética se sitúa sobre un manto normal y alcanza espesores de hasta 38 Km [WGDSSA1974-1977, 1978; Banda et al., 1993].

Un hecho este, en cuanto a la variación de espesores de la corteza que ha sido posible confirmar a través de estudios gravimétricos, deducidos a través de datos sísmicos [Hatzfeld, 1976; Casas y Carbó, 1990; Torné y Banda, 1992], junto a otros trabajos que han permitido confirmar el cambio brusco que se produce entre ambas regiones [Torné y Banda, 1992; Galindo-Zaldívar et al., 1997].

La Cuenca de Granada, zona de estudio del presente trabajo de investigación, se encuentra localizada precisamente, en el contacto entre las zonas anteriormente descritas [Zona Externa y Zona Interna] de la Cordillera Bética, la cual se encuentra fosilizada por rocas del Mioceno inferior en su zona más oriental [Loneran, 1993].

#### 4.1. Tectónica de la Cuenca de Granada

La Cuenca de Granada es una amplia zona delimitada por Alhama de Granada y Arenas del Rey en su parte más occidental, incluyéndose en ella tanto la Vega de Granada y la capital de la provincia, así como el área de Sierra Elvira,

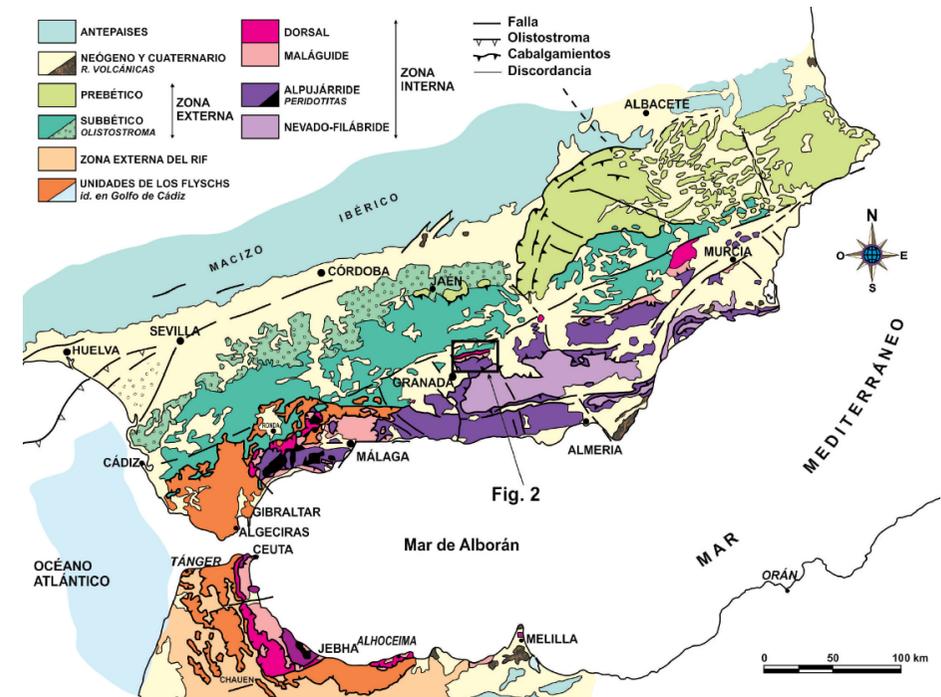


Figura 03. Mapa general de la Cordillera Bética y de parte el Rif (Fuente: [https:// estudiosgeol.revistas.csic.es](https://estudiosgeol.revistas.csic.es)).

extendiéndose hasta los bordes occidentales de las Sierras de Cogollos y Alfacar en el sector nororiental de la cuenca y, además, ampliamente cubierta de fallas geológicas.

Las fallas geológicas o simplemente fallas, son roturas producidas en masas rocosas frágiles a través de las cuales es posible observar el desplazamiento relativo de sus lados, lo cual hace que podamos diferenciarlas de las *diaclasas* que, también son fracturas en masas rocosas, pero en este caso, sin movimiento alguno. Su consideración y estudio en el presente trabajo de investigación se debe a su estrecha vinculación con los sismos, los cuales se producen tras la liberación de manera brusca, de la deformación elástica renovable, la cual se ha ido acumulando a lo largo del tiempo, a través de las fallas [Samartín, 2008].

En este sentido, las fallas de mayor relevancia localizadas en la Cuenca de Granada son [Figura 04] [Sanz de Galdeano, 2001]:

\*Falla del Fargue: su inicio en la parte norte es posible observarlo en el municipio de Jun, atravesando en su recorrido el Fargue hasta llegar a la zona este de la Abadía del Sacromonte.

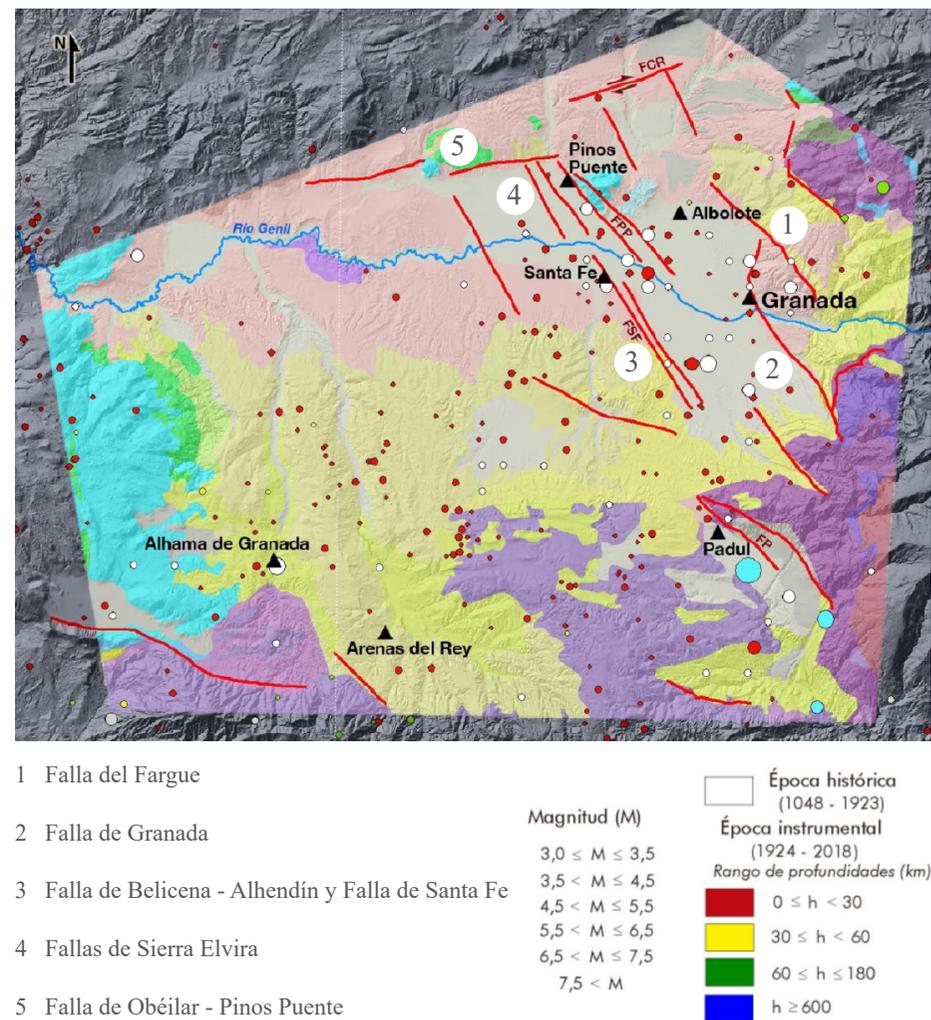
\* Falla de Granada: aunque realmente, son varias las fallas que afectan a la ciudad especialmente, al barrio del Albaicín, comúnmente se le otorga este nombre a aquella cuyo trazado comienza en la zona sur, próxima al municipio de Monachil, continua por los pies de la colina de los Rebites, así como por los de la colina del Albaicín, atravesando igualmente, la zona de Cartuja, donde adquiere una dirección más norteadada hasta llegar a las proximidades de Jun. A pesar de su extensión, en su paso por la ciudad no es posible observar ningún rastro de ella, al constituir una zona altamente edificada.

\* Falla de Belicena - Alhendín y Falla de Santa Fe: actualmente, la base de datos QAFI del Instituto Geológico y Minero de España [IGME] presenta un catálogo en la zona de la Vega de Granada compuesto por un total de seis fallas entre las cuales se encuentran la Falla de Belicena – Alhendín y la Falla de Santa Fe, aunque advierte la posibilidad de que realmente, todas ellas formen parte en profundidad, de una sola falla principal. Todas ellas son definidas como fallas pequeñas, aunque muy próximas, un hecho este que podría favorecer la generación de sismos de tipo enjambre debido al efecto de la interacción entre las mismas [García – Mayordomo, Pérez, 2021].

\* Fallas de Sierra Elvira: de manera similar a la situación descrita para la zona de la Vega de Granada, la sismicidad en la zona de Sierra Elvira – Pinos Puente, se encuentra estrechamente vinculada a la existencia de una ramificación de diversas fallas. Una casuística singular que, junto a sus homologas que atraviesan la ciudad de Granada, concentra la máxima sismicidad de toda la Cuenca de Granada.

\* Falla de Obéilar – Pinos Puente: con una dirección prácticamente este – oeste, y concentrando igualmente, una zona altamente activa de acuerdo con sus rasgos geológicos, no presenta asociada, sin embargo, una importante sismicidad, a pesar de delimitar en la zona norte con las fallas de Sierra Elvira.

Existen otras fallas de cierta envergadura en la Cuenca de Granada, aunque no presentan la relevancia, así como la sismicidad asociada a ellas, de las descritas anteriormente. Entre ellas, es posible destacar la Falla de Malaha, la Falla de Dílar, la Falla de Trevenque y/o la Falla de Alfacar.



**Figura 04.** Principales fallas activas durante el Cuaternario extraídas de la base de datos QAFI (Fuente: <https://www.ign.es>).

## 4.2. Sismicidad de la Cuenca de Granada

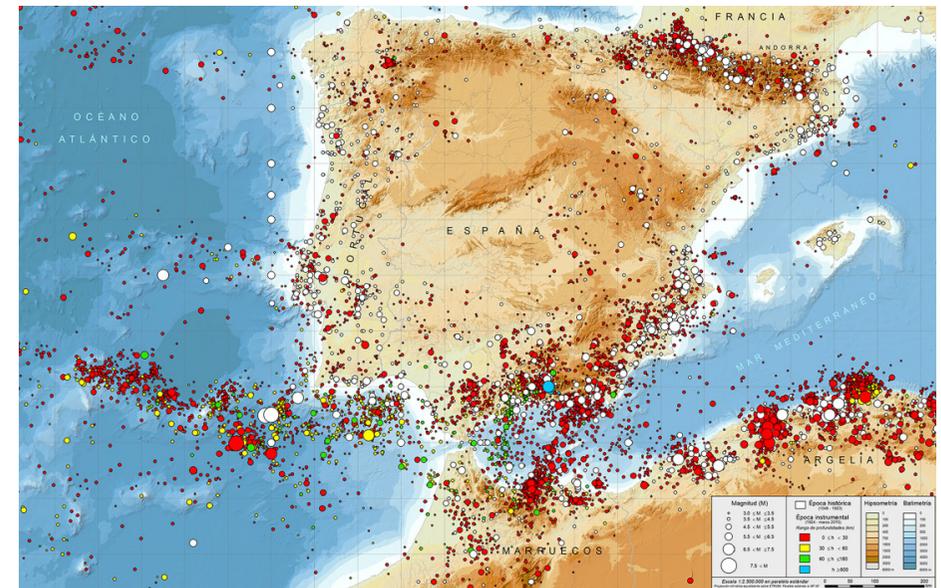
La extensa región Ibero-Magrebí que define el contacto entre las placas Euroasiática y Africana es posible subdividirla en tres zonas perfectamente diferenciables; la zona Oeste, la zona Este y la zona Central. Las dos primeras de ellas, se caracterizan por una sismicidad relativamente sencilla con alineaciones de sismos de carácter superficial, donde la liberación de energía se materializa a través de grandes terremotos. No obstante, en la región más occidental también se producen terremotos intermedios en un alto porcentaje de casos [Figura 05] [López et al., 2001].

Sin embargo, la zona central donde, además, se inserta la Cuenca de Granada, presenta una complejidad superior a las zonas externas del cuadrante anteriormente descrito, puesto que se caracteriza por una irregular extensión y dispersión de la sismicidad, así como por una destacable variación en cuanto a las profundidades se refiere, lo cual provoca que existan zonas con sismos superficiales e intermedios, además de otros de mayor profundidad [Figura 06] [López et al., 2001].

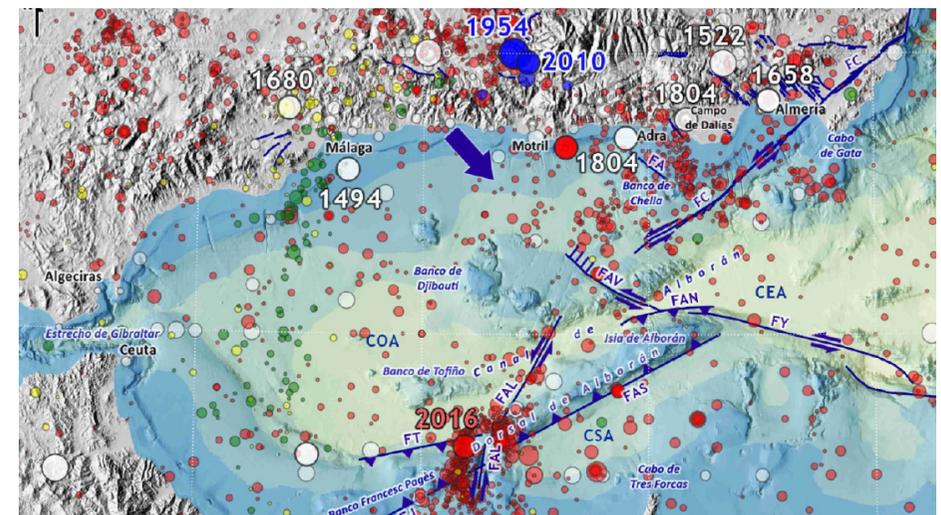
En cuanto a la caracterización de la sismicidad de la Cuenca de Granada desde una perspectiva más precisa, esta es posible conocerla a través de las investigaciones de C. López Casado, J.A. Peláez Montilla y J. Henares Romero, concretamente, en su artículo conjunto titulado *Sismicidad en la Cuenca de Granada* [López et al., 2001], fuente de información principal para el desarrollo del presente apartado, al igual que la tesis doctoral de Francisco Vidal Sánchez titulada *Sismotectónica de la región Béticas – Mar de Alborán* [Vidal, 1986].

El conocimiento acerca del registro sísmico de una región tanto en las décadas más recientes como en periodos históricos supone una importante fuente de información para comprender aspectos tan significativos como la propia ocurrencia de terremotos, lo cual influye de manera directa en los estudios de peligrosidad y riesgo sísmico de una región. Por tanto, se estima conveniente analizar, aunque de manera superficial, los terremotos más importantes que han tenido lugar en la zona sísmica de estudio, es decir, la Cuenca de Granada.

El registro y documentación de los terremotos producidos en el periodo de tiempo anterior al siglo XIV, como afirma F. Vidal, es especialmente escasa,



**Figura 05.** Mapa de la sismicidad de la Península Ibérica y zonas próximas (Fuente: <https://www.ign.es>).



**Figura 06.** Principales fallas activas durante el Cuaternario extraídas de la base de datos QAFI (Fuente: <https://www.ign.es>).

existiendo únicamente ciertos registros y citas por algunos autores [Vidal, 1986, pp.113]. No obstante, el panorama cambia radicalmente a partir del año 1400, de los cuales es posible encontrar mayor documentación, especialmente, para aquellos sucedidos a partir del siglo XVI, como es el caso del terremoto de 1526 de Granada.

#### \*Terremoto de 4 de julio de 1526

Aunque se trata de un suceso que ha suscitado ciertas dudas en cuanto a su ocurrencia al no encontrarse demasiada información al respecto, afirmación que realizan investigadores como C. Olivera [Olivera, 1994], al no localizarse igualmente, documentos que lo desmientan, se sigue contemplando su localización y ocurrencia como Granada, 4 de julio de 1526 [Instituto Geográfico Nacional, 1995].

En cuanto a los destrozos y daños producidos por el suceso sísmico y a través de las referencias dadas por Velázquez de Echevarría, es posible saber que diversas torres de la ciudad colapsaron y terminaron por derrumbarse, entre ellas la torre que hacía de función de campanario de la catedral [Galbis, 1932]. No obstante, investigaciones posteriores [Vidal, 1986] han manifestado la posibilidad de que realmente, estos efectos producidos por el terremoto fueran un tanto exagerados. Una afirmación esta, que toma mayor relevancia al considerar la reacción del propio emperador durante el sismo, dada por fray Prudencio de Sandoval en 1634 [Espinosa et al., 1994]:

*A 4 de julio, a las once de la noche y cuatro de la mañana tembló en Granada la tierra, mas el Emperador, que estaba en la Alhambra, ni se alborotó ni se levantó, si bien los de su casa se espantaron.*

#### \*Terremoto de 13 de noviembre de 1778

No se trata realmente, de un suceso aislado, sino que forma parte de una serie de terremotos, ya que antes de este, se pudieron sentir otros los días 5 de junio, 5, 23 y 24 de julio, 3 y 8 de agosto, 7 y 11 de octubre y posterior a su ocurrencia, los días 25 de noviembre y 10 de diciembre. La incertidumbre entre la sociedad era tal, que los vecinos incluso, preferían pasar la noche al

raso, algo comprensible puesto que, en tan solo 6 días, se llegaron a producir 16 sacudidas, dos de ellas, de especial violencia [Vidal, 1986].

#### \* Terremoto de 27 de octubre de 1806

Aunque el sismo principal tuvo lugar, como así aparece en las actas del Ayuntamiento de Santa Fe de ese mismo día, el día 27 de octubre de 1806 a las doce y diez minutos de la mañana, este estuvo seguido de numerosas réplicas, así como de otros sucesos sísmicos que lo precedieron como el ocurrido el 4 de agosto en la Vega de Granada. Incluso, durante el propio día del terremoto principal, otros de menor intensidad lo precedieron durante la madrugada. En cuanto a su epicentro, el sismo tuvo lugar en una zona especialmente reducida por lo que debió de tratarse de un terremoto superficial con un epicentro posiblemente, cerca de Pinos Puente (falla de Sierra Elvira) [Vidal, 1986]. En relación a las réplicas anteriormente mencionadas, hay autores que afirman que, entre los cuatro meses siguientes, se pudieron sentir más de sesenta sismos en Granada, así como más de trescientos en la Vega de Granada [Sempere, 1807].

En cuanto a los daños y destrozos, estos fueron especialmente importantes puesto que hay constancia de que se produjeron desplomes de cubiertas, fuertes agrietamientos en las paredes principales, así como aberturas perpendiculares de gran entidad. De entre todos los municipios afectados por el sismo, las localidades más perjudicadas fueron Pinos Puente, Santa Fe, Valderrubio, Ánzola y las cortijadas del Soto de Roma, Fuente Vaqueros, La Paz y Cijuela. Además, pudo sentirse en otros puntos más alejados como Málaga, Loja, Almuñécar y/o Guadix. Los informes redactados por orden real estimaban el valor económico de las pérdidas materiales en 7.704.042 reales [Vidal, 1986].

No obstante, también se produjeron pérdidas humanas ya que cinco niñas y una mujer mayor [69 años] fueron halladas muertas entre los escombros en Pinos Puente, otra niña y dos mujeres fallecieron en Santa Fe, donde, además, hubo al menos 27 heridos graves y finalmente, en Chauchina, donde un niño y un hombre de 56 años fallecieron a causa de los desprendimientos de las viviendas y otras construcciones [Vidal, 1986].

El terremoto tuvo innumerables efectos, la mayoría de ellos trágicos, sobre la sociedad y las construcciones, pero también, sobre el propio terreno ya que, tuvieron lugar importantes efectos geológicos, entre ellos la formación de grietas en el terreno con una longitud de hasta 50 metros localizadas especialmente, en las vegas del río Genil. Igualmente, aparecieron licuefacciones y eyecciones de agua, anomalías hidrológicas y emisiones de gases [Figura 07] [Pérez, 2021].

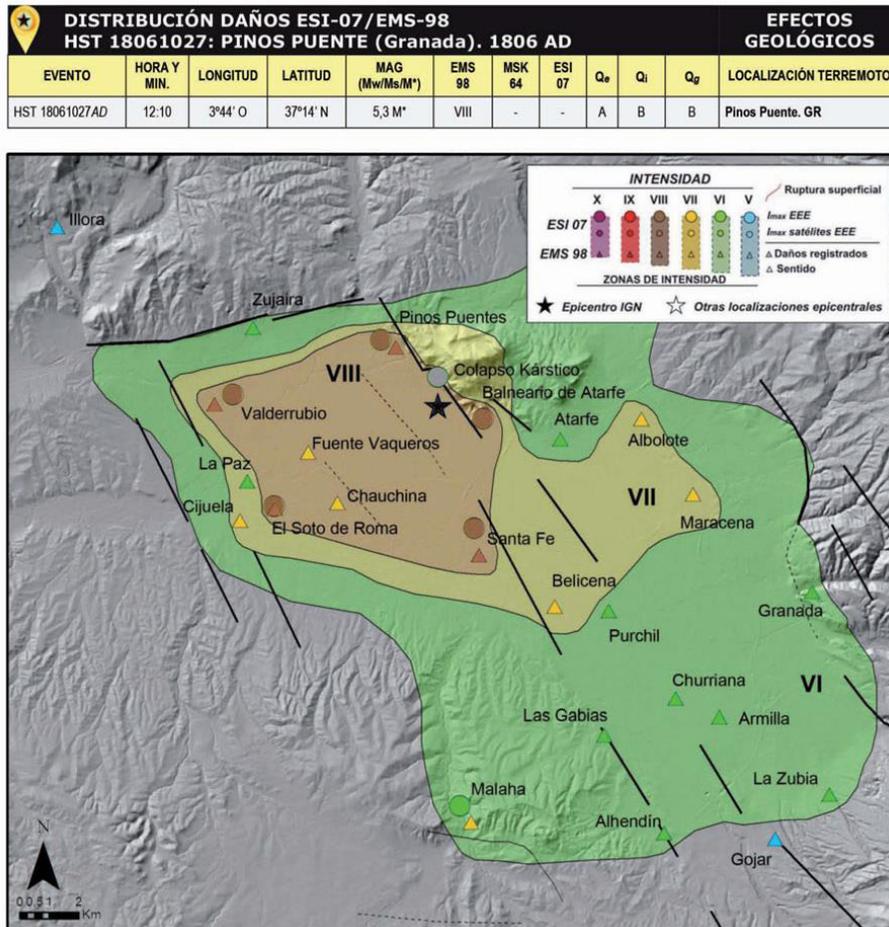


Figura 07. Efectos geológicos del terremoto que tuvo lugar en Pinos Puente en 1806 (Fuente: <https://www.ign.es>).

\*Terremoto de 25 de diciembre de 1884

El conocido como Terremoto de Andalucía con epicentro localizado entre Arenas del Rey, Alhama de Granada y Játar, tuvo lugar el 25 de diciembre de 1884 a las 21 y 8 minutos, con una duración aproximadamente, de entre 15 y 20 segundos, afectando a una extensa área de 120 x 70 km [Vidal, 1986].

Al contrario de lo que ocurre con otros terremotos estudiados, en este caso, la documentación existente en relación a este fatídico suceso es bastante considerable, lo cual se debe al enorme impacto que este produjo no solo en el panorama nacional sino también, en el internacional [Figura 08]. Científicos e ingenieros tanto españoles como extranjeros, periodistas e historiados llegados de todas partes, realizaron relevantes investigaciones y trabajos sobre el acontecimiento y las donaciones, procedentes de casi todas las partes del mundo, sirvieron para devolver cierta humanidad a esta vasta región desolada tras el terremoto [Instituto Geográfico Nacional, 1981].

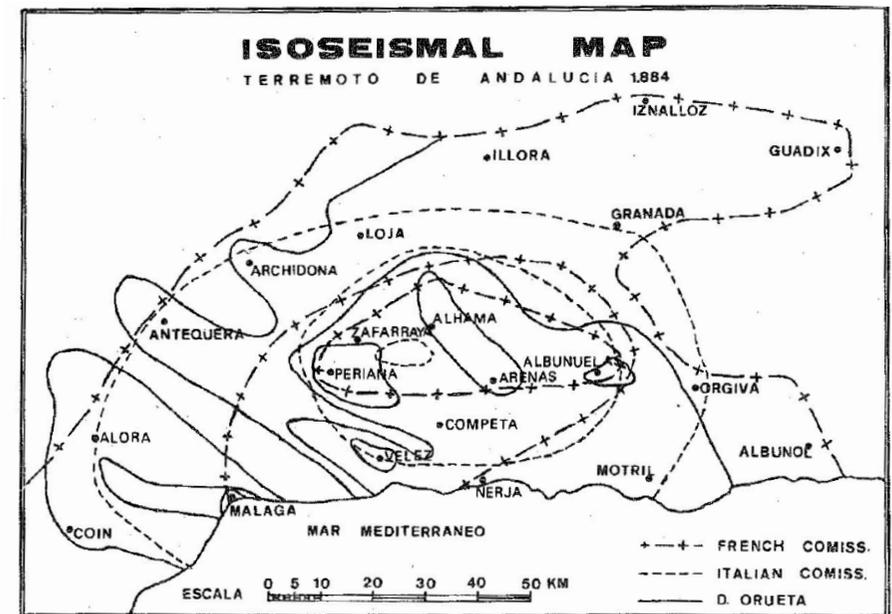


Figura 08. Superposición del mapa de isosistas interpretado por las distintas comisiones nacionales e internacionales (Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 1980).

Aunque el número de víctimas humanas, así como de pérdidas materiales fue elevadísimo en toda la extensa zona afectada por el terremoto [Figura 11], las localidades que más sufrieron fueron [Vidal, 1986].

-Alhama de Granada (I=IX): el municipio registró el mayor número de víctimas mortales [463 muertos] y heridos [473 heridos graves]. En cuanto a las pérdidas materiales [Figuras 09 y 10], más del 70 % de las viviendas sufrieron importantes daños de clase 5, un 15% de clase 4 y el resto entre clase 2 y 3 mientras que otras fueron directamente, arrastras por los desprendimientos de los tajos, por lo que fue necesario construir un nuevo barrio de 22 manzanas cerca de la Hoya del Egido.

-Zafarraya (I=IX): aunque los daños ocasionados fueron de menores, más del 30% de las viviendas sufrieron daños de clase 5, el 53% de clase 4 y el resto de clase 3. No obstante, muchas de ellas terminaron colapsando por completo y derrumbándose

- Jayena (I=IX): en este caso, más del 60 % de las viviendas resultaron seriamente afectadas y con daños de clase 5 y el resto, clase 4, presentaban serios problemas de estabilidad. Lamentablemente, el número de fallecidos fue de 10 víctimas y 18 heridos graves.

- Jatar (I=IX): afortunadamente, no hubo fallecidos, aunque el 30% de las viviendas presentaban daños de clase 5, otro 30% daños de clase 4 y el resto, de clase 3 y 2. El número de fallecidos fue de 2 y el de heridos graves de 46.

-Santa Cruz (I=IX): en cuanto al balance de daños en las edificaciones, el 70% de las viviendas quedaron afectados por daños de clase 5 y el 20% de clase 4. El número de fallecidos asciende a 13 personas y el de heridos graves a 98.

-Murchas (I=IX): el número de viviendas que colapsaron y terminaron por derrumbarse en el término municipal fue el 50%, aunque este porcentaje asciende al 95% en el centro del núcleo urbano. El 2.5% de la población falleció y el 3.6% resultó gravemente herida.



**Figura 09.** Daños producidos en Alhama de Granada tras el terremoto de 1884 (Fuente: Vidal, 2011).



**Figura 10.** Daños producidos en Alhama de Granada tras el terremoto de 1884 (Fuente: Vidal, 2011).

NUCLEO	POBLACION Termino municipal	VIC T I M A S								EDIFICIOS EXISTENTES						DAÑOS A EDIFICACIONES						CASAS CONSTRUIDAS			DINERO INVERTIDO POR LA COMISARIA REGIA (Ptas.)	
		GOBERNADOR		EL DEFENSOR		D. ORUETA		DIPUTACION		N U C L E O			TERMINO MUNICIPAL			COMISION ESPAÑOLA		DOMINGO DE ORUETA		COMISION FRANCESA		Comisario regio	Entidades particulares	DAMNIFICADOS COMISARIA REGIA		
		Muertos	Heridos	Muertos	Heridos	Muertos	Heridos	Muertos	Heridos	1 Planta	2	3	1 Planta	2	3	Destruídas	Dañadas	Destruídas	Dañadas	Destruídas	Dañadas					
Albuñuelas....	1.640	102	500	102	253	190		92	75	56	303	7	116	308	7	463	26					66	?	380	346.925	
Alhama.....	7.758	307	502	463	473	330	500			8	478	793	248	488	793	1.084	560	1.000	900	1.247	146	227	?		1.500.000	
Almendral....	Anejo de Ventas				4					17	25							16								
Arenas.....	1.366	135	253	118	146	140		101	92	14	319	14	30	343	15	397		350		Todas		220	96		1.033.765	
Cacín-El Turro.	728							1	6	8	124		9	137		21	72							66	9.421	
Fornes.....	746									6	114	6	6	117	6			50								30.882
Granada.....	76.005																								83	109.892
Güevéjar.....	586									2	117	3	2	124	3							130		216	527.113	
Jatar.....	1.163					2		2	7	3	239	12	6	243	12	37	220	77	146	73	193		?	234	21.729	
Jayena.....	1.213	17	5	17	21	10	18	7	16	62	228	14	66	230	14	95	218	186	143	191	138			280	128.508	
Murchas.....	362	9	13	8	7			8	7	5	92		5	93		95								?	20.000	
Santa Cruz....	708	13	8	13	19			20	98	10	182	7	11	215	7	162	44							?		
Ventas.....	934	73	7	73	14	74		58	26	22	50		53	98		119	20	80	6	152	83		?	46	17.781	
Zafarraya....	2.700	25	86	27	86	25	80	20	34	47	150		74	203		200	171	72	200	160	289	40		132	122.421	
Total Granada.		690	1.426	828	1.164			478	675							3.332	2.438									
Alcaucín.....	2.019	4				6	5			90	237	8	175	311	8	150	600	112		25			?	69	9.333	
C. del Accituno	3.231	5	5			6	34			75	500	10	343	590	10	92	382	323	334				?	69	8.251	
Málaga.....	94.732									751	3.846	2.640	1.839	4.443	2.644										76	146.885
Periana.....	4.060	40	18			58	163			276	225	5	378	314	5	158	146	340	450	50	600	55			300.587	
Vélez-Málaga..	24.332	6	16			5	30			806	1.201	256	3.171	1.389	261					20	500			665	110.366	
Total Málaga..		55	59													1.057	10.641									
Otros.....		9	72	7*	145*																					

\* Sólo provincia de Granada

Figura 11. Cuadre resumen de las pérdidas humanas y materiales tras el terremoto de 1884 (Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 1980).

Las peculiaridades topográficas de la zona, con fuertes pendientes y taludes con una destacada inestabilidad, unido a la potencia e intensidad del terremoto, también provocó importantes alteraciones en el terreno de la zona, tales como desprendimientos, abundantes en las sierras próximas al epicentro, y/o deslizamientos que, en algunos casos, produjeron el arrastre de eras y árboles. No obstante, las alteraciones más significativas fueron los hundimientos, destacando especialmente, el que tuvo en la zona del Puerto del Sol en el término municipal de Periana [Instituto Geográfico Nacional, 1981].

#### \*Terremoto de 19 de abril de 1956

El terremoto del año 1956 se produjo en los municipios de Albolote y Atarfe a las 18 horas y 38 minutos de la tarde, con un epicentro localizado en las coordenadas epicentrales 37.26N 3.73W, con una profundidad de apenas 6km y con una magnitud de 5.0 e intensidad de VIII [Figura 12] [Vidal, 1986].

Tanto en Albolote como en Atarfe los destrozos fueron considerables ya que, en el primero de ellos, de las 900 viviendas existentes, 7 fueron totalmente destruidas, 50 declaradas en estado de ruina, 300 sufrieron daños considerables y 350 daños de menor relevancia [Figura 13]. En cuanto a la situación tras el sismo en Atarfe, de las 1500 viviendas, 10 colapsaron por completo, 200 quedaron en estado de ruina, 600 sufrieron importantes daños y 600 sufrieron daños fácilmente reparables.

En relación al elevado número de daños sufridos en ambas localidades, M. Pastor afirma que realmente, se debe a la mala calidad tanto en los materiales como en la propia ejecución de las construcciones, considerando incluso que los datos aportados en cuanto al porcentaje de destrucciones y daños, fueron un tanto exagerados [Pastor, 1956]. No obstante, no aportada otros datos que permitan afirmar y/o desmentir su veracidad.

Teniendo en cuenta estos episodios de mayor repercusión además de otros de menor entidad, es posible constatar que, las regiones más afectadas por los terremotos han sido Alhama de Granada, así como el triángulo formado por Santa Fe, Pinos Puente y Albolote. Una peculiar distribución sísmica que

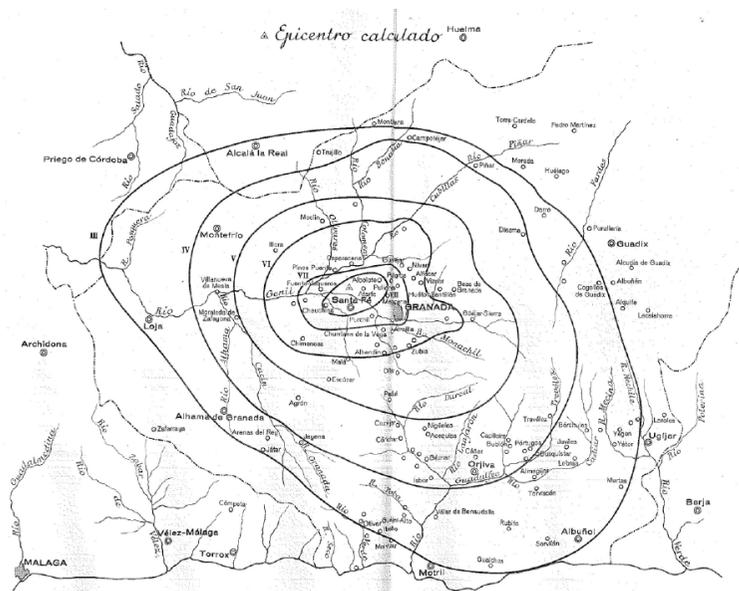


Figura 12. Mapa de isosistas del terremoto de Albolote de 1956 (Fuente: Bonelli y Carrasco, 1958).

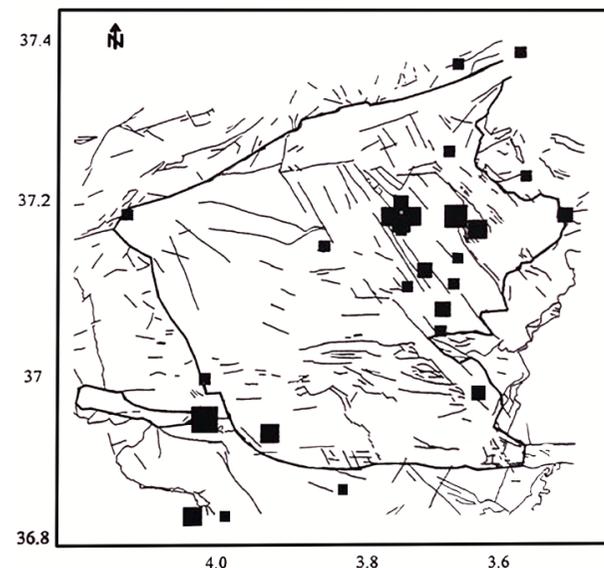


Figura 13. Daños producidos en Albolote tras el terremoto de 1956 (Fuente: <https://www.alboloteinformacion.com>).

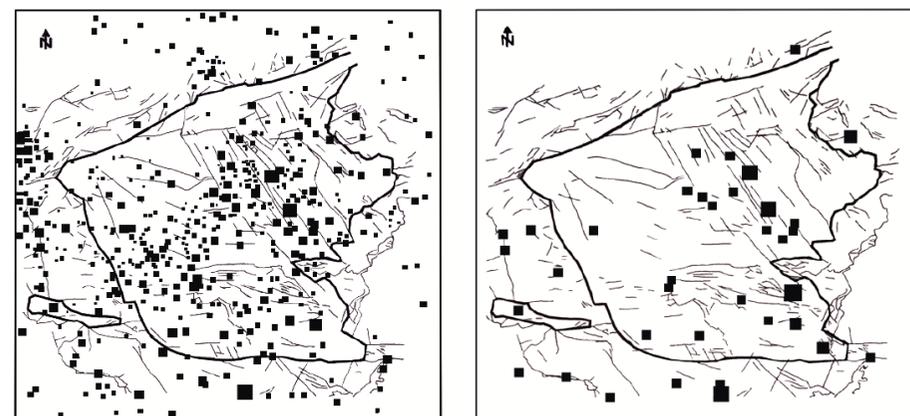
refleja la desigual distribución de la misma, así como la clara tendencia al agrupamiento en determinadas zonas [Figura 14] [López et al., 2001].

El análisis de todos los terremotos que han tenido lugar en la cuenca, distinguiendo entre sismos superficiales y sismos profundos e intermedios, estos últimos registrados a partir de 1950, momento en el cual se comienza a calcular la profundidad de los terremotos, permite apreciar una evidente distribución de los sismos más superficiales en una banda central de dirección E-O que incluye las localidades de Loja, Alhambra de Granada y la Vega de Granada. Mientras, por el contrario, la sismicidad de profundidad intermedia se localiza en la diagonal NE-SO con un destacado agrupamiento en la zona SO, lugar donde, además, se concentran los sismos de mayor profundidad. Finalmente, es posible identificar los terremoto profundos en la zona SE de la cuenca [Figura 15] [López et al., 2001].

La Figura 16, extraída del artículo de C. López Casado, J.A. Peláez Montilla y J. Henares Romero, así como el análisis de la misma que los autores realizan, refleja que la mayor parte de los terremotos que tienen lugar en la cuenca se encuentran en la primera franja de 10 km de profundidad de la corteza terrestre, a excepción, de la zona comprendida por la Vega de Granada, donde estos llegan a alcanzar los 20 km de profundidad, pudiéndose observar otros tantos que se producen a profundidades comprendidas entre los 15 y 30km. Tras la barrera de los 30km, los sismos que tienen lugar se producen de manera dispersa, en una banda limitada entre los 30 y 80km, aunque con un evidente agrupamiento en torno a los 60 y 70km. Sin embargo, y como, además, señalan los autores, la profundidad no es un parámetro especialmente significativo en cuanto a la caracterización de los terremotos se refiere. No obstante, resulta de utilidad tenerlo presente [López et al., 2001].



**Figura 14.** Terremotos ocurridos en la cuenca de Granada con intensidad mayor o igual que VI en el periodo de tiempo 1431-2000 (Fuente: López et al., 2001).



**Figura 15.** (izquierda) Sismicidad superficial de la Cuenca de Granada (derecha) Sismicidad profunda de la Cuenca de Granada (Fuente: López et al., 2001).

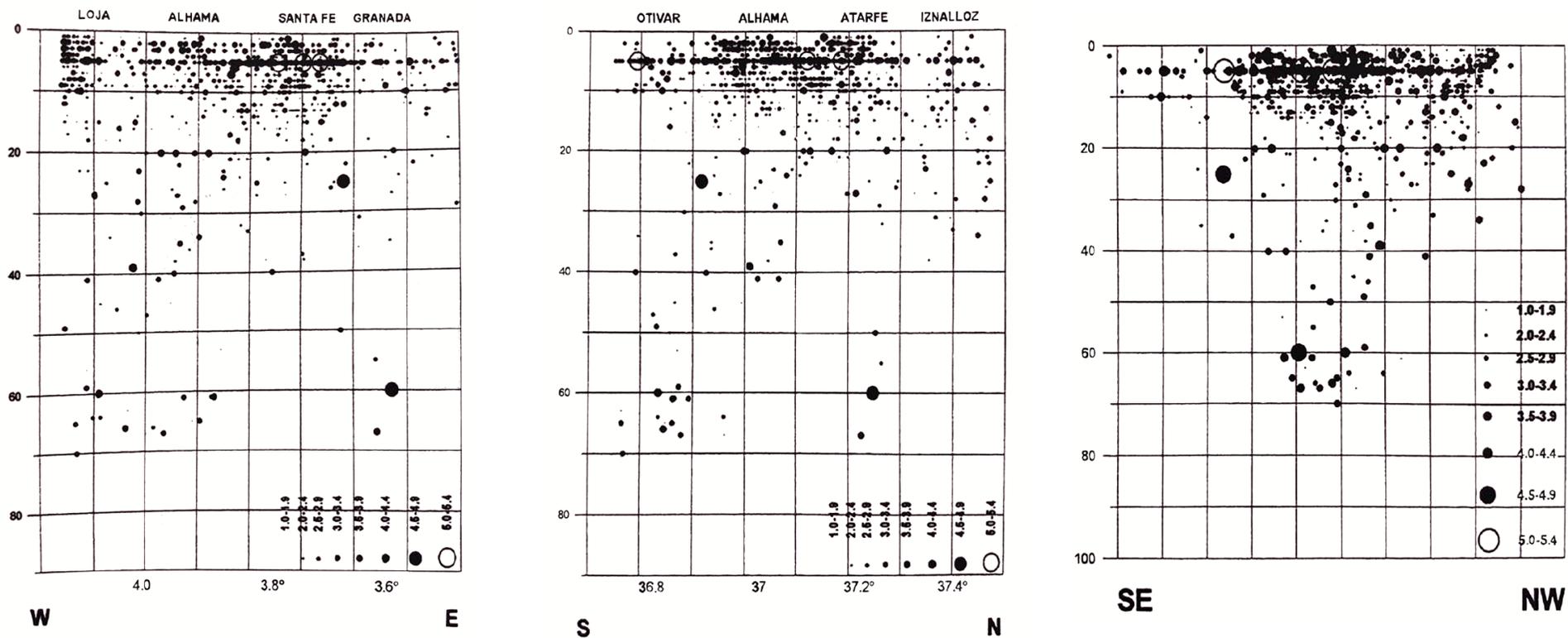


Figura 16. Perfiles en profundidades, en las direcciones E-W, N-S y NW-E, para los terremotos de la Cuenca de Granada con  $1.0 < m_b < 5.5$  comprendidos en el periodo 1950-2000 (Fuente: López et al., 2001).