



El Terremoto de Lorca

Efectos en los edificios

*Ramón Ivarez Cabal
Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma
Raúl Rodríguez Escribano*



INTEMAC



El Terremoto de Lorca

Efectos en los edificios.

AUTORES:

Ramón Álvarez Cabal

Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma

Raúl Rodríguez Escribano

CREDITOS:

Autores:

- Ramón Álvarez Cabal
- Eduardo Díaz-Pavón Cuaresma
- Raúl Rodríguez Escribano

Edición:

- Editado por el Consorcio de Compensación de Seguros.
- © Consorcio de Compensación de Seguros

Diseño y maquetación:

- La Sombra Creativa SLu

Imprime

- Nilo Industria Gráfica, S.A.

Depósito legal: M-13895-2013



Índice

	Pág. N°
• Presentación	
• Introducción	
1. Descripción general del entorno	15
1.1. Sismicidad de la zona	
1.2. Descripción del entorno	
1.3. Descripción general de la ciudad	
1.4. Edificios con estructura de muros	
1.5. Edificios con estructura de barras	
1.6. Conclusiones	
2. Descripción de los daños observados	31
2.1. Daños en elementos arquitectónicos	
2.2. Daños estructurales	
2.3. Conclusiones	
3. El terremoto	41
3.1. Descripción	
3.2. Efectos del suelo	
3.3. Otras formas de describir el terremoto	
3.4. Efectos del terremoto en las estructuras	
3.5. Conclusiones	
4. Edificios con estructura de muros	59
4.1. Comportamiento estructural de los muros	
4.2. Enjarjes	
4.3. Atado horizontal	
4.4. Organización resistente	
4.5. Prácticas constructivas inadecuadas	
4.6. Conclusiones	
5. Edificios convencionales. Comportamiento de las fábricas	71
5.1. Respuesta sísmica de las fábricas	
5.2. Las fábricas en los edificios	
5.3. Prácticas constructivas inadecuadas	
5.4. Caída de paños por impactos entre edificios	
5.5. Conclusiones	
6. Edificios convencionales. Interacción fábrica-estructura	95
6.1. Incremento de las cargas	
6.2. Introducción de irregularidades en alzado	
6.3. Irregularidades en planta	
6.4. Daños a la estructura	
6.5. Consideraciones normativas	
6.6. Conclusiones	

[5]

7. Edificios convencionales. Aspectos estructurales	123
7.1. Pilares cortos	
7.2. Atado horizontal	
7.3. Organización resistente	
7.4. Juntas entre las estructuras de los edificios	
7.5. Plantas blandas	
7.6. Escaleras	
7.7. Prácticas constructivas inadecuadas	
8. Actuaciones tras el sismo	151
8.1. Evaluación de los daños	
8.2. Demolición frente a recuperación	
8.3. Reparación frente a refuerzo	
8.4. Criterios de reparación	
8.5. Criterios de refuerzo	
8.6. Actuaciones sobre los edificios	
8.7. Actuaciones sobre elementos estructurales	
9. Lecciones de Lorca	179
9.1. El papel de los elementos no estructurales	
9.2. Vulnerabilidad	
9.3. Cumplimiento de la normativa	
9.4. Viabilidad de los sistemas constructivos	
9.5. Necesidades de investigación	
10. Anejo I. Espectros de respuesta	193
10.1. Formulación básica	
10.2. Caracterización de la sollicitación sísmica	
10.3. Espectros normativos	
10.4. El papel de la ductilidad	
10.5. Factor de reducción por ductilidad	
10.6. Conclusiones	
11. Anejo II. Propuesta de procedimiento de reparación	213
11.1. Operaciones previas	
11.2. Procedimiento	
11.3. Control	
12. Anejo III. El Consorcio de Compensación de Seguros y la cobertura aseguradora de los daños por terremoto.	221
13. Referencias	227
13.1. Normativa	
13.2. Textos	
13.3. Artículos	

Presentación.

Con ocasión del terremoto de Mula de 2 de febrero de 1999, y fruto de la experiencia en la valoración de los daños que ocasionó aquel sismo, el Consorcio de Compensación de Seguros (CCS) publicó un trabajo elaborado por Higinio Arcos y M^a Cristina Porcu bajo el título “*Movimientos Sísmicos y Estructuras Murarias: Origen, Efectos y Evaluación de Daños en la Vivienda Tradicional*”. Este libro, ilustrado con gran número de fotografías y dibujos, tuvo una amplia difusión, sobre todo entre los profesionales de peritación de daños y, en general, entre arquitectos e ingenieros.

La siniestralidad de origen sísmico por fortuna no es frecuente en España, pero los datos históricos muestran que el terremoto no es algo desconocido en nuestro país, hecho que vino a recordar con toda su crudeza el terremoto de Lorca de 11 de mayo de 2011. Ha sido el fenómeno sísmico más importante al que ha tenido que enfrentarse en toda su historia el CCS. Atendiendo al gran impacto en daños a las personas y a los bienes, el CCS desplegó desde el primer momento toda su capacidad operativa, con más de 200 peritos desplazados a la zona y una oficina de atención directa a los afectados, todo ello con el propósito de atender las indemnizaciones en el menor plazo posible. Dada la complejidad de una siniestralidad de este tipo, desde el CCS consideramos que ese objetivo se ha conseguido y que la gestión de las solicitudes de indemnización, con la correspondiente valoración de los daños, ha sido resuelta con la máxima presteza y eficacia que han permitido las difíciles circunstancias y el gran volumen de reclamaciones (más de 32.500) y de daños indemnizados (más de 462 millones de euros).

[7]

Esta actividad de valoración de daños y de indemnización permite también extraer lecciones para el futuro con el fin de reducir en lo posible los daños por terremoto en cualquier lugar en que se produzcan. En este sentido, resulta oportuno analizar la experiencia en la valoración de los daños y en las tareas de reconstrucción derivadas del terremoto de Lorca de 2011 para aportar experiencias y conocimientos que permitan contribuir a la mejora de las técnicas de edificación y a avanzar en la capacidad de resistencia de las edificaciones ante nuevos sismos. Y ese es el objeto de este libro, fruto de los trabajos de investigación de INTEMAC sobre estructuras, materiales y, en definitiva, modos de construcción, a raíz de estudios sobre el terreno.

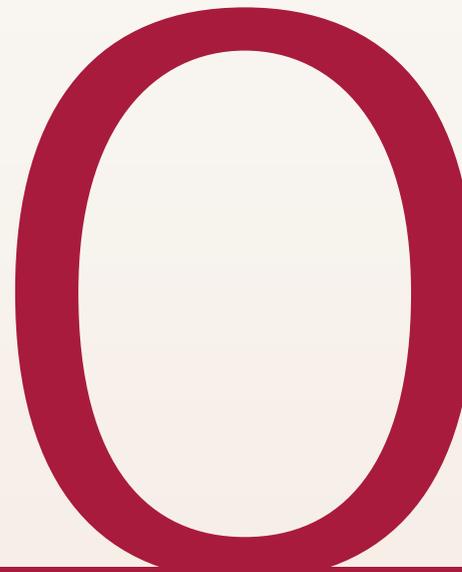
El CCS se ha hecho cargo de la publicación de este trabajo en el marco de las funciones de prevención que tiene encomendadas, consciente de que un factor fundamental en la mitigación de los riesgos es el conocimiento y la investigación sobre la forma en que éstos se generan y actúan y sobre las medidas y procedimientos que cabe adoptar para reducir la vulnerabilidad frente a los mismos.

Es nuestro deseo que este libro sea, en el sentido indicado, de gran utilidad para quienes, desde la toma de decisiones o desde el ejercicio profesional, deben adoptar métodos y criterios de construcción en zonas susceptibles de sismicidad.

Consorcio de Compensación de Seguros

Introducción.

Introducción.



Introducción.

La primera de las preguntas que quizás debería plantearse quien pretenda escribir sobre cualquier tema se refiere al interés que el propio tema pueda despertar entre los lectores a los que se dirige. En el caso concreto del terremoto de Lorca la pregunta concreta sería ¿Por qué es interesante estudiar, escribir o, en general, trabajar sobre este terremoto?

La respuesta inmediata es obvia: Se trata del terremoto que más pérdidas humanas y materiales ha causado en nuestro país desde hace más de un siglo, del terremoto que ha producido las mayores aceleraciones registradas, del terremoto, en fin, que nos ha recordado que la sismicidad de la Península es más importante de lo que pensábamos muchos de nosotros.

Aunque las citadas son razones suficientes para justificar cualquier esfuerzo en el estudio del terremoto, también se deberían considerar algunos otros argumentos de importancia. En concreto:

- **El terremoto afectó a una localidad muy representativa**, entendiendo por tal a una ciudad de tamaño medio y de configuración muy similar a la de cualquier otra de nuestro entorno. En general los edificios de Lorca no son diferentes a los que podríamos encontrar en Murcia, en Alicante, Granada... de hecho, tampoco hemos encontrado diferencias con los edificios existentes en ciudades como Madrid, en las que no existe riesgo sísmico. También el urbanismo de muchos de sus barrios es parecido al que se puede encontrar en las ciudades citadas. Incluso la configuración del suelo de la ciudad y sus condicionantes geotécnicos, es lo suficientemente amplia como para poder representar muchos otros puntos de nuestra geografía. En este sentido resulta especialmente importante el terremoto de Lorca, porque aunque en España ya habíamos sufrido con anterioridad otros sismos de importancia, éstos se habían producido en localidades no tan representativas. El terremoto de Mula, por ejemplo, afectó básicamente a edificaciones de baja altura y estructura tradicional de muros de carga de mampostería. En Lorca, en cambio, afectó a edificios de configuración actual, de más de diez plantas en algunos casos, y de estructura convencional metálica o de hormigón armado.
- **El de Lorca es un sismo posible**. Como se detallará más adelante, se trató de un terremoto de magnitud relativamente moderada, un terremoto que podría repetirse en cualquier momento en muchos otros puntos de la península. Es claro que la probabilidad de que un terremoto así se produzca prácticamente debajo de una ciudad, como ocurrió en el caso de Lorca ya no es tan elevada, pero, por desgracia, el estado actual del conocimiento no permite descartarla. En realidad, no es posible dibujar un mapa que refleje la amenaza que en cada localidad supone cada uno de los diferentes tipos de terremotos posibles en nuestro país.

- **Los daños producidos por el terremoto de Lorca no son diferentes a los que se podría esperar de cualquier otro.** Como se detallará en los capítulos que siguen, los mayores daños personales y materiales fueron debidos al mal comportamiento de un número reducido de sistemas constructivos, estructurales en algunos casos y arquitectónicos en muchos otros, todos ellos perfectamente identificados y analizados en estudios previos sobre otros terremotos. Algunos de estos sistemas se han mostrado claramente inadecuados no sólo frente a las acciones sísmicas sino frente a otras cualesquiera. El terremoto ha puesto de manifiesto lo que probablemente responde a un simple problema de calidad en la construcción en España.

En resumen, trabajar sobre el terremoto de Lorca no es hacerlo sobre un suceso singular, aislado e irreplicable, un suceso de indudable interés técnico pero de escasa aplicación práctica. Al contrario, cualquier esfuerzo en este sentido responde a una amenaza real, sobre entornos próximos y que puede redundar en una mejora práctica de la calidad de la construcción, y ello desde puntos de vista más generales que el puramente sísmico.

Evidentemente, el interés del tema no basta para justificar un texto. Es importante escribir sobre el terremoto de Lorca, pero aún lo es más hacerlo aportando información útil y relevante. En este sentido los Autores hemos podido contar con la inmensa ayuda que supone disponer de la experiencia acumulada por numerosos profesionales desplazados en la ciudad en una labor de inspección y análisis desarrollada a lo largo de más de un año.

[12]

El presente texto surge, de hecho, por iniciativa del Consorcio de Compensación de Seguros, que ha considerado conveniente divulgar la experiencia obtenida por los Técnicos de INTEMAC en sus trabajos en la ciudad.

Las primeras labores de campo comenzaron ya pocas horas después de producirse el sismo. Durante las siguientes semanas se formalizó una relación de asesoría por nuestra parte a los Peritos Tasadores del Consorcio que nos permitió la inspección reiterada de aproximadamente 350 edificios, elaborando en cada caso los correspondientes informes de daños y las recomendaciones de actuación pertinentes. En fases posteriores de los trabajos (alguna de las cuales aún se está desarrollando en el momento de redactar el presente texto) se amplió el alcance de nuestra colaboración para incluir el análisis de la idoneidad de las reparaciones que se les planteaban a los Peritos e incluso la asistencia en la redacción de los proyectos de reparación de algunos de los edificios afectados por el terremoto.

En definitiva, se trata del trabajo de un equipo numeroso de Técnicos en dedicación completa durante más de un año, lo que nos ha permitido disponer de una base documental importantísima, enriquecida además con las aportaciones de numerosos profesionales ajenos a INTEMAC con los que hemos tenido la oportunidad de trabajar en la solución de los problemas concretos que cada edificio y cada tipo de daño nos planteaba. Este libro intenta recoger parte de lo mucho que ellos nos han enseñado.

Sintetizar tanta información en un texto limitado ha exigido la aplicación de criterios subjetivos y, por tanto, discutibles. Hacerla accesible a Técnicos no especialistas también ha condicionado la redacción final de algunos capítulos, que quizás no se desarrollan con el rigor que muchos lectores desearían. Es evidente por tanto que, pese a nuestro esfuerzo, no habremos conseguido el objetivo ideal de transmitir toda la experiencia acumulada a todos los Técnicos interesados, pero por pobre que sea el resultado, lo imperdonable sería no haberlo intentado.

No podemos cerrar esta introducción sin expresar nuestro sincero agradecimiento al Consorcio de Compensación de Seguros por haber confiado en nosotros para la elaboración de este trabajo. En particular nos gustaría reseñar el apoyo continuo y decidido de su Director de Operaciones, D. Alejandro Izuzquiza Ibáñez de Aldecoa y el soporte que durante las inspecciones nos aportaron D^a. Carmen Sánchez Rodríguez, D. Pablo López Villares y D. Juan Manuel Peraza Domínguez. A D. Alfonso Manrique Ruíz hemos de agradecerle también, y muy especialmente, el esfuerzo que dedicó a la revisión del texto original, en la que supo plasmar con afecto el rigor que tan útil resulta en estas ocasiones.

Queremos, por último reconocer la generosidad de nuestros compañeros de INTEMAC, que supieron mantener durante muchos meses el entusiasmo y la entrega con la que inicialmente todos afrontamos el reto que nos supuso el trabajo en Lorca. Sus nombres son:

Pedro Almeida Da Silva
Enrique Calderón Bello
Lucía Díaz Lorenzo
Ana de la Fuente Gómez
Peter Paul Hoogendoorn
José M^a Izquierdo Bernaldo de Quiros
Borja Jiménez Salado
José María Luzón Cánovas
Noemí Pérez García
Rubén Ramírez de la Pinta
Jorge Rueda Contreras

Carlos Vergara Pérez
Alberto Blanco Zorroza
Suyapa Dávila Sánchez-Toscano
David Fernández Montes
Mireia García Toro
Miguel Ibáñez Mayayo
Miguel Ángel Liébana Ramos
Laura Menéndez Martínez
Carles Pou Esquiús
Mikel Remacha Mangado
Tiago Teixeira Martins

Descripción general del entorno.



1.1.	Sismicidad de la zona	17
1.2.	Descripción del entorno	19
1.3.	Descripción general de la ciudad	19
1.4.	Edificios con estructura de muros	23
1.5.	Edificios con estructura de barras	24
1.6.	Conclusiones	29

1. Descripción general del entorno.

En la tarde del día 11 de mayo de 2011 se produjeron dos terremotos en las inmediaciones del núcleo urbano de Lorca. El primero de ellos, a las 17:05 horas (hora local), alcanzó una magnitud de 4,5 grados y se sintió en toda la región de Murcia y en algunas localidades de las provincias aledañas. En el casco urbano se registró la caída de algunos elementos no estructurales.

El segundo terremoto se sintió a las 18:47 horas. Alcanzó una magnitud de 5,1 grados y se pudo apreciar en localidades tan alejadas como Madrid. Este terremoto produjo 9 víctimas mortales y más de 300 heridos, además de provocar la evacuación de más de 10.000 personas, el traslado de enfermos desde el Hospital, etc.

El sismo provocó gran cantidad de daños en fachadas y petos de cubierta (que, en su caída, produjeron los mayores daños personales). Tan sólo un edificio de viviendas colapsó totalmente pero se produjeron colapsos parciales en edificios de mampostería y en algunos edificios históricos.

Los dos sismos tuvieron su epicentro en puntos muy próximos, situados a escasos kilómetros al noreste de la ciudad y a una profundidad también semejante, en torno a 2 kilómetros, según la información publicada por el Instituto Geográfico Nacional, [49].

El segundo terremoto, al que en adelante nos referiremos simplemente como el terremoto de Lorca, ha generado las mayores aceleraciones registradas en nuestro país. No obstante, su magnitud no ha sido superior a la de otros sismos que tuvieron lugar durante el pasado siglo en Albolote (Granada, 1956) y San

Vicente (1969). Más destructivos fueron los registrados en el siglo XIX, en la Vega Baja (Alicante, 1829) y Arenas del Rey (Granada, 1884), que causaron centenares de víctimas (más de 1.000 el de Granada). Ya en el siglo XVIII, el de Lisboa de 1755 se considera uno de los mayores terremotos de la historia.

1.1. Sismicidad de la Zona

Lorca se sitúa prácticamente sobre la traza de una de las ramas centrales de la falla de Alhama de Murcia, falla que se localiza en el límite noroeste de la cuenca del Guadalentín y supera los 80 km de longitud, atravesando prácticamente la provincia.

Se trata de una zona amplia en la que son relativamente frecuentes los terremotos de magnitud media, semejantes al de mayo de 2011. Los de Mula (1999), Bullas (2002) y La Paca (2005) alcanzaron magnitudes entre 4,8 y 5,0 no muy inferiores a la de Lorca. En realidad, es tan sólo la proximidad lo que distingue este último terremoto de los precedentes y lo que ha causado tan graves daños.

Atendiendo a las pérdidas causadas por terremotos la zona acumula los valores más elevados. Conforme a los resultados recopilados en el interesante estudio desarrollado por Ferrer Gijón et al. [30], en el período de referencia 1987-2001 la Comunidad Murciana llega a cifras comparables a las de la Andalucía. Si la comparación se hace por provincias, en cambio, Murcia es con diferencia la que presenta mayores pérdidas (30,2% del total nacional) seguida por la vecina Almería (23,2%) y, lo que puede resultar sorprendente, Lugo (15,2%). En una



▲ Figura nº 1-1

estimación de las pérdidas en el período 2004-2033 sigue siendo la provincia de Murcia la que encabeza la clasificación (29%), seguida en este caso por Granada (25%) y Alicante (9,8%).

1. Este mapa se habrá quedado, con toda probabilidad, obsoleto en el momento en que se edite el presente texto. De hecho, cuando escribimos estas líneas se dispone ya de su sustituto, si bien aún no ha sido publicado. Se ha preferido, no obstante, mantener en todo el libro la referencia al mapa de la NCSE-02, fundamentalmente porque era el vigente en el momento en el que se produjo el terremoto.

Desde el punto de vista normativo, la vigente Instrucción NCSE-02 [10] asigna a Lorca un valor intermedio de sollicitación sísmica, medida a través de la aceleración básica (figura nº 1-1¹). Este valor coincide prácticamente con el asignado en las Instrucciones precedentes.

Lo llamativo de la diferencia entre los resultados obtenidos al evaluar la sismicidad de la zona conforme a dos criterios tan simples, las pérdidas registradas o las sollicitaciones normativas, pone de relieve la dificultad de expresar el propio término conforme a un criterio único y general. Probablemente sería necesario distinguir entre la sismicidad correspondiente a zonas en las que son frecuentes terremotos de magnitud moderada de aquellas en las que son posibles movimientos de mayor importancia pero



▲ Fotografía nº 1-1

menos frecuentes. Murcia y Granada representarían ejemplos de uno y otro tipo de sismicidad, pero en realidad la diferencia se podría señalar en muchos otros emplazamientos.

Con todo, el terremoto de Lorca contradice parcialmente este esquema al añadir el efecto de la proximidad. Así, un evento de magnitud contenida puede resultar localmente muy destructivo si su origen es tan superficial y próximo como el de mayo de 2011.

En Capote [34] se recogen varias ponencias específicas acerca de la sismicidad en la Península.

1.2. Descripción del Entorno

La ciudad de Lorca se encuentra al suroeste de la Comunidad Autónoma de Murcia. El término municipal ocupa una gran extensión, que alberga una población de más de 92.000 personas (casi 60.000 de ellas residen en el casco urbano). Se asienta entre las serranías de Las Estancias y La Tercia y la vega del Guadalentín, a 350 m de altura sobre el nivel del mar.

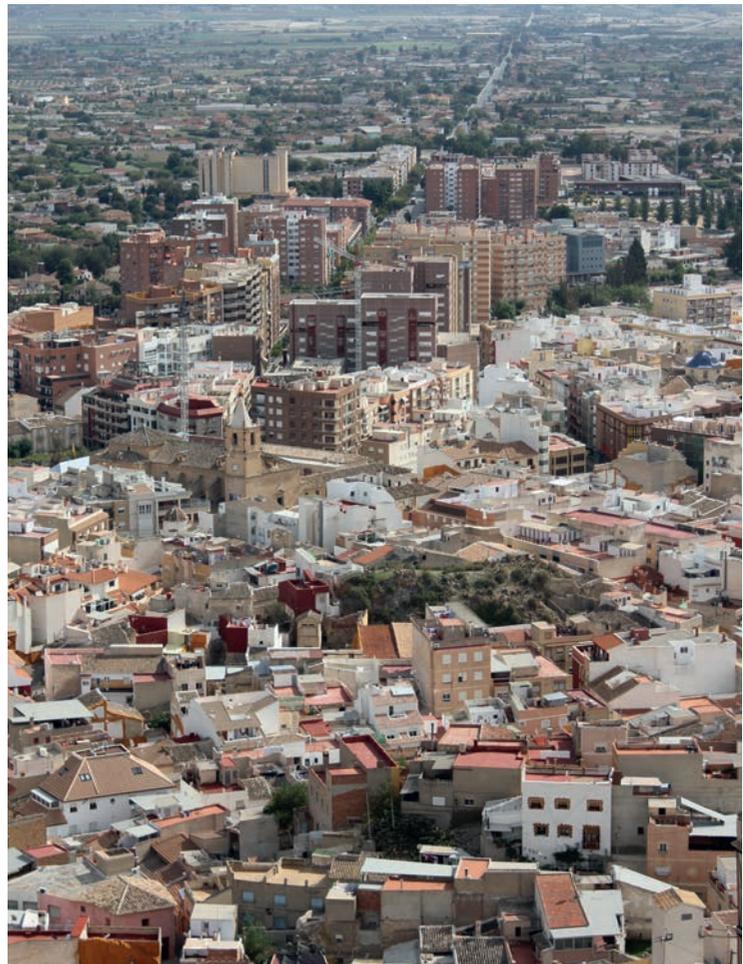
En la fotografía nº 1-1 se puede observar una vista del sector central y occidental del núcleo urbano. La fotografía está tomada desde el Castillo, situado en las estribaciones de la sierra, y muestra las primeras laderas de ésta, la vega del Guadalentín y, en último plano, las sierras litorales. En el centro de la imagen se sitúa el barrio de La Viña, uno de los más afectados.

A consecuencia de su situación en ladera, la ciudad se desarrolla en una pendiente continua, aunque muy irregular, lo que ha condicionado la configuración estructural de muchos de sus edificios, conforme se indicará más adelante.

La misma situación en ladera justifica una estructura geotécnica compleja. Mientras que los barrios altos, a los pies del Castillo, se asientan en general sobre roca o terreno duro, los barrios más recientes ocupan ya suelos sedimentarios formados por transporte de materiales de erosión. Adicionalmente, el propio desarrollo de la ciudad ha suavizado el perfil original, rellenando ramblas y rebajando los perfiles más abruptos.

1.3. Descripción General de la Ciudad

La fotografía nº 1-2 permite apreciar parte de la configuración urbana. La ciudad se desarrolla desde los pies del Castillo hacia la Vega en distintas fases, lo que

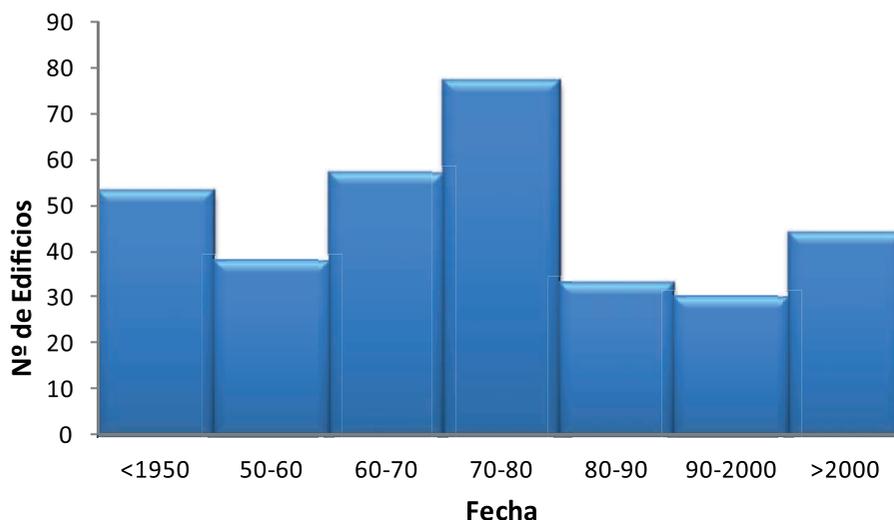


[19]

▲ Fotografía nº 1-2

2. El Ing. Industrial D. Francisco Javier Rojo ha desarrollado como Proyecto de Fin de Carrera, elaborado en INTEMAC bajo la dirección de D. Ramón Álvarez, un extenso trabajo de identificación de edificios y daños.

Nº de edificios por fecha de construcción



▲ Figura nº 1-2



▲ Fotografía nº 1-3

explica las diferencias que muestra la fotografía. El trazado urbano de los barrios más antiguos, que se sitúan en un primer plano, resulta claramente irregular. Los edificios son de menor altura y, en general, también de menor volumen. En un segundo plano se aprecia una construcción más moderna, que sigue trazados más regulares y edificios de mayor volumen. Tras ellos se distinguen ya varias torres exentas de cierta altura (más de 10 plantas). La Vega está ocupada por viviendas unifamiliares aisladas.

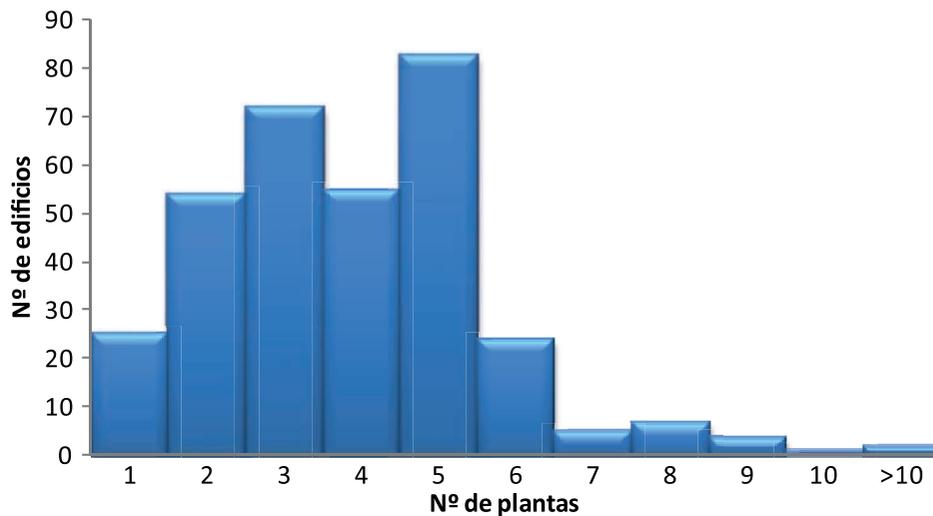


▲ Fotografía nº 1-4

La fotografía nº 1-3 muestra una calle de la parte más antigua del casco urbano, ocupada por construcciones murarias de no más de dos o tres alturas y otras tantas crujiás.

La parte más extensa de la ciudad corresponde a las épocas de más rápido desarrollo económico, que en este caso probablemente se sitúa en los años 70 del pasado siglo, lo que podría justificar el que la mayor parte de los edificios inspeccionados fueran construidos en esta década, tal y como demuestra la distribución que refleja la figura nº 1-2², figura que recoge

Nº de edificios por número de plantas



▲ Figura nº 1-3

únicamente los edificios de los que se tienen datos fiables.

Esta parte de la ciudad responde a una configuración reconocible y asimilable a la de muchas otras ciudades Españolas (fotografía nº 1-4). Las calles, de mayores dimensiones y trazado relativamente regular, forman manzanas en las que se construyen edificios de cierta altura (entre 6 y 9 plantas) al lado de otros más bajos y sin separación real entre ellos (fotografía nº 1-5). En muchos casos no existe ninguna continuidad en los niveles de las plantas, de tal forma que los forjados de los edificios aledaños se sitúan a distinta altura.

Es, otra vez, la relativa extensión de esta parte de la ciudad la que justifica el que la mayor parte de los edificios inspeccionados cuentan con más de tres plantas, tal y como muestra la figura nº 1-3.

En general la estructura de estos edificios es lineal, normalmente formada por pórticos de hormigón armado, metálicos o de ambos materiales.

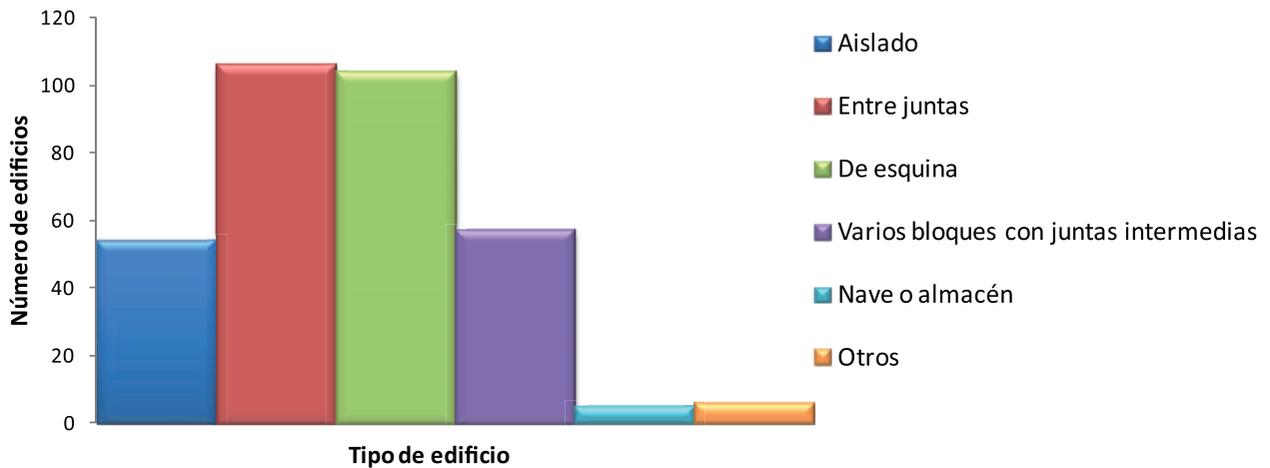


▲ Fotografía nº 1-5



▲ Fotografía nº 1-6

Nº de edificios por su ubicación



▲ Figura nº 1-4

Esta configuración urbana se sigue empleando en muchas promociones recientes (fotografía nº 1-6), si bien en estos casos se sitúan en zonas periféricas de nuevo trazado en las que el volumen de la edificación es muy superior (en muchos casos ocupa la totalidad del bloque entre calles).

De construcción también reciente, se encuentran en la ciudad numerosos edificios exentos, normalmente torres de cierta altura como las que muestra la fotografía nº 1-7 que, en su mayoría, utilizan estructura convencional (pórticos y pantallas) de hormigón armado.



▲ Fotografía nº 1-7



▲ Fotografía nº 1-8

Con independencia del esquema general descrito, la ciudad cuenta con algunos desarrollos puntuales de carácter específico. Es el caso de barrios como el de Alfonso X o como el de San Fernando (fotografía nº 1-8), erigido para alojar a los afectados por las riadas de 1973. Las edificaciones de estos barrios responden a combinaciones de un modelo único.

La mayor parte de los edificios inspeccionados en Lorca se sitúan entre medianerías o en esquina (figura nº 1-4), conforme a un trazado urbano convencional.

En la mayoría de los casos no se aprecia una junta real entre estos edificios en medianería. Normalmente la separación se materializa mediante una simple plancha de poliestireno (fotografía nº 1-9) que en los edificios más modernos se cierra en fachada mediante un cordón de silicona. No obstante, al llegar a la cubierta las juntas se cierran con mortero para evitar la entrada de agua (fotografía nº 1-10).

1.4. Edificios con estructura de muros

Corresponden a las construcciones con mayor antigüedad. Apenas hemos encontrado, entre los edificios inspeccionados, construcciones murarias recientes, ni siquiera la habitual vivienda unifamiliar aislada construida con muros de fábrica de ladrillo. Probablemente ello sea debido únicamente a que este tipo concreto de construcción sólo se ha desarrollado en la vega del Guadalentín, fuera ya del núcleo urbano y a mayor distancia del epicentro. También puede influir el que en estas viviendas no es muy frecuente la contratación de un seguro, por lo que no serían objeto de peritación ninguna ni, por tanto, entrarían dentro del ámbito de inspección de INTEMAC.



▲ Fotografía nº 1-9

En general se trata de edificios construidos hace más de 50 años, de volumen reducido, que se desarrollan en 2 ó 3



▲ Fotografía nº 1-10



▲ Fotografía nº 1-11



▲ Fotografía nº 1-12



▲ Fotografía nº 1-13

plantas (mucho menos frecuente este caso) y cuya estructura está formada por muros de mampostería sobre los que apoyan forjados de madera. La fotografía nº 1-11 muestra lo que podría considerarse un ejemplo de este tipo de edificación.

Como excepción, también hemos encontrado algunos edificios más recientes que adoptan este esquema estructural. Normalmente corresponden a viviendas construidas o ampliadas, en muchos casos por sus propietarios, de forma irregular y sin el soporte técnico de personal especializado.

La calidad de la construcción es, en general, baja. Se han utilizado materiales inadecuados, dispuestos sin el mínimo aparejo y formando configuraciones poco eficaces frente a las acciones horizontales. Por otra parte, y debido a su mayor antigüedad, son precisamente este tipo de edificaciones las que acumulan el mayor número de modificaciones, en muchos casos desafortunadas. Es habitual observar cómo la fisuración de algunos paños ha puesto al descubierto la existencia de huecos cegados (fotografía nº 1-12) o abiertos, ampliaciones poco respetuosas con la configuración estructural previa, etc.

A causa también de su mayor antigüedad, es en este tipo de construcciones donde la degradación debida a los agentes ambientales se manifiesta con mayor intensidad. Las humedades que, por capilaridad, ascienden desde el suelo (y que son claramente apreciables en la ya citada fotografía nº 1-12), las que se manifiestan en las entregas de las viguetas de forjado (en donde, además, es frecuente encontrar problemas por falta de entrega —fotografía nº 1-13— o por ataque de insectos) y, en definitiva, la ausencia de un mantenimiento correcto hacen que la situación actual de muchas de estas construcciones no sea la óptima.

1.5. Edificios con estructura de barras

A partir de mediados del pasado siglo se abandona progresivamente la construcción con muros de carga a favor de las estructuras de barras, fundamentalmen-



▲ Fotografía nº 1-14

te de hormigón armado. En los primeros años se siguen procedimientos constructivos singulares, como el empleado en el barrio de Alfonso X el Sabio (fotografía nº 1-14), en el que se utilizan las fábricas como encofrado perdido (fotografía nº 1-15). Este procedimiento constructivo da como resultado una conexión perfecta entre los paños de fábrica y el pórtico de hormigón, formando una estructura mixta que trabaja de forma unitaria. De hecho, se trata de un tipo constructivo utilizado con cierta frecuencia en algunos países de Hispanoamérica al que se designa como fábrica confinada y en la que el papel resistente fundamental probablemente corresponde a la propia fábrica.

La estructura horizontal se forma mediante vigas de canto (normalmente tendidas en una sola dirección, formando con los pilares pórticos planos) y forjados de viguetas prefabricadas de hormigón armado que, en pocos años, serán sustituidas por las pretensadas. Naturalmente, estos forjados no disponen de capa de compresión y el entrevigado se forma con los rellenos más heterogéneos. Aún no existe el concepto de monolitismo como propiedad básica exigible a cualquier forjado.

Las luces de los elementos horizontales son reducidas, en torno a 4 metros. Los edificios aún no superan las 4 ó 5 plantas (fotografía nº 1-16) cuyas alturas libres no suelen exceder en mucho



▲ Fotografía nº 1-15



▲ Fotografía nº 1-16

los 2 metros (salvo, en algunos casos, las plantas bajas).



▲ Fotografía nº 1-17

Los cerramientos, aún sin llegar al confinamiento descrito en los párrafos precedentes, se integran en la estructura, en la que apoyan todo su espesor. Son un ejemplo claro de rellenos con una evidente componente estructural (y ello con independencia de que no se hubiesen proyectado como elementos estructurales).

Muy probablemente la solidez de estos paños de fábrica haya contribuido a la resistencia de unos edificios cuya estructura, formada por materiales (armaduras lisas dispuestas en forma inadecuada y hormigones fabricados in situ sin los cuidados requeridos, fotografía nº 1-17) de dudosa calidad y ejecutada sin el necesario cuidado, no alcanza en la mayoría de los casos los mínimos niveles de prestaciones que exigen las normas actuales.

En pocos años los edificios aumentaron en número de plantas, las luces de vigas y forjados también se incrementaron, y se intentaron nuevos sistemas. Uno de ellos consistió en el empleo de soluciones mixtas: vigas metálicas que entregan en pilares de hormigón armado (fotografía nº 1-18).

Naturalmente, se trata de una solución totalmente inadecuada desde el conocimiento actual, pero que en su momento se empleó con cierta profusión. De hecho, las estructuras de este tipo representan una parte del total de sistemas resistentes que no resulta despreciable (figura nº 1-5).

Las fachadas comienzan a apoyar de forma parcial en los forjados (fotografía nº 1-19) y se alzan en forma de parapetos por encima de las cubiertas, que son ya planas en la práctica generalidad de los casos.

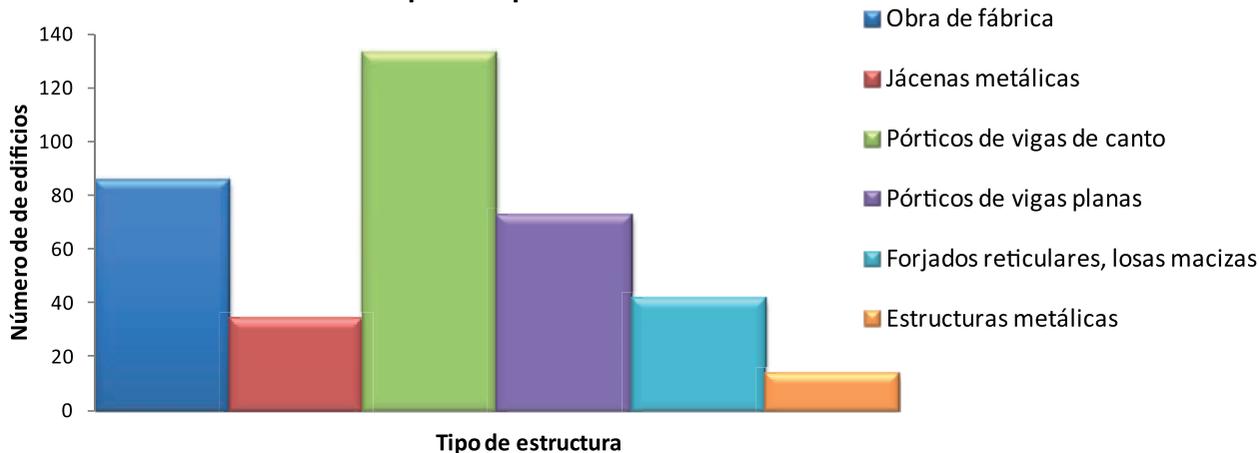
A finales de los años 70 se construían ya bloques de más de 8 plantas cuya estructura estaba formada por pórticos planos

[26]



▲ Fotografía nº 1-18

Nº de edificios por su tipo de estructura



▲ Figura nº 1-5

entre los que se tendían forjados unidireccionales sin capa de compresión. Se trata, en definitiva, de edificios cuya estructura no puede garantizar rigidez alguna ante acciones horizontales (al menos, en la dirección perpendicular a los pórticos). Las dimensiones de los pilares se ajustaban simplemente a las solicitaciones gravitatorias. Implícitamente se confiaba el arriostramiento a los cerramientos.

En los años 80 se modifica la estructura horizontal: se generaliza el empleo de vigas planas y de capa de compresión en el forjado, modificaciones que llegan hasta hoy en día. Los forjados ganan canto progresivamente como respuesta a los problemas de deformaciones que han resultado del empleo de soluciones muy esbeltas.

Las fachadas comienzan a pasar por delante de los forjados, apoyando en perfiles metálicos que, en muchos casos, no pueden ofrecer anclaje suficiente ante acciones horizontales.

El estado de estos edificios no era, en muchos casos, idóneo. La simple inspección de algunos daños supuestamente causados por el terremoto permitía situar su origen real en la degradación previa



[27]

▲ Fotografía nº1-19

de la estructura. Un problema generalizado era la corrosión de las armaduras, debida tanto a la mala calidad del hormigón como, muy especialmente, a lo descuidado de la ejecución. Los valores del recubrimiento medidos en distintas secciones resultaban muy dispersos (por defecto en unos casos y por exceso en otros) lo que implica el que algunas armaduras no contaban realmente con protección alguna por parte del hormigón. Eran también muy numerosas las fisuras de todo tipo, de asiento plástico (que marcaban la posición de los cercos en los pilares), de contracción térmica y de retracción

(originadas, probablemente, por una dosificación inadecuada), coqueras, juntas de hormigonado, etc.

Es evidente que la apariencia de la cabeza del pilar que muestra la fotografía nº 1-20 es distinta tras el sismo, pero también lo es que la sacudida tan sólo ha producido la caída del material que ya estaba desprendido y que, por lo tanto, la situación tras el sismo no es, en lo que a la seguridad se refiere, distinta a la previa.

En el mismo sentido, ya las primeras inspecciones pusieron de relieve la generalidad del problema de degradación de las secciones de arranque de los pilares a causa de la humedad que, por capilaridad, asciende desde el suelo, problema común a las estructuras de muros. Eran muchos los pilares que presentaban el aspecto que refleja la fotografía nº 1-21.

Entre los edificios de más reciente construcción es frecuente el uso de forjados sin vigas, normalmente con aligeramientos perdidos. No obstante, ocasionalmente se sigue aún utilizando el esquema de vigas planas y pórticos en una dirección descrito más atrás.

Las configuraciones estructurales de estos edificios no siempre son mucho mejores que las de los precedentes. Únicamente en el caso de promociones nuevas, construidas en trazados urbanos recientes, se observa cierta regularidad de forma (regularidad que en la planta reproduce, lógicamente, la de la parcela), pero se mantienen los problemas básicos de diferencias de nivel entre forjados aledaños, irregularidades mecánicas, etc.

Un aspecto especialmente grave de las promociones más recientes es la generalidad con la que las fábricas de fachada se hacen pasar por delante de los frentes de los forjados. Como veremos más adelante, se trata de un aspecto fundamental.



▲ Fotografía nº 1-20



▲ Fotografía nº 1-21

1.6. Conclusiones

En términos generales, la edificación observada en Lorca no presenta ninguna diferencia respecto a la que, conforme a nuestra experiencia, cabe esperar de cualquier otra ciudad española. Ni los materiales empleados ni los sistemas constructivos o los procedimientos de ejecución se diferencian de los observados en otras ciudades, lo que no puede considerarse positivo porque la sismicidad de la zona debería imponer diferencias evidentes. En efecto, problemas como el que representa la fijación de las fachadas de fábrica a la estructura no han sido aún totalmente resueltos en nuestro país y las soluciones empleadas, similares en toda nuestra geografía, no son siempre seguras. El terremoto tan sólo ha demostrado el riesgo cierto que presentan.

En el mismo sentido, la falta de calidad de unas estructuras construidas con materiales muy pobres y por personal poco cualificado en épocas en las que lo importante era construir (y no tanto el cómo) arroja serias dudas sobre la vulnerabilidad de un parque de viviendas poco adecuado a solicitudes extremas. El problema no es, naturalmente, nuevo ni exclusivo de nuestro país. Los recientes terremotos en Italia dibujan, a tenor del contenido de los artículos publicados, un panorama no muy diferente (Vicente et al. [57]).

Por último, la degradación de unas estructuras sometidas durante años a los agentes ambientales más agresivos y a las que no se les ha aplicado el mínimo mantenimiento ha conducido a situaciones precarias de seguridad estructural.

Se podría objetar que un escenario tan desfavorable como el descrito no es coherente con los resultados de un evento grave como ha sido el terremoto. Apparentemente las estructuras de la ciudad se han visto sometidas a una acción muy superior a aquella frente a la que, nominalmente, han sido proyectadas y, en su mayoría, la han superado.

En nuestra opinión se trata de un argumento engañoso, porque ni las estructuras han llegado en muchos casos a recibir carga alguna (han sido los elementos no estructurales los que realmente han soportado la sacudida), ni la sollicitación ha sido tan exigente como pudiera pensarse. De ambos aspectos nos ocuparemos en los capítulos que siguen.

Descripción de los daños observados.



2.1. Daños en elementos arquitectónicos	34
2.2. Daños estructurales	36
2.3. Conclusiones	38

2. Descripción de los daños observados.

En el presente capítulo se expone una primera relación de los daños observados en la ciudad, relación que se detallará, ampliará y justificará en posteriores capítulos. Se trata simplemente de transmitir al lector la primera impresión de la ciudad nada más producirse el terremoto.

Muchas de las calles de Lorca presentaban el aspecto que refleja la fotografía nº 2-1. En las aceras, sobre los automóviles y dispersos en la calzada aparecían restos de albañilería, en ocasiones paños enteros de fachadas, parapetos y todo tipo de cascotes. Aunque la imagen se repetía en todos los barrios de la ciudad independientemente de su situación resultaba especialmente clara en los formados por edificios modernos, entendiendo por tales los dotados de estructura diferenciada del cerramiento, frente a los más antiguos, en los que predominaban los edificios con muros.



▲ Fotografía nº 2-1

Los daños estructurales, en cambio, no eran tan evidentes en esta primera impresión. Dejando de lado las construcciones históricas, tan sólo un edificio colapsó de forma completa (fotografía nº 2-2), aunque fueron varios los colapsos parciales (fotografía nº 2-3).

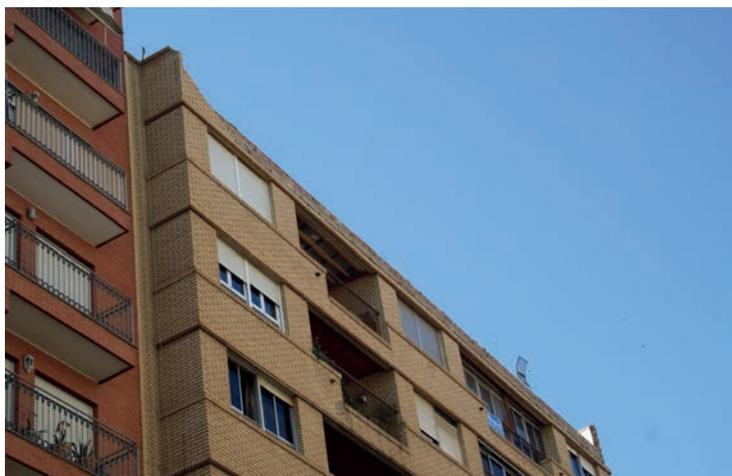
[33]



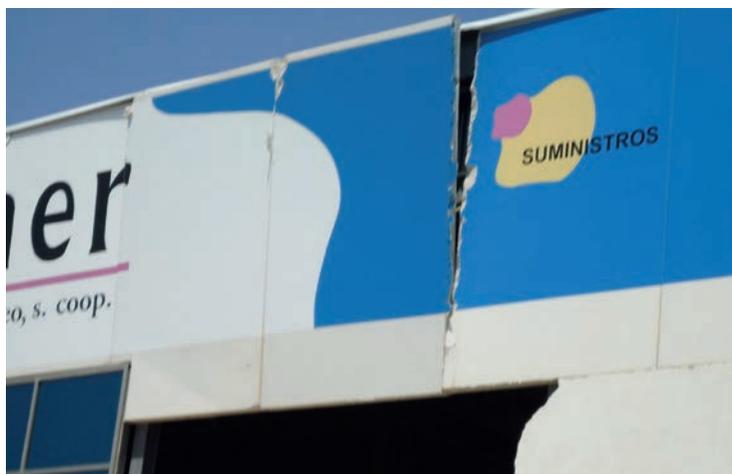
▲ Fotografía nº 2-2



▲ Fotografía nº 2-3



▲ Fotografía nº 2-4



▲ Fotografía nº 2-5



▲ Fotografía nº 2-6

2.1. Daños en elementos arquitectónicos

La caída de elementos arquitectónicos respondía básicamente, y a tenor de lo observado en los edificios de los que procedían, a dos mecanismos diferentes. Los petos de cubierta (fotografía nº 2-4) así como, en menor medida, algunos paños de cerramiento situados preferentemente en las plantas altas, parecían haber colapsado ante las sollicitaciones normales a su plano, fuerzas de inercia causantes de los esfuerzos de flexión que el apoyo en los forjados (único mecanismo resistente en el caso de los petos) no fue capaz de resistir.

El problema se presentaba en muchas fachadas convencionales, de fábrica, pero también pudimos observarlo en los cerramientos prefabricados de algunas naves industriales (fotografía nº 2-5).

El fallo de los cerramientos de las plantas bajas seguía un patrón distinto, coherente con los esquemas de colapso ante acciones en su plano ejercidas desde el contorno. Estas acciones producen en los paños ciegos de fábrica el característico esquema de rotura en aspa (fotografía nº 2-6) que se observaba con frecuencia en los edificios de la ciudad.

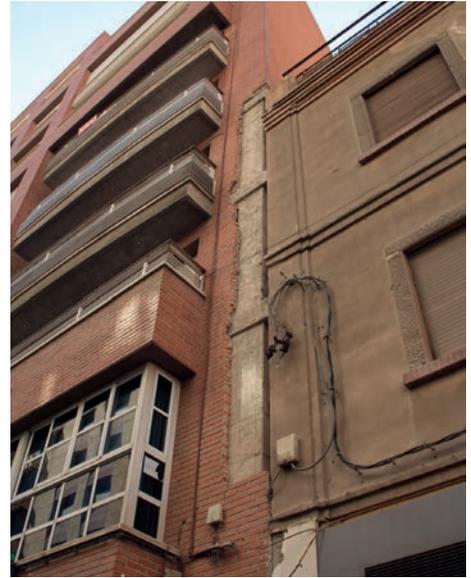
La posterior inspección de las viviendas permitió observar el mismo patrón de daños en las tabiquerías interiores de los edificios (fotografía nº 2-7), tanto en las principales (perímetro de zonas comunes, cocinas, etc.) como en las secundarias (particiones interiores). La forma de rotura, en aspa, no siempre era tan evidente como hemos señalado en el caso de los cerramientos porque las fracturas se desviaban para seguir la traza de las rozas efectuadas en los propios tabiques para alojar conducciones.



▲ Fotografía nº 2-7



▲ Fotografía nº 2-8



▲ Fotografía nº 2-9

También colapsaron muchos de los cerramientos provisionales de las plantas bajas, comerciales, en los edificios de construcción más reciente. En la mayoría de los casos se trataba de fábricas (fotografía nº 2-8) de gran esbeltez, sin anclaje efectivo a la estructura y de ejecución poco cuidada.

Dentro de esta forma de fallo por acciones en su plano se podría incluir el caso de los paños aledaños a las juntas entre edificios, que habían sufrido el efecto de los choques entre ellos (fotografía nº 2-9), lo que resultaba especialmente patente (aunque no exclusivo) en el caso de juntas entre edificios de distinta configuración.

Los aplacados de fachada, especialmente los dispuestos en plantas bajas con una finalidad ornamental, se desprendieron en un gran porcentaje (fotografía nº 2-10), dejando al descubierto unos sistemas de sujeción de calidad muy dudosa en la mayoría de los casos, sistemas que no se pueden considerar aceptables ni siquiera en regiones sin sismicidad. Se trata éste de un aspecto

to al que se hará referencia repetida a lo largo del texto: muchos de los daños observados tras el terremoto tienen su origen real no tanto en el propio terremoto sino en el empleo de unos sistemas constructivos inseguros.



▲ Fotografía nº 2-10



▲ Fotografía nº 2-11



▲ Fotografía nº 2-12



▲ Fotografía nº 2-13

2.2. Daños estructurales

Entre los edificios con estructura de muros, y dejando de nuevo al margen las construcciones históricas, los daños más evidentes consistían en la separación de los muros en sus encuentros (fotografía nº 2-11), desencadenada sin duda por el terremoto pero cuyo origen radica en la falta de conexión eficaz entre los propios muros.

En algunos casos esta separación había llegado a producir la caída de alguno de los paños o de los forjados que entregaban en ellos (normalmente forjados de cubierta, formados por rollizos de madera y entrevigado de cañizo).

También se podían observar numerosos paños agrietados. Las fisuras, de trazo inclinado y de abertura muy variable, se tendían en muchos casos entre los huecos del paño (fotografía nº 2-12).

La posterior inspección de los edificios permitió observar otros daños, asociados en muchos casos a actuaciones poco respetuosas sobre la estructura original. Es el caso de la rotura de cargaderos como el que muestra la fotografía nº 2-13.

En algunos solados se abrían juntas (fotografía nº 2-14) marcando la separación entre los elementos del forjado, formado normalmente por viguetas prefabricadas de hormigón armado o pretensado y un entrevigado de características muy dispares. No existía ninguna capa de compresión.

En el caso de los edificios con estructura de barras, los daños más evidentes en una primera inspección eran los asociados a los pilares cortos (fotografía nº 2-15). En varios edificios de la ciudad se había producido el colapso de toda la alineación de pilares de fachada, todos ellos cortos.



▲ Fotografía nº 2-14



▲ Fotografía nº 2-15

También era fácil observar la existencia de daños graves, siempre en pilares y generalmente en las plantas bajas, debidos a la interacción entre la estructura y los rellenos de fábrica (fotografía nº 2-16). En otros casos era el golpeteo entre edificios aledaños, especialmente en aquellos casos en los que los forjados de ambos edificios no coincidían en cota, el que producía los daños.

La posterior inspección detallada de los edificios permitió apreciar otras formas de fallo, como las de algunas pantallas (fotografía nº 2-17), de armado claramente inadecuado, así como los problemas asociados a las cajas y losas de escaleras.



▲ Fotografía nº 2-16



▲ Fotografía nº 2-17

2.3. Conclusiones

Los daños más aparentes tras el terremoto eran los que afectaban a los elementos no estructurales, fundamentalmente fábricas y escaleras. Las implicaciones que ello conlleva son, en nuestra opinión, muy importantes.

Desde el punto de vista fundamental, el relativo a la seguridad de las personas, han sido estos daños (en especial la caída de los petos) y no los estructurales los que han producido las pérdidas más graves. Ello contradice la muy extendida creencia de que para salvar vidas en caso de sismo basta con impedir el colapso de las estructuras. Incluso ciertas interpretaciones de las normas encuadran todos los daños en los elementos no estructurales dentro de los estados límite de servicio, admitiendo implícitamente que en estado límite último (el relativo a la seguridad de las personas) serían admisibles los daños en estos elementos.

El Eurocódigo de sismo [3] es, sin embargo, muy claro en este sentido. Al relacionar los estados límites últimos establece explícitamente:

...“Se debe comprobar que bajo la acción sísmica de cálculo, el comportamiento de los elementos no estructurales no representa ningún riesgo para las personas, ni tiene ningún efecto perjudicial sobre la respuesta de los elementos estructurales”...

Más adelante, en el apartado relativo a los elementos no estructurales, precisa los elementos que se deben comprobar:

...“Los elementos no estructurales (apéndices) de los edificios (por ejemplo, los parapetos, hastiales, antenas, equipos mecánicos e instalaciones complementarias, muros cortina, particiones, barandillas) que pudiesen, en caso de fallo, causar daños a las personas o afectar a la estructura principal del edificio o a los servicios de las instalaciones críticas, deben comprobarse, junto con sus apoyos, para resistir la acción sísmica de cálculo”

Parecería, en definitiva, que los estados límite de servicio se limitarían entonces a la comprobación de los elementos no estructurales cuya rotura no implicase daños a las personas, quizás pensando en las particiones ligeras de tipo cartón-yeso o similar. En el resto de casos, particiones pesadas, cerramientos, etc. es necesario asegurar su estabilidad ante el sismo más desfavorable.

El problema es que, en la mayoría de los casos, la comprobación de la estructura ante sismo (y en estado límite último, en las normativas que plantean la alternativa) se efectúa en la hipótesis de plastificación total, con la consiguiente formación de un mecanismo plástico estable que conlleva deformaciones importantes, incompatibles con la rigidez de los paños de fábrica.

Sobre este punto volveremos más adelante.

Aunque menos grave, el aspecto económico requiere también alguna atención, porque el coste de la reparación de los elementos no estructurales es muy elevado (sin duda mucho mayor que el de los estructurales, al menos en el caso de Lorca). Ello es debido no sólo a la dificultad de la reparación (que en muchos casos se convirtió en la simple sustitución: hubo que tirar los paños dañados y construir otros nuevos), sino también a la extensión del problema (la rotura de fábricas en las plantas inferiores de los edificios tuvo en Lorca un carácter general) y a que la reparación se tiene que extender a las instalaciones del edificio, al menos en la parte que se monta en los paños (conducciones eléctricas, sanitarias, calefacción, etc.)

En definitiva, y aunque no se pretende en este punto la justificación última de la importancia de las fábricas, queremos al menos dejar constancia del desequilibrio observado entre el esfuerzo dedicado a comprobar cada tipo de elemento (estructural o no-estructural) y su importancia real en el caso de sismo.

El terremoto.

3

3.1. Descripción	43
3.2. Efectos del suelo	47
3.3. Otras formas de describir el terremoto	50
3.4. Efectos del terremoto en las estructuras	51
3.5. Conclusiones	57

3. El terremoto.

En este apartado analizaremos el terremoto, comparándolo con el normativo, y la respuesta de edificios convencionales al terremoto de Lorca.

3.1. Descripción

Conforme a los datos publicados por el Instituto Geográfico Nacional, los dos terremotos principales del día 11 tuvieron su epicentro a tan sólo 2 km al noreste de Lorca.

Una distancia tan reducida implica en la práctica que el sismo se originó bajo la propia ciudad. En efecto, el término “*epicentro*” responde a un modelo abstracto que reduce a un único punto lo que, en la realidad, corresponde a una amplia zona de deslizamiento de la falla, que proyectada en superficie, alcanzaría mas o menos directamente a todo el municipio.

Unida a la proximidad, otra característica fundamental de los terremotos de Lorca fue lo reducido de la profundidad a la que se originaron, en torno a 2.000 m. Todo ello explica la intensidad de los daños causados por unos terremotos que, en realidad, no pueden catalogarse de gran magnitud (5,1 según el IGN).

Piénsese que la magnitud es una medida de la energía liberada por el terremoto que, a su vez, es función del tamaño de la superficie de falla en la que se produce el deslizamiento y del valor de dicho deslizamiento. En definitiva, la magnitud se refiere al “*tamaño*” del sismo o, desde otro punto de vista, a la energía liberada.

La intensidad, sin embargo, se refiere a sus efectos en un emplazamiento determinado y depende, entre otros parámetros, de la distancia entre tal emplazamiento y el epicentro. Lógicamente, los efectos de un terremoto se atenúan con la distancia. En el extremo, un terremoto importante, de gran magnitud, podría manifestarse con la misma intensidad en un emplazamiento determinado que otro terremoto de mucha menor magnitud pero más próximo al emplazamiento.

Terremotos de magnitud similar a la del de Lorca se están produciendo de forma continua en el mundo (más de dos cada día, en promedio), pero como su efecto en superficie es muy local, la probabilidad de que afecten a núcleos urbanos es muy reducida.

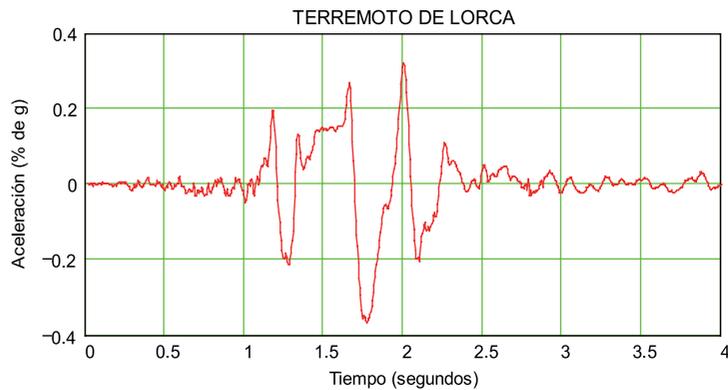
Conforme a lo expuesto podríamos justificar el que un terremoto relativamente pequeño se haya manifestado con tal intensidad en Lorca. De hecho, las aceleraciones registradas¹ por el sismógrafo situado en la ciudad (figura nº 3-1) son las mayores recogidas por la red sísmica nacional desde que ésta entró en servicio.

Como se observa en el registro, se alcanzaron valores en torno al 36% de la aceleración de la gravedad, valores que triplican los previstos por la normativa vigente para edificios normales. Debe tenerse en cuenta, además, que el instrumento que recogió estos valores estaba situado en roca, por lo que es posible que las aceleraciones en puntos de la ciudad en los que se presentan capas de suelos hayan sido incluso superiores.

1. En ingeniería se tiende a representar los movimientos en términos de aceleración porque, como es bien sabido, las fuerzas que actúan sobre un cuerpo en movimiento son proporcionales a las aceleraciones.

2. Para comprender mejor el significado de estos valores basta pensar que sólo pueden producirse en sentido ascendente, ya que en caso contrario el edificio en el que se hubiese dispuesto el instrumento se desprendería del suelo. Las personas se quedarían momentáneamente en el aire porque el suelo descendería más rápido de lo que la gravedad puede acelerar a tales personas.

3. El sismógrafo instalado en la ciudad no estaba orientado exactamente en la dirección de los ejes Cardinales, sino ligeramente girado, de tal forma que la orientación 1 presenta una desviación de aproximadamente 30° respecto al eje N.



▲ Figura nº 3-1

El registrar valores tan elevados de aceleración en terremotos de moderada importancia no debería sorprender, ya que en realidad ello sólo depende de la casualidad que supone el disponer un sismógrafo tan próximo al epicentro. De hecho, conforme día a día se hace más tupida la red instrumental a nivel mundial se hace igualmente más frecuente el registro de aceleraciones sorprendentemente elevadas en relación a la magnitud. Durante los terremotos de 2011 en Christchurch, Nueva Zelanda, se registraron aceleraciones que duplicaban la de la gravedad, aceleraciones, además verticales², y ello durante eventos de magnitud 6,2, esto es, superior a la de Lorca pero muy inferior a la de otros muchos terremotos (Yuen Kam y Pampanin [61]). Como en el entorno de la localidad se había dispuesto un gran número de instrumentos no es de extrañar que algunos de ellos se situasen prácticamente sobre el epicentro.

Aún así, y según el informe del IGN en relación al terremoto de Lorca, la aceleración registrada no resulta, por elevada, totalmente coherente con los modelos habituales de atenuación.

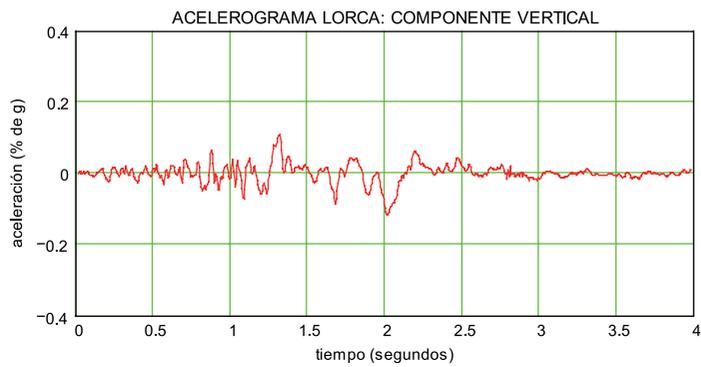
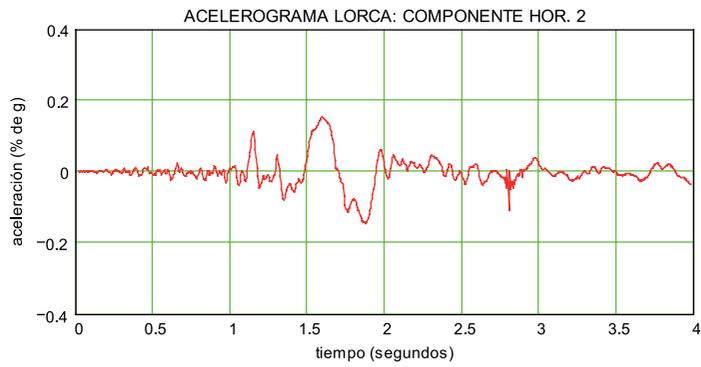
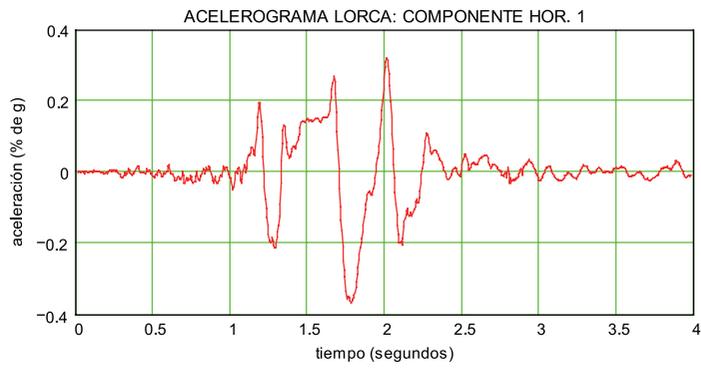
En resumen, el efecto en la ciudad responde a las características de lo que habitualmente se designa como “terremoto próximo”.

En la figura nº 3-2 se muestran las tres componentes registradas por el sismógrafo. Se observa que una de ellas, designada³ como “COMPONENTE HOR.1”, alcanza valores muy superiores a los de la otra componente horizontal, algo frecuente en terremotos próximos.

También se observa que la componente vertical no es demasiado importante, al contrario de lo que sería de esperar en un terremoto próximo.

Si en lugar de la aceleración dibujamos el desplazamiento del terreno, obtendremos la gráfica de la figura nº 3-3, que muestra de forma más clara como la sacudida se limitó a un simple pulso de poco más de un segundo de duración y 3 cm de amplitud en cada sentido.

Esta evidencia choca con la experiencia de muchos vecinos, que relatan una duración y amplitud muy superiores. Probablemente la justificación de esta aparente incoherencia sea tan simple como que lo que realmente relatan estos vecinos son los efectos visibles de la sacudida, los movimientos en las farolas o en las señales de tráfico, estructuras de reducido amortiguamiento que siguen moviéndose una vez pasada la excitación.



[45]

▲ Figura nº 3-2



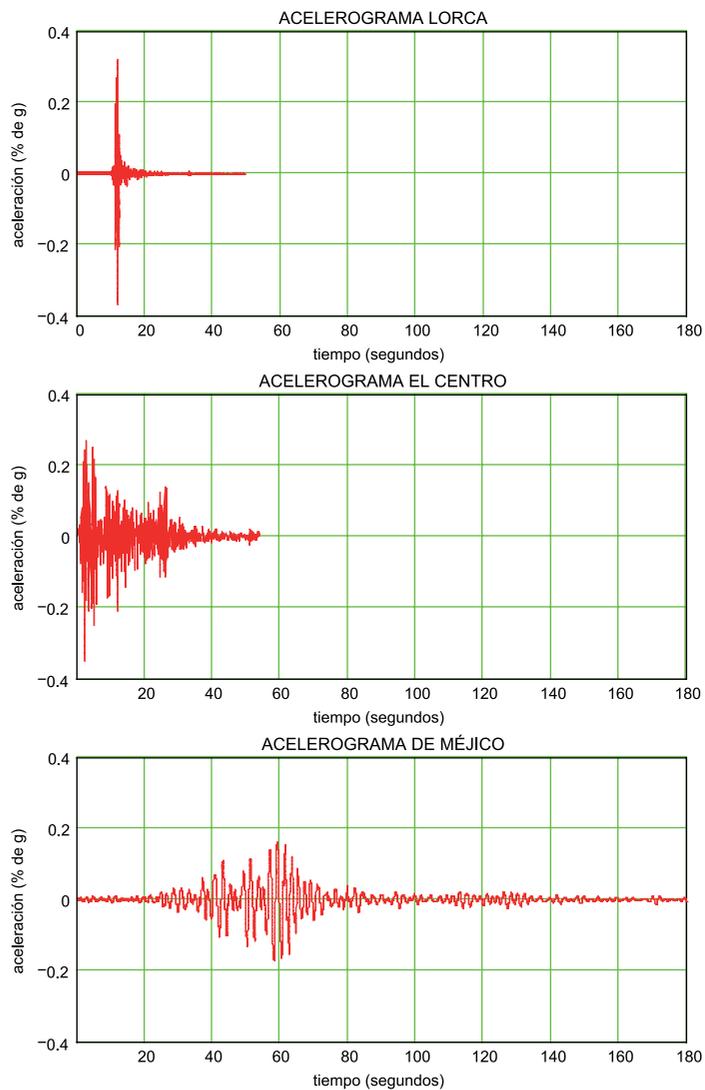
▲ Figura nº 3-3

El terremoto.

Para situar lo que significó el terremoto de Lorca es conveniente el contraste con otros registros. En la figura nº 3-4 se establece la comparación con uno especialmente conocido, correspondiente al del terremoto de El Centro (California) en 1940. Este acelerograma fue muy importante en su día porque, como ocurre ahora con el de Lorca (aunque sólo sea a nivel nacional), mostraba los valores más importantes registrados hasta el momento.

Obsérvese que, para poder establecer la comparación se ha tenido que ampliar la escala de tiempos del registro de Lorca (no hubiera sido posible recoger la duración del registro de El Centro). En el lado contrario, las aceleraciones máximas registradas en ambos casos son muy similares, por lo que no ha sido necesario actuar sobre la escala de aceleraciones.

Es evidente la diferencia en la duración de ambos terremotos, y ello a pesar de



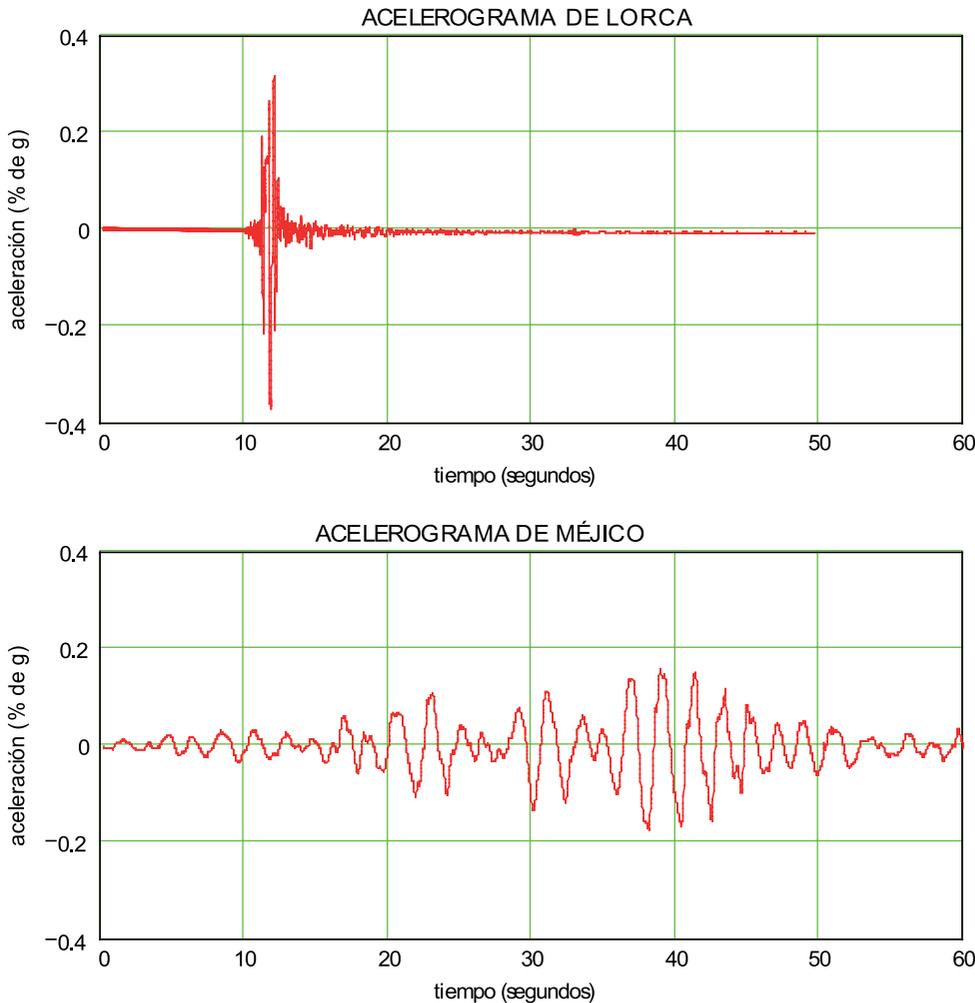
▲ Figura nº 3-4

que el registro de El Centro tampoco responde a un terremoto especialmente lejano. El de Méjico de 1985, al que haremos referencia inmediatamente tuvo una duración de más de 60 segundos... En la misma figura nº 3-4 se incluye el registro de éste último.

3.2. Efectos del suelo

El 19 de septiembre de 1985 se produjo un gran terremoto, de magnitud 8,4, en el Océano Pacífico, cerca de la localidad Mexicana de Lázaro Cárdenas. Cuando las ondas llegaron a Ciudad de México, a más de 400 kilómetros de distancia,

su amplitud se había atenuado de forma que la aceleración medida por algunos instrumentos no superaba el 5% de la de la gravedad (frente al 36%, recuérdese, registrado en Lorca). Estos instrumentos estaban situados en zonas de la ciudad en las que las capas de suelo sobre roca eran de poco espesor o bien, directamente, inexistentes. Los sismógrafos situados sobre capas de suelo de gran espesor, sin embargo, recogieron registros de aceleración como los mostrados en la figura nº 3-4, a la que ya nos hemos referido en el apartado precedente cuando comparábamos la duración de los registros.



[47]

▲ Figura nº 3-5

Estos acelerogramas muestran otras características singulares. En primer lugar, la amplitud triplica la de los registros en roca (se aproxima al 20% de la de la gravedad). Por otra parte, la propia forma del registro es muy característica. La figura nº 3-5 es una simple ventana en la escala horizontal, de tiempos, de la figura nº 3-4. Mientras que el registro de Lorca sigue siendo un pulso extremadamente corto, aunque de gran amplitud, el de México aparece como una onda de frecuencia muy definida (período en torno a 2 segundos). Naturalmente, los edificios más esbeltos, con períodos fundamentales próximos a esos 2 segundos fueron los más afectados. Los edificios rígidos (la Catedral, por ejemplo, cuya estructura está formada por gruesos muros de mampostería) no sufrieron daños.

El registro de desplazamientos de la figura nº 3-6 muestra con mayor claridad estos efectos. Es interesante comprobar, además, la magnitud del desplazamiento del terreno, que superó los 20 centímetros en cada sentido (frente a los 3 centímetros en el caso de Lorca).

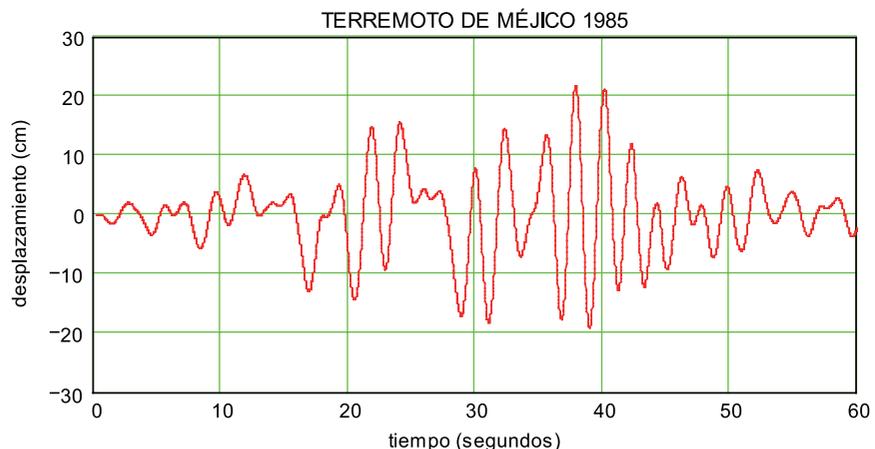
La conjunción de las características descritas, duración, amplitud y escaso contenido en frecuencias resultó especial-

mente dañina. Se produjeron miles de víctimas (entre 7.000 y 10.000 según las referencias más repetidas) y centenares de edificios colapsaron.

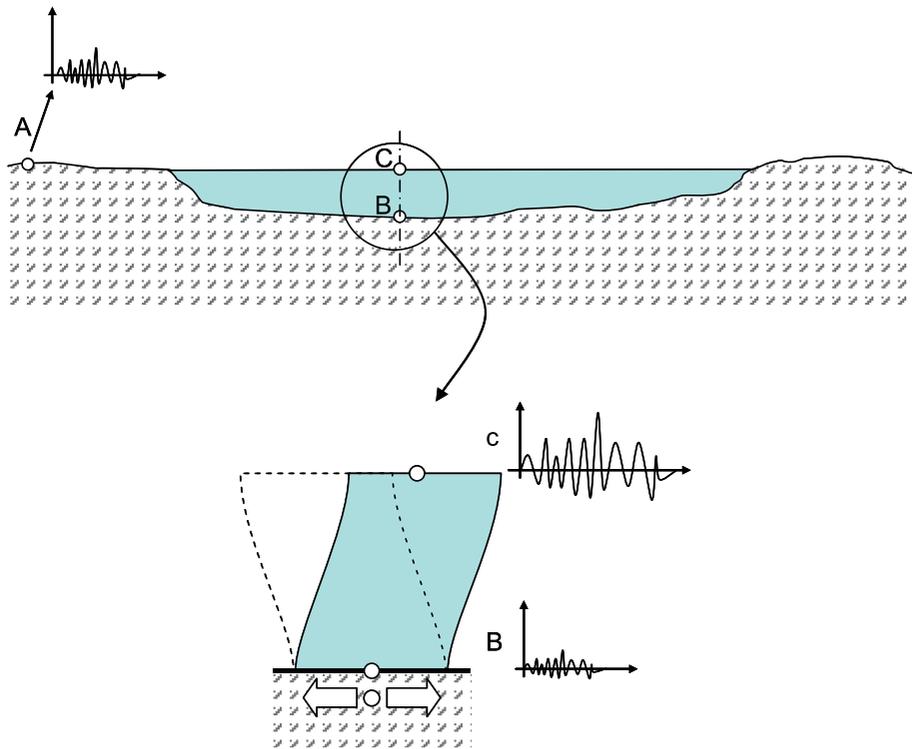
El de México constituye un caso extremo del efecto de amplificación que pueden suponer las capas superficiales de suelo.

En su expresión más simple el fenómeno se puede entender a partir del esquema que muestra la figura nº 3-7. Si imponemos un movimiento horizontal determinado en la base del estrato éste se moverá como cualquier sistema elástico, de forma que en su punto más alto, la superficie, el desplazamiento será siempre distinto (y, en muchos casos, mayor) al impuesto en la base. Este comportamiento es en todo semejante al de cualquier edificio sometido a un desplazamiento (terremoto) en la base, y las diferencias más importantes vienen dadas por el comportamiento del suelo, cuya rigidez tiene un carácter no-lineal mucho más acusado que la de los edificios. En Álvarez et al. [56] se incluye una formulación analítica simple. Recomendamos también el uso de programas como el EduShake, versión educacional y de distribución gratuita del conocido Shake.

[48]



▲ Figura nº 3-6



▲ Figura nº 3-7

En Lorca existen situaciones como las descritas. Mientras que el núcleo primitivo de la ciudad se levanta en la falda de la sierra, sobre terrenos muy duros o roca (el sismógrafo que registró el terremoto estaba colocado en el sótano del edificio que, en el pasado, había servido de cárcel municipal, cimentado en roca), el desarrollo posterior de la población ocupó parte de los terrenos sedimentarios de la Vega. Naturalmente, también se edificó sobre todo tipo de terrenos intermedios y, en algunos casos, sobre rellenos poco competentes de las primitivas ramblas.

Con un perfil geotécnico tan complejo cabría dar por sentado la existencia de claros efectos de amplificación, pero en realidad tales efectos no han podido ser, hasta donde conocemos, evaluados con precisión.

Los trabajos de campo desarrollados por el Institut Geològic de Catalunya, la

Universitat Politècnica de Catalunya, la Asociación Española de Ingeniería Sísmica y la Generalitat de Catalunya, [50], trabajos extraordinariamente completos y rigurosos, no concluyen una cuantificación precisa del efecto. Se identifican las capas superficiales de suelo que inducen la amplificación e incluso, en algunos casos, se detecta una clara discontinuidad suelo-roca, pero no se llega a evaluar la magnitud precisa de tal amplificación.

Es muy posible, en resumen, que los valores de aceleración hayan podido ser en algunos barrios de la ciudad incluso más elevados que el registrado, a la vez que la propia forma del registro podría ser diferente en estos barrios (por el filtrado de frecuencias que induciría el suelo). No obstante, tal efecto podría, de producirse, quedar enmascarado por otros igualmente importantes, como la distancia al epicentro, aspecto fundamental en un sismo tan próximo.

El barrio de La Viña podría ser considerado un ejemplo claro en este sentido. Situado al suroeste de la ciudad, y cimentado sobre suelo, puede haber sufrido un terremoto sensiblemente diferente al registrado por el sismógrafo y resultante de dos efectos igualmente importantes: el del suelo y el de una mayor distancia al epicentro.

3.3. Otras formas de describir el terremoto

En los apartados precedentes hemos señalado que la aceleración registrada en Lorca triplicó la prescrita por la Norma Sismorresistente. Podría pensarse que, en consecuencia, el terremoto de Lorca fue tres veces más dañino que el previsto. En realidad esto no es totalmente cierto. De hecho, la aceleración del suelo es sólo uno de los parámetros que definen el poder destructivo de un terremoto, pero ni es el único ni, según muchos Autores, el mejor (véase, por

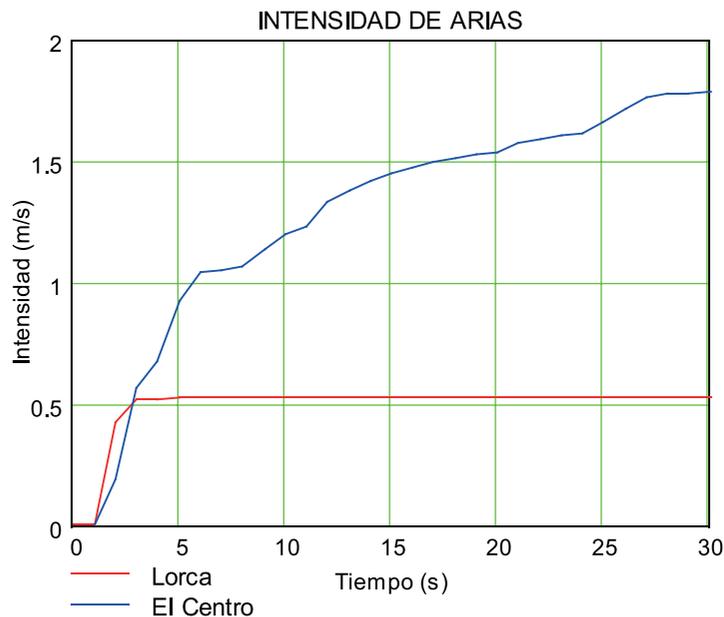
ejemplo, Orosco y Alfaro [51] o Schmidt y Quirós [59]).

Ya al describir el terremoto de Lorca hemos establecido la comparación con sismos en los que la aceleración resultó inferior y, sin embargo, sus efectos fueron especialmente devastadores. La duración del terremoto o su contenido en frecuencias pueden ser mucho más importantes que la aceleración.

La idea es tan clara que ya desde los comienzos de la ingeniería sísmica se plantearon gran número de parámetros que intentaban recoger el potencial destructivo de un sismo. La Intensidad de Housner fue uno de los primeros, en 1952, aunque quizás el más famoso fue el propuesto por Arias en 1970. Se define mediante la expresión:

$$I_A = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^{t_i} a(t)^2 dt$$

[50]



▲ Figura nº 3-8

Aunque en su enunciado estricto la integral se extiende a la duración completa del registro, es habitual dibujarla como función del límite superior. Es decir, se dibuja la función:

$$I_A(t) = \frac{\pi}{2 \cdot g} \int_0^t a(\tau)^2 d\tau$$

Esta función se representa en la figura nº 3-8 para los terremotos de El Centro y de Lorca. Se comprueba que la intensidad de aquél triplica a la de éste.

En resumen, parece claro que la aceleración máxima del terreno no constituye el mejor índice del poder destructivo de un terremoto. Se podría argüir que, con independencia de que no se trate del mejor parámetro, es el único que utiliza la Instrucción Española, que como muchas otras basa todas las comprobaciones de seguridad en la aceleración del suelo. Consecuentemente seguiría siendo cierto el planteamiento inicial de que el de Lorca fue un terremoto tres veces peor que el normativo.

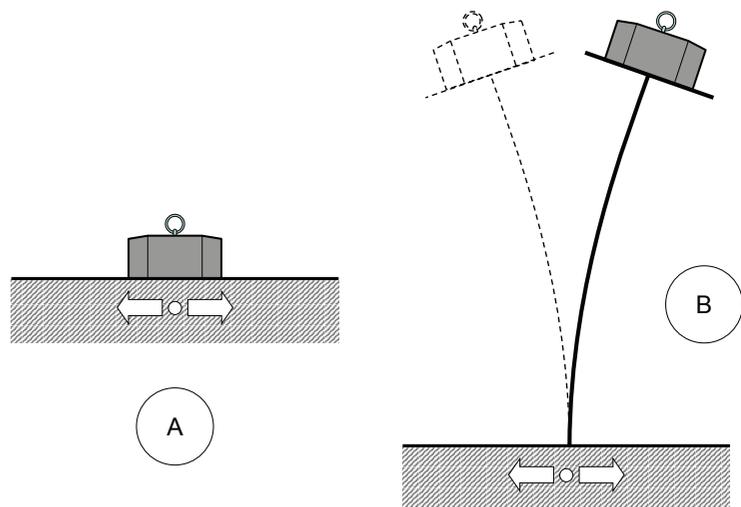
También este planteamiento admite matices. El objetivo de todas las normas sismorresistentes no es sólo el que la estructura soporte las acciones horizontales derivadas de la aceleración máxima del suelo, sino también el que lo haga de forma estable, esto es, que las soporte sin degradación de la resistencia. Sólo así se justifica el que la comprobación ante una sollicitación que implica la acción repetida de un conjunto de fuerzas (las sucesivas sacudidas de cualquier terremoto) se pueda realizar analizando únicamente el efecto de esas fuerzas (esto es, el de una única sacudida). Muchas disposiciones normativas tienen ese objetivo, asegurar la estabilidad de la respuesta estructural, si bien es cierto que estas disposiciones son ajenas al cálculo.

3.4. Efectos del terremoto en las estructuras

En el apartado precedente hemos descrito una de las facetas del terremoto de Lorca, la que se refiere al movimiento del terreno. Así, hemos hablado de la aceleración del suelo, de su desplazamiento, del contenido en frecuencias del registro,...

En realidad, todos estos parámetros no son muy significativos, al menos en forma directa. Todos podemos entender que el acelerograma es fundamental porque las fuerzas sobre los objetos son proporcionales a la aceleración que se les aplica y que el factor de proporcionalidad es la masa. Todo ello sólo sería aplicable, sin embargo, a los objetos que estuviesen sobre el suelo y rígidamente unidos a él (lo que se pretende representar en la figura nº 3-9 A). Si los objetos se unen al suelo a través de un elemento flexible (figura nº 3-9 B) todo lo anterior pierde significado y las fuerzas que actúan sobre los objetos, así como los desplazamientos que estos experimentan, serán muy distintos.

[51]



▲ Figura nº 3-9

La fotografía nº 3-1 ilustra esta idea. Todas las piezas de remate de las pilastras de fábrica han sido derribadas y aparecen a sus pies. Ello implica que entre las piezas y las pilastras en las que apoyan



▲ Fotografía nº 3-1



▲ Fotografía nº 3-2

se han producido esfuerzos superiores al rozamiento y a la adherencia del mortero (algo muy poco probable si esas piezas hubieran estado apoyadas en el suelo, porque entonces el simple rozamiento hubiera bastado para absorber una fuerza horizontal de valor el 36% de la del peso -recuérdese que ese fue el máximo valor de la aceleración del suelo durante el terremoto-). En el mismo sentido, una vez rota la adherencia, el desplazamiento relativo entre las piezas y las pilastras tuvo que superar ampliamente los 3 centímetros de desplazamiento del suelo.

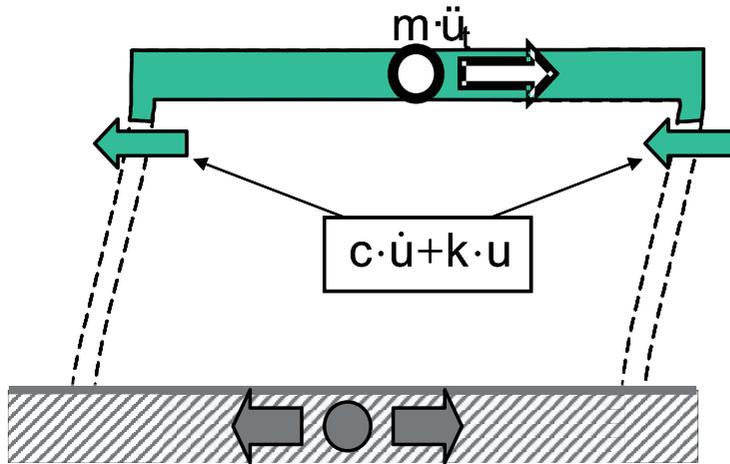
El informe del IGC [50] describe ejemplos más espectaculares: La cúpula de la capilla de Nuestra Señora del Rosario se desprendió de los muros que la sostenían, desplazándose respecto a los mismos unos 15 centímetros... Menos llamativo pero igualmente claro es el ejemplo que muestra la fotografía nº 3-2, un simple peto de fachada cuyo desplazamiento en cabeza bien pudo superar los valores citados.

En realidad estos ejemplos sólo se pueden analizar, pese a lo simple de su apariencia, mediante modelos mucho más elaborados de los que expondremos a continuación, modelos que exceden el alcance del presente texto (¡y la capacidad de sus autores!) pero que además se alejan del objeto del capítulo porque reflejan más las características de la estructura concreta que las del sismo que las solicita.

3.4.1 Espectros de respuesta

El término se refiere a uno de los procedimientos más utilizados para describir el efecto de los terremotos en las estructuras.

El comportamiento del sistema representado en la figura nº 3-9 B o de las pilastras mostradas en la fotografía nº 3-1 no es en realidad muy distinto del que



▲ Figura nº 3-10

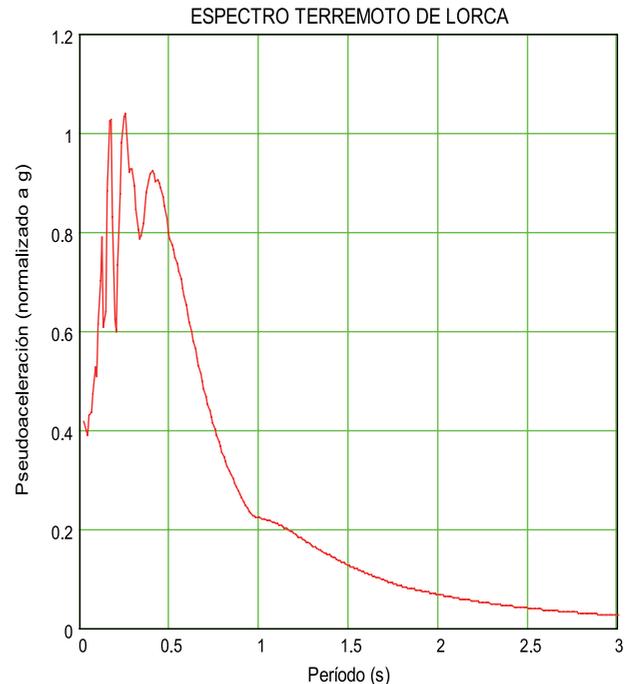
presentaría la estructura de cualquier edificio. De hecho, ante acciones horizontales y en su enunciado más simple, éste no sería más que una masa (forjado) separada del suelo por un elemento flexible (pilares). Las fuerzas laterales que como consecuencia del terremoto experimentase el forjado serían el producto de su masa por la aceleración (que ya no sería la del suelo sino otra, normalmente muy superior) así como las elásticas que sobre él ejerciesen los pilares y las debidas al amortiguamiento (figura nº 3-10).

Los esfuerzos máximos producidos por un terremoto dado serían los que resultasen del desplazamiento lateral máximo del dintel, pero, tal y como se desarrolla en el Anejo nº1, normalmente se expresan como resultantes del producto de la masa del dintel por un término en aceleración. Este término depende de las características del edificio y, en concreto, de su período⁴. A la relación que expresa esta dependencia se le llama "espectro de respuesta en pseudo-aceleración" (aunque en muchas ocasiones se simplifica a "espectro de respuesta" o incluso "espectro") y la figura nº 3-11 recoge sus valores para el terremoto de Lorca.

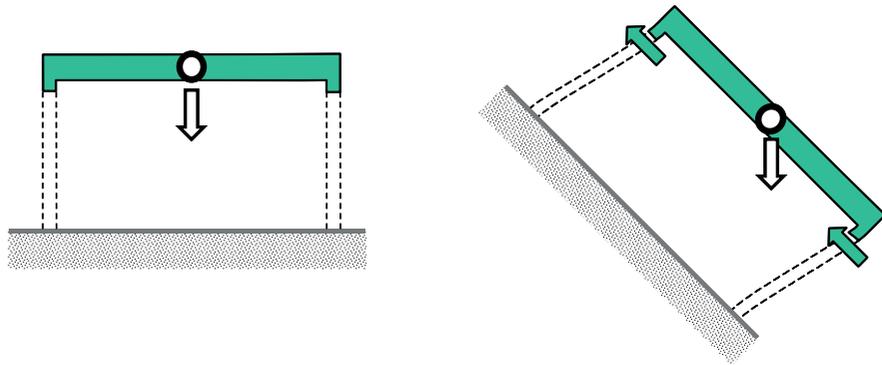
La interpretación de esta gráfica, como la de cualquier otro espectro, es muy simple: Para estructuras con un período fundamental muy bajo, con pilares muy rígidos o forjados muy ligeros, los movimientos del dintel y del suelo son iguales, las aceleraciones que ambos experimentan son, por tanto, las mismas y la fuerza horizontal máxima será el producto de la masa del dintel

4. Si, tras aplicar un desplazamiento horizontal cualquiera, soltamos el dintel, el período será el tiempo que tarde en volver a su posición original tras desplazarse en sentido contrario (supuesto un amortiguamiento muy bajo). Es interesante notar que si aumentamos el desplazamiento inicial, desde el que soltamos el dintel, éste tardará exactamente lo mismo en volver (para lo que tendrá que moverse con mayor velocidad, ya que el desplazamiento será mayor).

[53]



▲ Figura nº 3-11



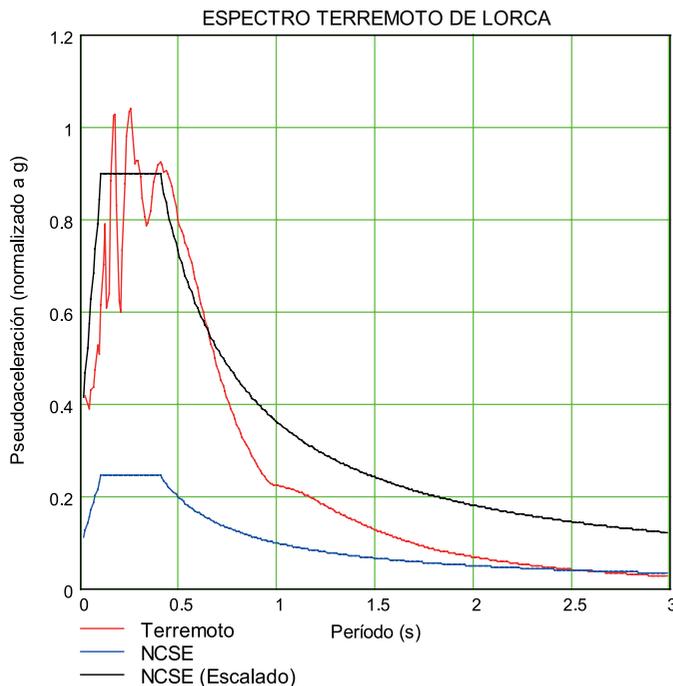
▲ Figura nº 3-12

por la aceleración máxima del suelo (los 0,36 g ya citados).

En el caso contrario, el de las estructuras con períodos fundamentales muy altos, con pilares flexibles o forjados muy pesados, estos últimos no llegan en realidad a moverse en términos absolutos (el suelo se mueve pero los pilares son tan flexibles que no llegan a transmitir el desplazamiento al dintel).

Para los valores del período habituales en edificación se producen amplificaciones muy importantes. Para un edificio con período fundamental en torno a 0,5 segundos (que correspondería, por ejemplo, a uno con pórticos de hormigón de entre 5 y 6 alturas), las fuerzas máximas producidas por el terremoto de Lorca equivaldrían a multiplicar la masa por una aceleración que alcanza el 80% de la de la gravedad.

[54]



▲ Figura nº 3-13

Para comprender lo que significan tales fuerzas basta con pensar que tendríamos que inclinar el edificio algo más de 50° para conseguir una componente en la dirección del forjado equivalente a las cargas introducidas por el sismo (figura nº 3-12).

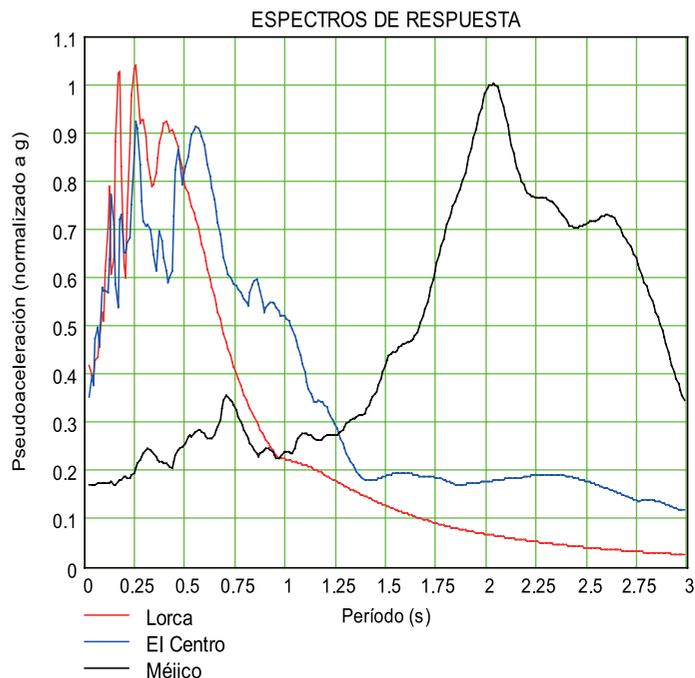
La figura nº 3-13 refleja las diferencias entre el espectro real (traza en color rojo) y el previsto en la norma (traza en color azul), esto es, entre las fuerzas equivalentes que actuaron sobre los edificios y las previstas por la norma. Resulta interesante comprobar la importancia de las diferencias. Incluso escalando el espectro normativo por la aceleración medida se advierten diferencias de importancia, con amplificaciones concentradas en el rango de períodos más bajos (edificios rígidos).

La figura nº 3-14 muestra conjuntamente el espectro de Lorca y los utilizados

como comparación en los apartados precedentes: El Centro (1940) y México (1985). En la gráfica queda patente cómo la concepción, muy extendida, de la sollicitación sísmica como una acción única y bien definida es poco realista. En realidad el terremoto de Lorca no tiene mucho en común con el de México. Ni siquiera los edificios afectados serían los mismos en uno y otro caso.

En el mismo sentido, la figura nº 3-15 muestra los dos tipos de espectros que plantea el Eurocódigo de sismo. El primero, tipo 1, sería el aplicable cuando los terremotos más probables en el emplazamiento fuesen de magnitud moderada o alta. El segundo, en cambio, se aplicaría si el sismo probable en tal emplazamiento fuese próximo y de pequeña magnitud.

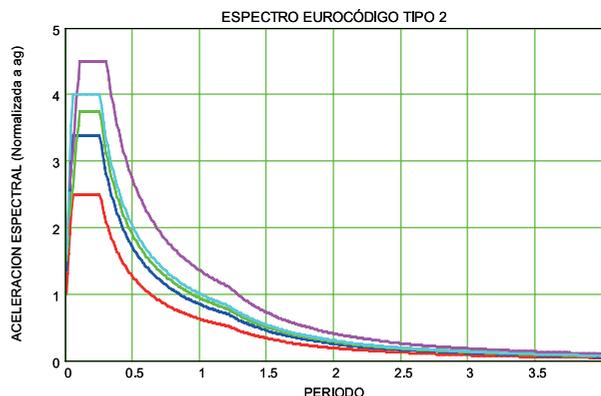
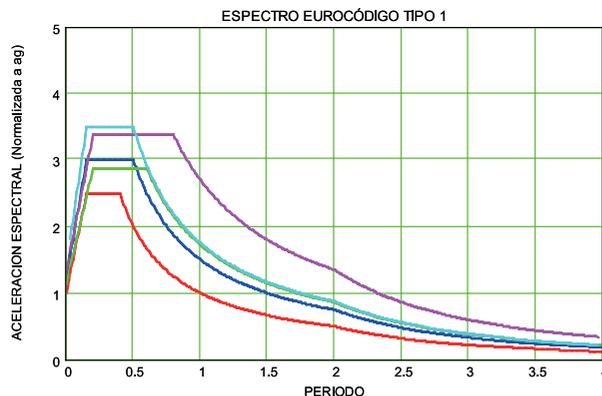
Para cada localidad sería necesario, conforme al planteamiento del Eurocódigo, conocer el tipo probable de terremoto y aplicar al proyecto el espectro correspondiente. Aún en el mejor de los casos, aquel en el que se dispusiese de tal información y ésta quedase recogida en la norma correspondiente, ello representa una nueva complicación de cálculo.



▲ Figura nº 3-14

En el momento en que se redactan estas líneas se está precisamente trabajando en la definición de los espectros normativos.

- Suelo A
- Suelo B
- Suelo C
- Suelo D



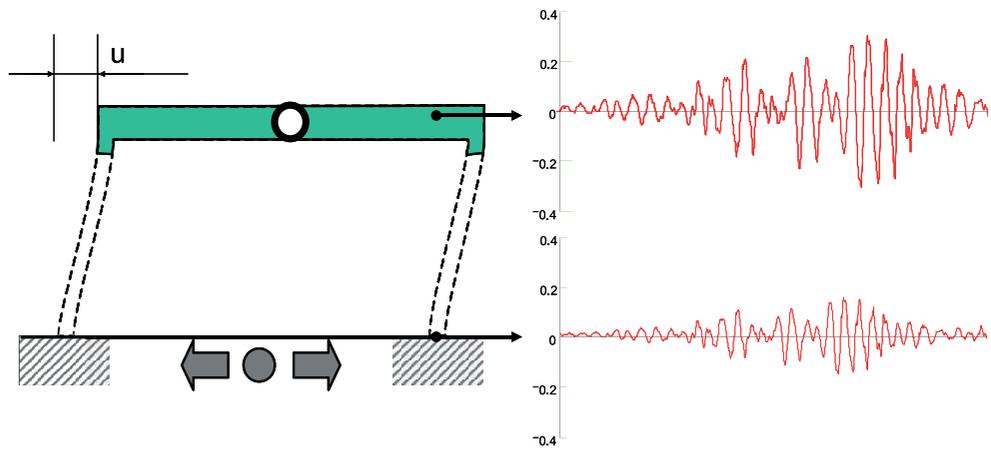
▲ Figura nº 3-15

3.4.2 Desplazamientos

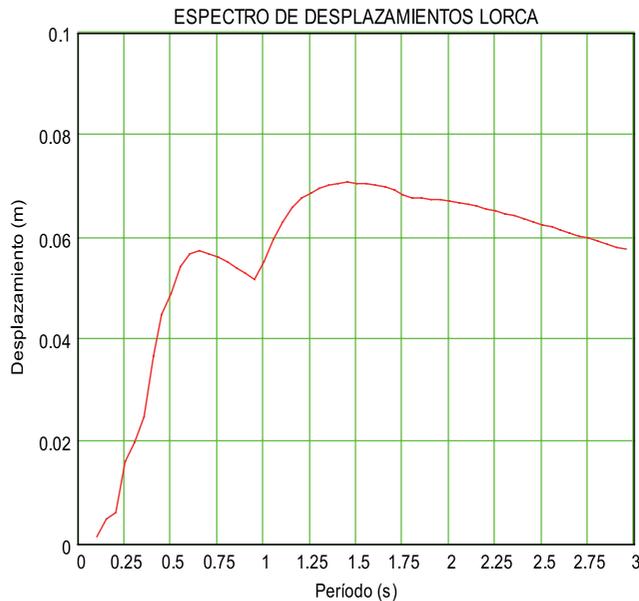
Los espectros de desplazamiento responden a la misma idea que los de pseudo-aceleraciones. Recogen los valores máximos, en este caso del desplazamiento relativo (entre el forjado y el suelo) en función del período de la estructura y para un terremoto dado (figura nº 3-16).

La figura nº 3-17 dibuja el espectro de desplazamientos del registro de Lorca. Como

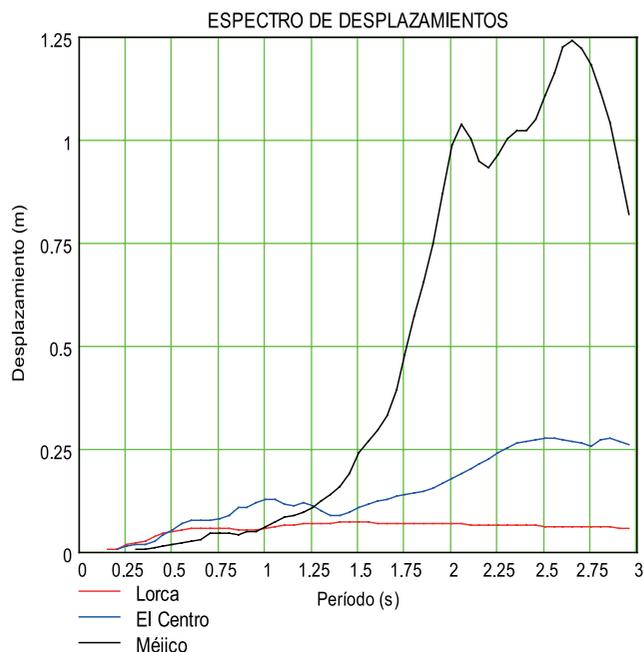
en el caso de los espectros de aceleración que desarrollábamos en el apartado precedente es la comparación con los espectros de otros terremotos la que nos permite apreciar mejor las características específicas del terremoto. En este sentido la figura nº 3-18 resulta especialmente clara: los desplazamientos inducidos por el terremoto de México en estructuras esbeltas superaron el metro... frente a los poco más de 6 cm del caso de Lorca.



▲ Figura nº 3-16



▲ Figura nº 3-17



▲ Figura nº 3-18

3.5. Conclusiones

En este Capítulo hemos pretendido mostrar las características específicas del terremoto de Lorca, utilizando para ello el recurso descriptivo más simple, la comparación con otros terremotos.

La conclusión más evidente quizás sea la dificultad práctica de caracterizar una sollicitación tan compleja que ni siquiera permite una aproximación única, y que debe abordarse desde campos muy diferentes de la ciencia: El análisis del origen, la transmisión y los efectos de los terremotos requieren en cada caso saberes específicos, propios de diferentes ramas académicas.

Incluso cuando nos limitamos a la manifestación más inmediata del terremoto, el desplazamiento del suelo, y disponemos de una identificación aparentemente tan clara y objetiva como es el registro instrumental de tal movimiento, se hace difícil, al menos para nosotros, responder a las preguntas más simples. Por ejemplo:

¿Sabemos realmente cómo fue el terremoto? O, dicho de otra forma

¿Es el registro disponible totalmente representativo del terremoto?

Sí en cuanto a las características generales (que son las realmente importantes) como son la violencia de la sacudida y su escasa duración. Sin embargo, es muy probable que si el instrumento hubiese estado situado en otro punto de la ciudad hubiese registrado valores diferentes de aceleración (muy altos, en cualquier caso) o, incluso, la forma del registro podría ser algo diferente. Cuando el origen del terremoto se sitúa tan próximo y superficial los desplazamientos del terreno pueden variar considerablemente en distancias reducidas. Si a ello se le suma la heterogeneidad del suelo en cada punto el resultado es que muy probablemente los valores concretos de aceleración puedan haber sido diferentes en cada barrio de la ciudad.

5. Una de las razones, por ejemplo, de penalizar el uso de las vigas planas, que en una sollicitación no repetida pueden ofrecer ductilidades aceptables, es la degradación de su curva de comportamiento tras un número reducido de ciclos, tras los cuales el área contenida en el ciclo de histéresis prácticamente se anula. Véanse los ensayos descritos en Benavent-Climent [18]

¿Fue el terremoto de Lorca tres veces peor que lo previsto?

No. En realidad semejante comparación sólo tendría algún sentido si se refiere al simple contraste de valores de aceleración máxima del terreno. No obstante, este parámetro es sólo uno más de los que caracterizan el daño potencial que induce un terremoto concreto, pero ni es el único ni, probablemente, el mejor. En el capítulo hemos intentado poner de relieve cómo el efecto de un terremoto depende en gran medida de otras características, incluso de aquellas que,

como la duración, no están contempladas directamente en el procedimiento normativo de cálculo (aunque sí, de forma implícita, en muchas de las especificaciones normativas⁵).

¿Es posible que un terremoto similar se produzca en cualquier otro sitio de la península?

Sí, toda vez que el de Lorca no fue un terremoto mayor de lo previsto para la zona. Más improbable resulta, en cambio, que tal terremoto se produzca justo bajo una ciudad importante.

Edificios con estructura de muros.

4

4.1. Comportamiento estructural de los muros	61
4.2. Enjarjes	63
4.3. Atado horizontal	64
4.4. Organización resistente	66
4.5. Prácticas constructivas inadecuadas	67
4.6. Conclusiones	69

4. Edificios con estructura de muros.

En el presente apartado abordaremos el análisis de los edificios cuya estructura vertical está formada básicamente por muros, si bien en muchos casos tales muros se complementan con elementos lineales aislados (pilares intermedios, vigas parteluces, etc.)

Aunque formalmente semejantes a los no estructurales utilizados en los cerramientos, cuyo análisis abordamos en el siguiente capítulo, los muros estructurales presentan una característica específica que determina su comportamiento: la existencia de tensiones de compresión debidas al efecto de las cargas gravitatorias.

Naturalmente, una afirmación tan general admite muchos matices. Los cerramientos y particiones también soportan en realidad cargas verticales, cargas que en teoría deberían bajar por la estructura. Están, por tanto, sometidos igualmente a compresiones importantes que contribuyen a mejorar su respuesta y la única diferencia es que se trata de esfuerzos espurios cuyo valor no se conoce con precisión y con cuya ayuda, por tanto, no se debería contar.

En el lado contrario, algunos muros estructurales están destinados únicamente a resistir las acciones horizontales, arriostrando el edificio, y no pueden contar con la colaboración de las gravitatorias.

En Arcos Trancho y Cristina Porcu [19], se puede encontrar una descripción amplia de las fábricas utilizadas en la región y de su comportamiento

frente al terremoto de Mula de 1999. En lo que sigue trataremos únicamente de justificar algunos aspectos específicos observados en Lorca.

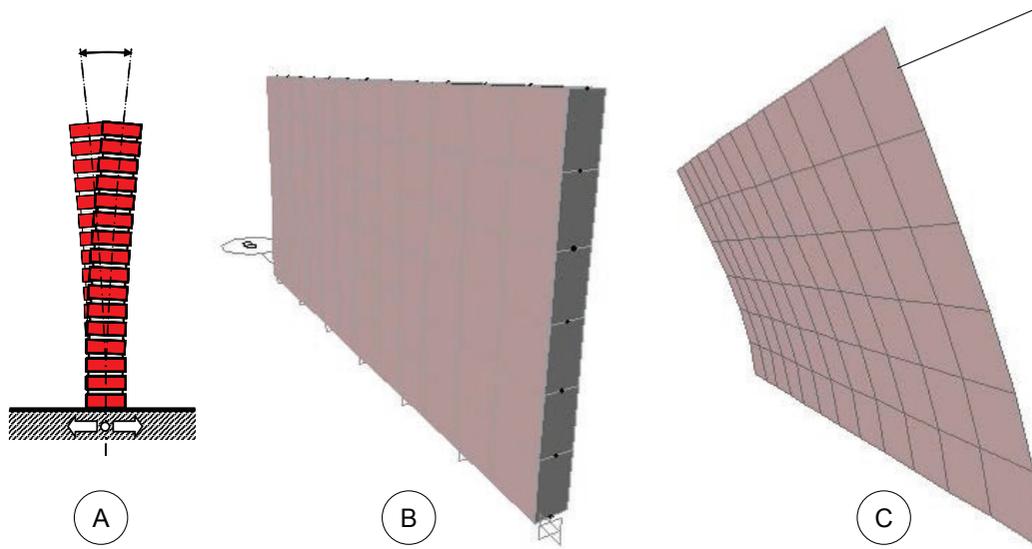
4.1. Comportamiento estructural de los muros

Los muros son muy rígidos y resistentes frente a las acciones contenidas en su plano, tanto frente a las horizontales como a las verticales. Frente a las acciones normales a su plano tanto la rigidez como la resistencia son muy inferiores y, además, ésta última queda condicionada por el valor de las acciones verticales concomitantes.

El muro aislado sometido a una acción horizontal normal a su plano (sismo, por ejemplo, figura nº 4-1), se comporta como un voladizo simple. En cualquier sección horizontal aparecen tensiones normales de tracción que condicionan la capacidad del muro, dada la escasa resistencia de las fábricas a este tipo de tensiones.

Tradicionalmente se ha recurrido a dos mecanismos de estabilización: se puede añadir cierto peso en cabeza que comprima las secciones y compense las tracciones debidas a la flexión (los pináculos de las catedrales góticas) o se puede simplemente recurrir a cualquier arriostramiento lateral.

Añadir peso no es adecuado en zonas sísmicas porque incrementa la sollicitación sobre el muro. Normalmente las cargas serán prácticamente proporcionales a las masas. Por tanto, la

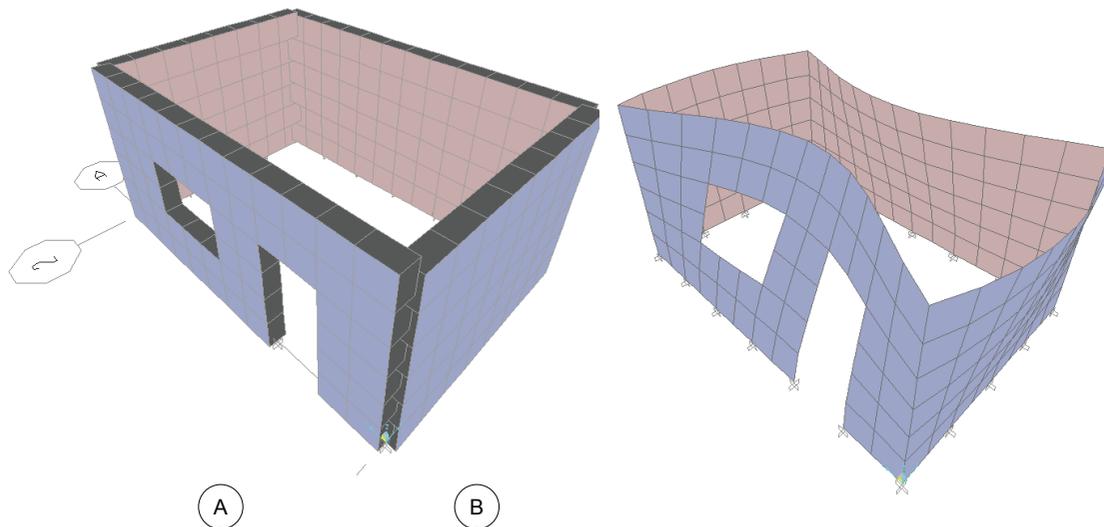


▲ Figura nº 4-1

única posibilidad que resta es arriostrar el muro.

apoyada en los muros de arriostramiento) que complementa la flexión de eje horizontal debida al empotramiento en la base (figura nº 4-2).

Un procedimiento evidente de estabilización consiste en la disposición de nuevos muros en dirección normal (o, al menos, oblicua). Con ello se le dota de un nuevo mecanismo resistente (flexión de eje vertical, como placa



▲ Figura nº 4-2

4.2. Enjarjes

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

El problema, al menos según hemos podido observar en Lorca, es que muchos de estos muros no pudieron llegar a cumplir su misión de estabilización por la rotura previa de la unión.

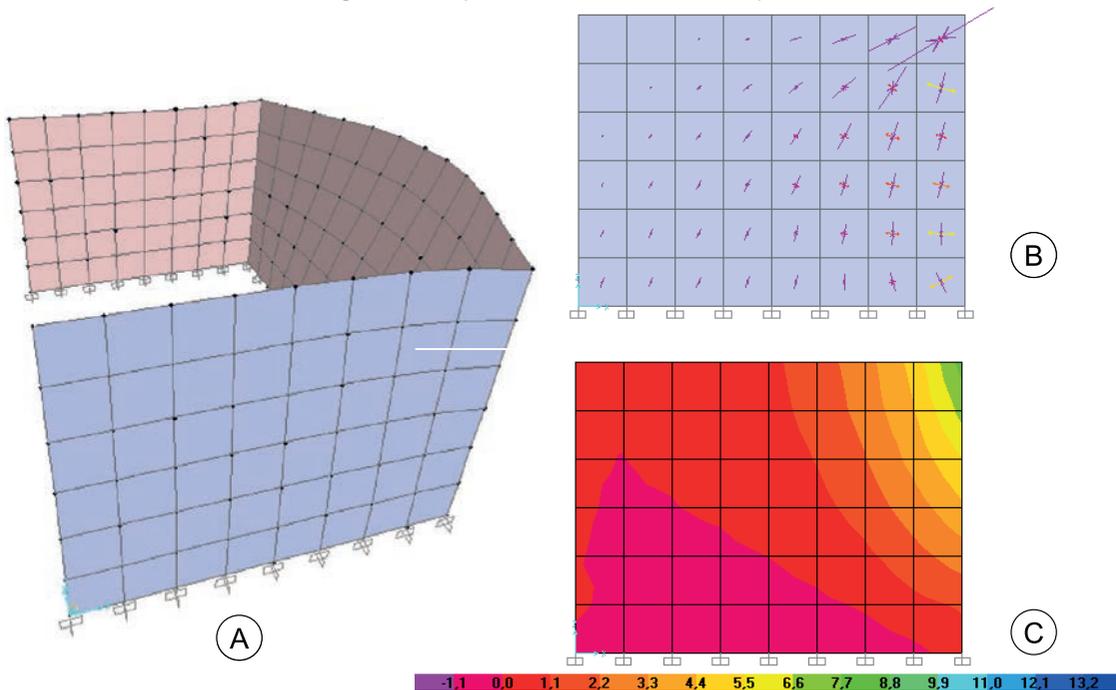
Efectivamente, el encuentro entre paños ha de soportar no sólo los esfuerzos axiales directos sino también las flexiones que se originan.

La figura nº 4-3 recoge una simulación elemental de este efecto. Si “colgamos”

(introducimos acciones horizontales) el paño largo de la figura nº 4-3 A, los dos paños de arriostramiento han de coger las tracciones resultantes (esquema B en la misma figura) y también las flexiones de eje vertical (figura C), máximas en la zona de unión.

Tal concentración de esfuerzos en la unión justifica el cuidado con el que, tradicionalmente, se resolvía ese punto. El término “enjarje”, se refiere precisamente a la conexión resistente entre paños. En la construcción muraria tradicional ello se conseguía mediante la traba de sillares, y ello incluso en casos de escasa responsabilidad como el que muestra la fotografía nº 4-1 (un simple muro de cierre de fincas), en el que el resto de los paños se resuelve de forma más pobre.

En Lorca hemos observado que en muchos casos no se han respetado estos principios constructivos tradicionales, lo que ha producido la separación entre muros que muestra la



▲ Figura nº 4-3



▲ Fotografía nº 4-1

fotografía nº 4-2, que constituye una forma de fallo frecuente.

Y es que, en definitiva, aunque en los muros estructurales se puedan emplear fábricas pobres, incluso de mampostería basta y sin concertar, cuando las exigencias de estabilidad se hacen más importantes es fundamental prever mecanismos que las confinen (las tradicionales verdugadas), que resuelvan mecánicamente el encuentro entre paños (el citado enjarje) o que, simplemente, refuercen las zonas de huecos, en cuyas esquinas se producen inevitablemente concentraciones de esfuerzos que sólo una traba cuidada puede afrontar. La fotografía nº 4-3 muestra el resultado de esta carencia.



▲ Fotografía nº 4-2

4.3. Atado horizontal

Otro de los sistemas tradicionales de arriostamiento de los muros consiste en su atado en cabeza por medio de los forjados.

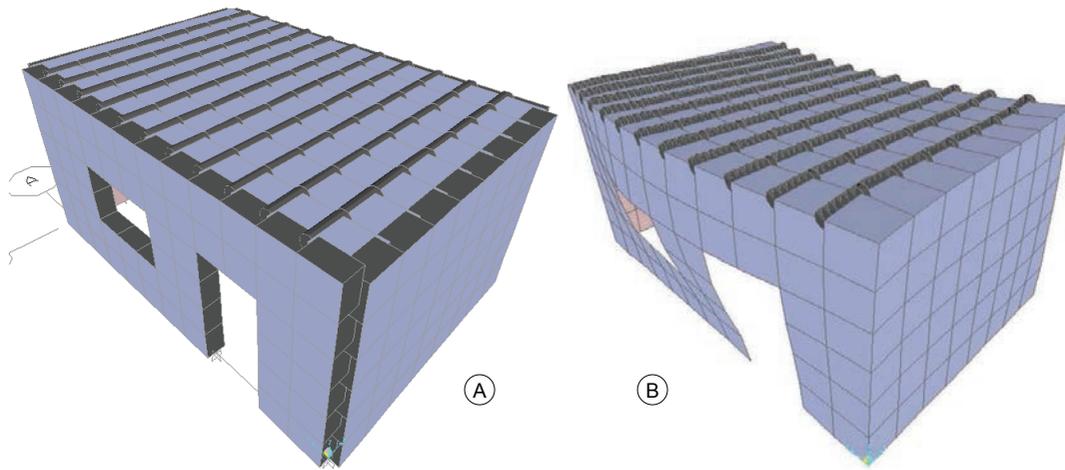
Para que el sistema sea eficaz el forjado debería poseer cierto monolitismo, esto es, la rigidez y resistencia necesarias en su plano como para constituir un diafragma eficaz. Sólo entonces podría actuar como una viga de gran canto trabajando a flexión, que recoge las fuerzas de inercia y las lleva a los muros testeros de arriostamiento, que trabajarían como apoyos de dicha viga (figura nº 4-4).

Si el forjado no es monolítico, y éste ha sido el caso más frecuentemente observado en Lorca, no puede desarrollar un atado eficaz.

En el mejor de los casos, que hemos tratado de simular en el modelo numérico representado en la figura nº 4-5 A, las viguetas (todos los forjados que hemos observado en estructuras de muros eran de este tipo) se limitan a unir la cabeza de paños de rigidez similar. Entonces los dos muros se mueven en fase, simultáneamente, y sin que ninguno de ellos induzca sobre el otro coacción real alguna (figura nº 4-5 B). El forjado no cumple entonces su función de atado pero, al menos, las viguetas no quedan sometidas a ningún esfuerzo.

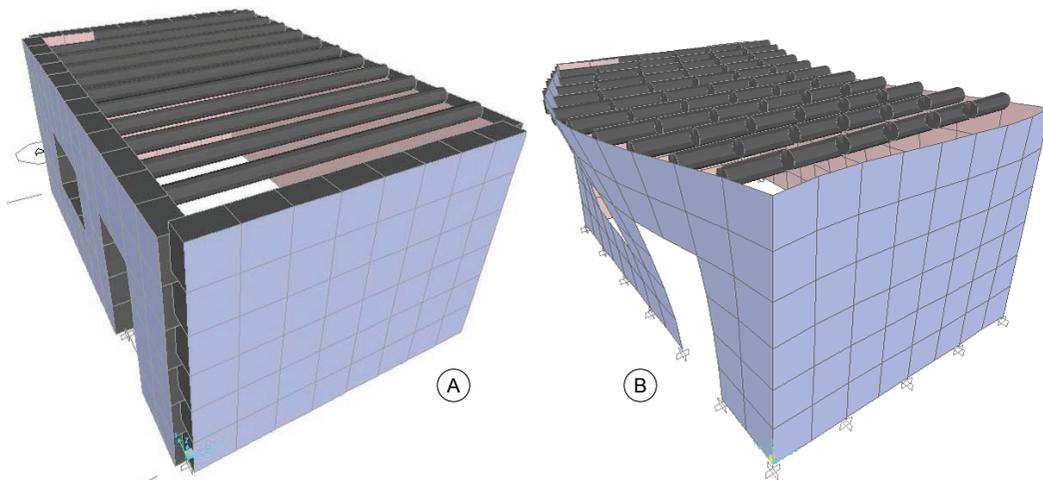


▲ Fotografía nº 4-3



[65]

▲ Figura nº 4-4



▲ Figura nº 4-5



▲ Fotografía nº 4-4

Si las viguetas unen muros de distinta rigidez el problema es más grave, porque entonces ambos muros se moverían en contrafase (el de mayor rigidez trataría de sujetar al más flexible), induciendo esfuerzos de membrana en el forjado. Como la unión de las viguetas al muro no es capaz de resistir esos esfuerzos cuando son de tracción se producen deslizamientos de éstas en la entrega (fotografía nº 4-4).

En casos extremos hemos observado la caída de viguetas a causa de la pérdida de la longitud de entrega en el muro.

4.4. Organización resistente

Los edificios con estructura de muros (en realidad, como cualquier otro), deberían responder a una organización resistente muy precisa. En Arcos Trancho y Cistina Porcu se relacionan los sistemas estructurales tradicionales, comprobándose cómo todos ellos respetan las ideas de simplicidad, regularidad y simetría que deberían guiar la construcción sismorresistente.

Nuestra percepción de la realidad constructiva en Lorca resultó, sin embargo, muy distinta. Los criterios estructurales se han supeditado a las necesidades funcionales, y ello en cada momento a lo largo de la vida del edificio. Así, se abrían o cegaban huecos, se añadían plantas, se mezclaban materiales,... De todo ello resultaba tal desorden que la simple tarea de confeccionar un croquis del edificio (primera de las tareas de nuestros equipos de inspección) resultaba, en ocasiones, impracticable.

La fotografía nº 4-5 refleja algunos de estos problemas.

A lo anterior hay que añadir el que, en algún caso, resultaba incluso difícil señalar los límites del edificio, y ello no sólo en planta, en la que al compartir los muros de medianería desaparecía la junta que podría diferenciarlos, sino lo que es más sorprendente, en alzado, resultado probablemente de ampliaciones que se desarrollaban simultáneamente en vertical y en horizontal.

La unidad básica resistente frente al sismo no ha sido, en muchos casos, el edificio sino, en nuestra opinión, la manzana (fotografía nº 4-6).

4.5. Prácticas constructivas inadecuadas

En los apartados precedentes hemos intentado describir y justificar la respuesta global de los edificios con estructura de muros de Lorca.

Nuestra impresión es que, al menos en muchos casos, las deficiencias en los mecanismos de arriostramiento y atado impidieron el desarrollo de tal respuesta global. El fallo prematuro de las uniones entre las distintas partes del edificio hizo que cada una de ellas respondiera al sismo de forma casi independiente, lo que, a su vez, multiplicó los daños: caída de elementos por pérdida de apoyo, daños por impacto, etc.

Adicionalmente, cada uno de los elementos estructurales presentaba también carencias, al menos conforme a nuestro criterio, que mermaban su capacidad. En los siguientes apartados relacionaremos brevemente los problemas más frecuentemente encontrados.

4.5.1 Fábricas

Aunque ya en los párrafos precedentes hemos descrito la pobre calidad de ejecución de los detalles fundamentales, habría que añadir el uso frecuente de materiales inadecuados. Hemos llegado a ver forjados apoyados en tabicones.

Muy frecuente era la mezcla de distintos materiales en la misma unidad estructural (fotografía nº 4-7), resultado probablemente de ampliaciones a lo largo de la vida del edificio.

En muchas plantas bajas observamos la inexistencia del tradicional zócalo o de cualquier otro mecanismo que protegiese las fábricas de la degradación por la humedad.



▲ Fotografía nº 4-5



▲ Fotografía nº 4-6



▲ Fotografía nº 4-7



▲ Fotografía nº 4-8

[68]



▲ Fotografía nº 4-9

4.5.2 Forjados

La fluencia de la madera produce en los forjados tradicionales flechas diferidas cuyo efecto en los solados se disimulaba, en muchos casos, mediante rellenos de espesor creciente, toda vez que el peso del propio relleno inducía nuevas flechas que, al cabo de los años se terminaban corrigiendo con nuevos rellenos hasta llegar a situaciones como la que muestra la fotografía nº 4-8.

4.6. Conclusiones

En algunos ambientes es frecuente pensar en la construcción tradicional, y como tal se considera a la que emplea estructuras de muros, como construcción de calidad. La frecuente referencia literaria a los “*gruesos muros*” o al uso de vigas “*como árboles*” cuando se desea transmitir la idea de solidez refleja este tópico.

Nuestra percepción al respecto no es tan clara. Existe, naturalmente, una construcción tradicional a la que probablemente le sea aplicable el término, pero no es la que nosotros hemos observado en Lorca.

Nos hemos encontrado con “*gruesos muros*” literalmente reventados (fotografía nº 4-9) a causa de la mala ejecución, la degradación de unos materiales inadecuados o la falta de protección frente a los agentes ambientales. También nos hemos encontrado con vigas de gran tamaño que, sin embargo, fallan por falta de entrega en el apoyo o por la degradación del mismo a causa de la humedad, del ataque de insectos, etc.

En los meses transcurridos entre el terremoto y la redacción del presente texto hemos tenido la oportunidad de escuchar muchas opiniones, pretendidamente autorizadas, sobre el buen comportamiento de los edificios tradicionales. Se ha llegado a decir que la respuesta de aquellos había sido superior a la de los modernos.

Salvo en un sentido muy concreto (la caída de elementos de fachada, fundamentalmente petos), no podemos compartir esta opinión. Probablemente lo que marca la diferencia en relación al comportamiento sísmorresistente de un edificio no sea el tipo de construcción (tradicional o actual) sino, simplemente, su calidad.

Edificios convencionales. Comportamiento de las fábricas.

5

5.1. Respuesta sísmica de las fábricas	73
5.2. Las fábricas en los edificios	76
5.3. Prácticas constructivas inadecuadas	84
5.4. Caída de paños por impactos entre edificios	89
5.5. Conclusiones	92

5. Edificios convencionales.

Comportamiento de las fábricas.

Una de las lecciones más claras del terremoto de Lorca se refiere a la importancia de los elementos no estructurales, y en especial de las fábricas, en el comportamiento de los edificios convencionales, entendiendo por tales aquellos que disponen de estructuras aporticadas, normalmente de hormigón armado o metálicas.

Los paños de fábrica presentan un comportamiento singular. Muy vulnerables cuando han de resistir como placas, frente a las acciones normales a su plano que inducen solicitaciones de flexión, resultan sin embargo rígidos y resistentes en el comportamiento de membrana, frente a las acciones contenidas en su propio plano.

En el primer caso las fábricas se comportarían como elementos pasivos que se ven solicitados por la respuesta del edificio pero que no alcanzan la resistencia necesaria como para modificarla sensiblemente. La importancia de las fábricas en este sentido deriva precisamente de la posibilidad de que su rotura conlleve la caída del paño. En el segundo caso, por el contrario, contribuyen de forma importante a la rigidez y la resistencia total del edificio, son elementos activos que modifican su respuesta.

Ambos aspectos se han mostrado fundamentales en la respuesta de los edificios convencionales de Lorca. Es por ello que hemos entendido necesario dedicarles sendos capítulos.

En primer lugar, en lo que sigue analizaremos el comportamiento de las

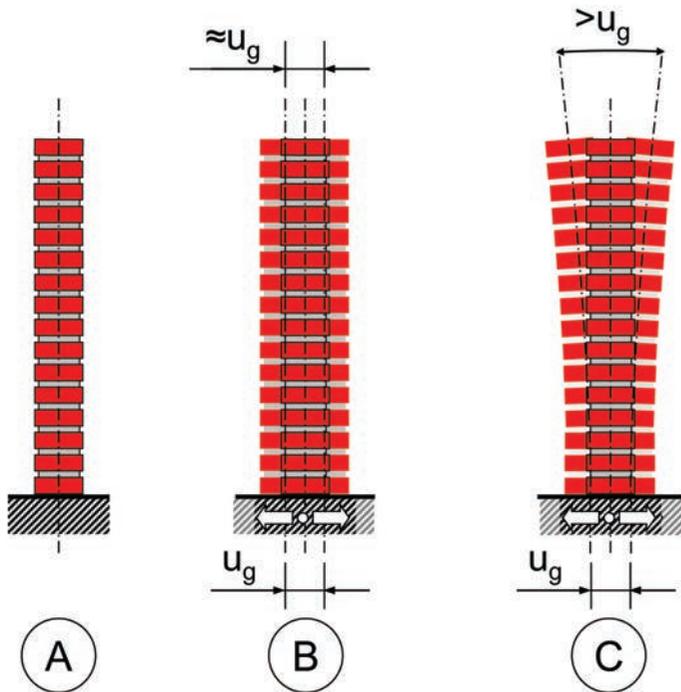
fábricas como placas, en flexión, aspecto fundamental porque conlleva el mayor riesgo para la seguridad de las personas. En concreto, la caída de parapetos ha demostrado ser el más peligroso de los efectos del terremoto en el caso de Lorca.

Aunque es evidente que la caída de algunas fábricas se debió simplemente al empleo de disposiciones constructivas claramente inadecuadas, resulta del mayor interés analizar si incluso las fábricas dispuestas en la forma que habitualmente se considera correcta podrían resistir los efectos de un terremoto como el de Lorca.

5.1. Respuesta sísmica de las fábricas

Para estudiar la respuesta de las fábricas ante una sollicitación sísmica actuando en dirección normal a su plano empezaremos por la situación más elemental, que refleja la figura nº 5-1 A, y que consiste en un simple paño de ladrillo macizo de medio pie de espesor, 1,2 m de altura (la habitual en los petos de las cubiertas), con un revestimiento continuo y apoyo completo en el terreno. De momento ni siquiera haremos referencia al edificio.

El período fundamental de los paños de fábrica en flexión es normalmente muy bajo. El de la figura nº 5-1 A, con la geometría descrita, ronda los 0,04 segundos. Ello hace que, hasta rotura, su movimiento sea prácticamente como el de un cuerpo rígido anclado al suelo: todos sus puntos se mueven de forma casi



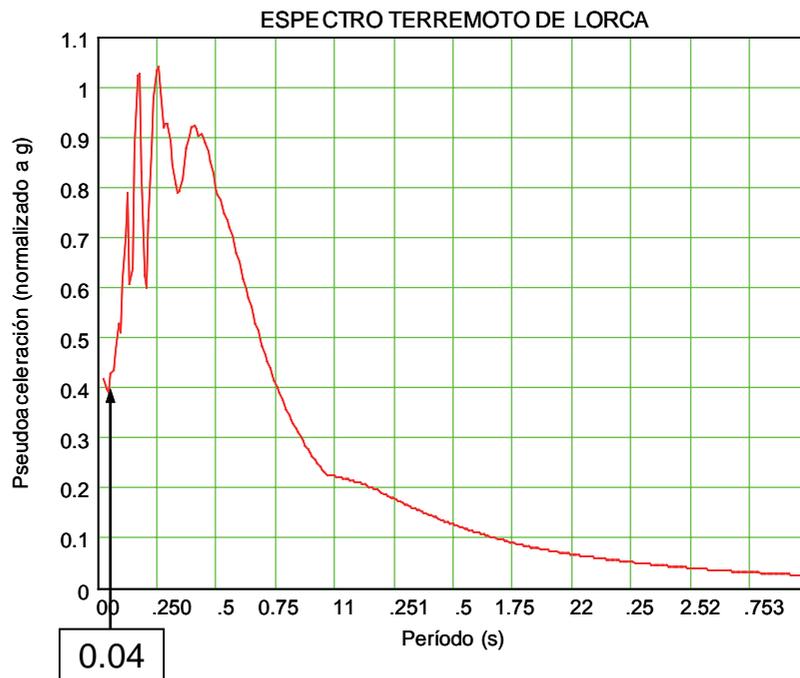
▲ Figura nº 5-1

idéntica a como lo hace el terreno (figura nº 5-1 B). No existe amplificación alguna (que implicaría la deformación del paño como indica la figura nº 5-1 C) y el valor de las cargas horizontales sobre el peto o el paño de fábrica es el simple producto de su masa por la aceleración del suelo.

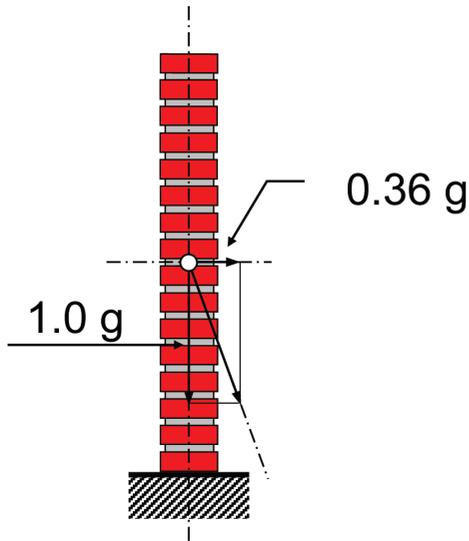
Esto se hace evidente al entrar en el espectro del terremoto con un período tan bajo (figura nº 5-2), al que corresponde un valor espectral lógicamente coincidente con la aceleración del suelo.

Para las fábricas situadas sobre el suelo el efecto máximo del terremoto de Lorca sería, por tanto, una fuerza lateral equivalente al 36% de su peso (figura nº 5-3). Evidentemente, en cuanto el paño alcanza cierta altura el momento en la base supera la capacidad a flexión de cualquier fábrica, provocando su caída (fotografía nº 5-1).

[74]



▲ Figura nº 5-2



▲ Figura nº 5-3

En realidad la normativa no permite siquiera considerar tal capacidad. El Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico de Seguridad Estructural relativo a las fábricas [15] establece:

...”La resistencia a flexión por tendeles se empleará solamente con combinaciones de carga que incluyan acciones variables normales a la superficie de la fábrica (por ejemplo: viento). No se considerará dicha resistencia cuando la rotura de la fábrica por flexión origine el colapso o la pérdida de estabilidad del edificio o alguna de sus partes, o en caso de acción sísmica.”

En definitiva, habría que pensar que el paño apoya a hueso, sin adherencia alguna. En esas condiciones sólo podrían ser estables los paños de esbeltez tan reducida que la resultante del peso y de la aceleración lateral quede contenida en la sección de apoyo (figura nº 5-4). Para el paño de medio



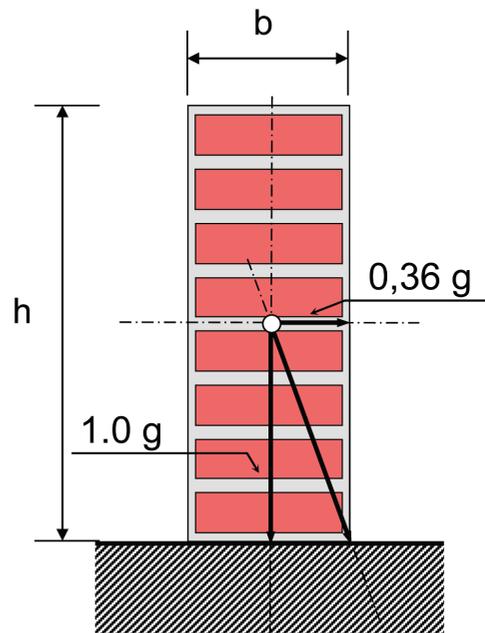
▲ Fotografía nº 5-1

Condición de estabilidad

$$\frac{h}{b} \leq \frac{1,0g}{0,36g}$$

$$h \leq 36 \text{ cm} \quad (b \approx 13 \text{ cm})$$

[75]



▲ Figura nº 5-4



▲ Fotografía nº 5-2

1. Lo que no se justificaría en una situación de proyecto.

pie, y contando con los revestimientos¹ (esto es, con un ancho en torno a 13 cm) sólo hubieran sido nominalmente seguros ante el terremoto de Lorca los paños de menos de 36 cm de altura. Incluso pensando en la aceleración de norma, un 12% de la gravedad, la máxima altura que podría llegar a alcanzar una fábrica apenas podría superar el metro de altura.

La impuesta por el Código Técnico supone un limitación importantísima

al uso de fábricas en zonas sísmicas, ya que su resistencia de cálculo se limitaría a la que pudieran presentar en el sentido de las llagas. Trabajarían, por tanto, como elementos unidireccionales soportados en las mochetas, mecanismo de eficacia limitada por la mayor luz en este sentido y casi nunca posible (en muy escasas ocasiones se sitúan las mochetas a las distancias reducidas que serían necesarias).

En otros estados existe una mayor concienciación respecto a estos aspectos. La fotografía nº 5-2, tomada en la costa Atlántica de México, una zona de sismicidad moderada, muestra la construcción de petos de fábrica de menos de un metro de altura. Obsérvese la disposición (sistemática en la zona) de pilarcillos de hormigón armado dispuestos a escasa distancia.

5.2. Las fábricas en los edificios

La sollicitación que, en caso de sismo, reciben las fábricas situadas en los edificios es muy superior a las situadas en el terreno.

Para obtener una imagen de las aceleraciones a las que estarían sometidas las fábricas en cada planta, se modeliza un edificio representativo, un bloque regular de 5 alturas (en coincidencia con muchos de los edificios de la ciudad, fotografía nº 5-3) cuya estructura, de hormigón armado, está formada por pórticos planos separados 5 m y formados por cuatro vanos con una anchura total de 16 m. Todas las plantas tienen una altura de 2,75 m salvo la baja, de 3,5 m. Se utiliza un modelo de pórtico a cortante en el que las masas se estiman conforme a las prácticas constructivas y las disposiciones normativas habituales. La rigidez del modelo se ajusta para que el período correspondiente al primer

modo de vibración coincida con el que resulta de la expresión normativa:

$$T_F = 0,09 \cdot n$$

Expresión correspondiente a edificios con pórticos de hormigón armado, sin la colaboración de pantallas rigidizadoras y siendo “n” el número de plantas sobre rasante.

Para el ejemplo considerado el período sería 0,45 segundos.

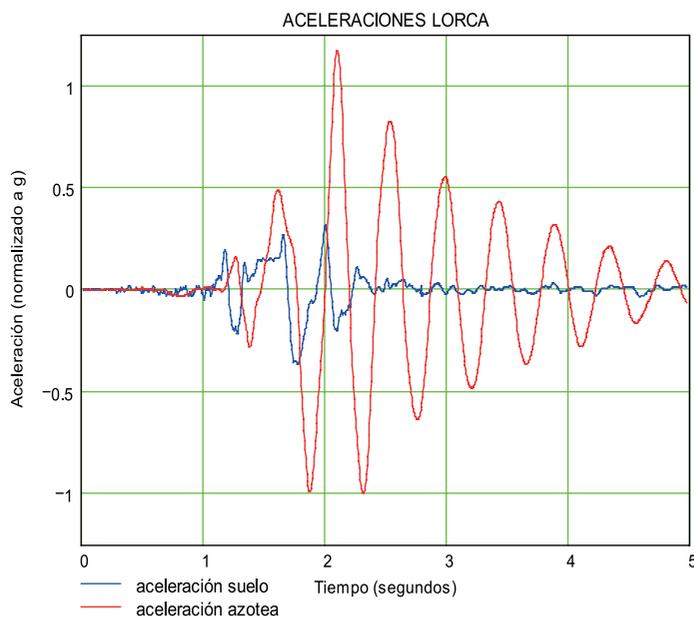
Al modelo se le aplica en la base el movimiento correspondiente a la componente N-S del terremoto de Lorca, y mediante un algoritmo simple de integración por pasos se obtiene el registro equivalente a nivel de la planta superior, que se muestra en la figura nº 5-5 para la aceleración.

Se observa que las aceleraciones alcanzan en cubierta valores claramente superiores a los de la gravedad. En realidad ello no debería sorprender porque, considerando únicamente la aportación del pri-

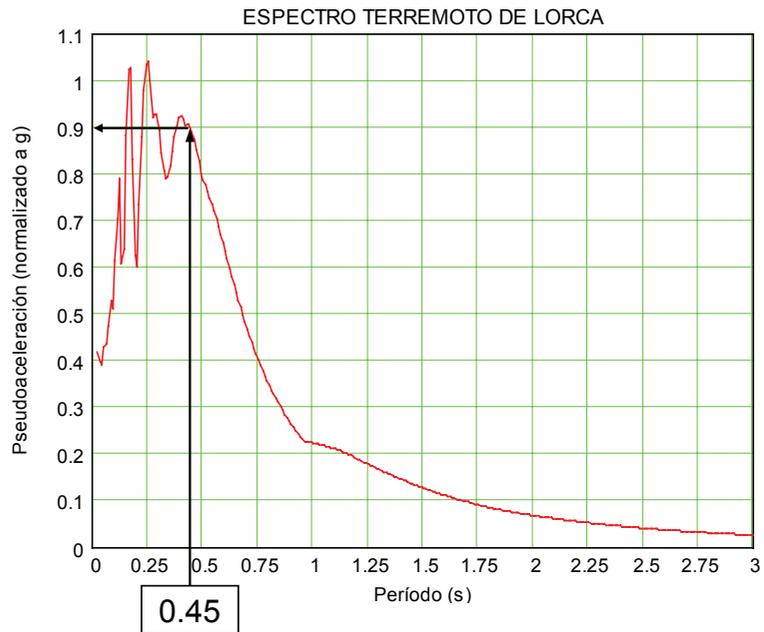


▲ Fotografía nº 5-3

[77]



▲ Figura nº 5-5



▲ Figura nº 5-6

mer modo, al entrar en el espectro con un período de 0,45 segundos resulta ya un valor de pseudo-aceleración de 0,9 g (figura nº 5-6), valor que multiplicado por un factor de distribución que supera el valor 1,2 conduce a un resultado similar.

Aceleraciones horizontales del orden de la de la gravedad equivalen a suponer que se ha girado el edificio entero 90° y que, consecuentemente, el peto

queda convertido en una ménsula horizontal sometida a su propio peso (figura nº 5-7).

Así, en la base de un peto de fábrica de ladrillo de medio pie (revestido por ambas caras) y de 1,2 m de altura (conforme al CTE la altura mínima libre debería ser 1,1 m), se tendría un momento en el apoyo sobre el forjado de valor:

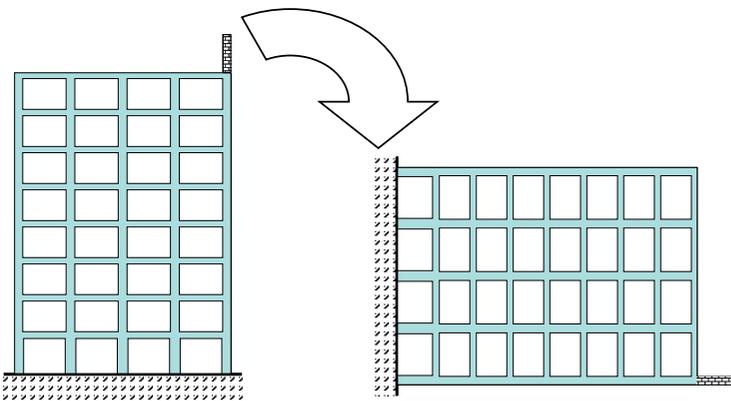
$$M = \frac{q \cdot h^2}{2} = \frac{0,13 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 15 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,2 \text{ m})^2}{2} = 1,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ello equivale a unas tensiones en la fábrica del orden de:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1,4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\frac{1 \text{ m} \cdot (0,13 \text{ m})^2}{6}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$$

Valor muy superior a la resistencia característica de la fábrica conforme al CTE (0,1 N/mm²) o al Eurocódigo de Fábricas [2].

[78]



▲ Figura nº 5-7

En teoría, el valor de las aceleraciones, y por tanto de las fuerzas de inercia perpendiculares a los paños de fábrica, se reduce en las plantas más bajas. La deformación del edificio durante el terremoto (figura nº 5-8) amplifica las aceleraciones en las plantas altas respecto a las del suelo. En consecuencia, mientras que los esfuerzos en los paños más altos serían comparables a los que actúan en los petos, en planta baja serían muy inferiores y similares a los que experimenta una fábrica sobre el terreno.

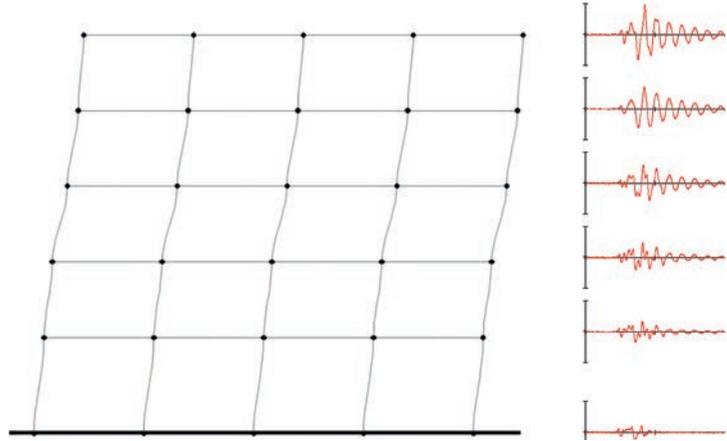
En la práctica, sin embargo, la deformación de muchos edificios sigue un patrón distinto al que muestra la figura nº 5-8, patrón designado como “*deformación de planta blanda*” que se caracteriza por concentrar los desplazamientos del edificio en la planta baja, figura nº 5-9.

Como veremos en el siguiente capítulo es la propia fábrica y, en concreto, su rotura generalizada en las plantas bajas, la que induce este efecto cuya consecuencia más inmediata, desde el punto de vista aquí considerado, es igualar los desplazamientos de todas las plantas y, en consecuencia, las acciones sobre las fábricas.

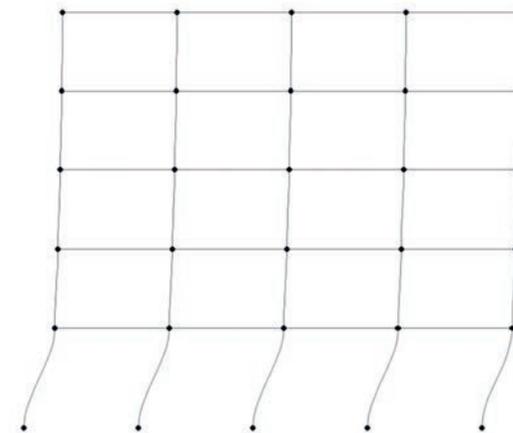
Si las acciones sobre los cerramientos son muy similares en todas las plantas, la justificación de que los daños se hayan concentrado en los petos (y en algunos paños de las plantas superiores) ha de radicar en la mayor resistencia de los paños de fábrica, como se justificará más adelante.

La situación se complica cuando en lugar de petos se consideran elementos más flexibles, como los casetones o los cerramientos de cubierta, realizados en ocasiones mediante paños muy esbeltos (fotografía nº 5-4).

En estos casos las acciones ya son muy superiores al simple producto de la masa



▲ Figura nº 5-8



▲ Figura nº 5-9

por la aceleración de la cubierta. Se produce una amplificación que depende del período del elemento (y, lógicamente, de la del propio edificio). Para el análisis de estos elementos es frecuente elaborar espectros de planta como el mostrado en la figura nº 5-10, espectros que se formulan exactamente igual que los de suelo pero en los que se parte del registro de aceleración de la planta considerada (en este caso, el de la figura nº 5-5). Se observa claramente la amplitud de la amplificación en el rango de períodos próximos al del edificio (0,45 s en este caso).



▲ Fotografía nº 5-4



▲ Fotografía nº 5-5

Naturalmente, todo lo expuesto en relación a las fábricas se puede generalizar al resto de elementos de las cubiertas: chimeneas (fotografía nº 5-5), casetones, antenas, etc.

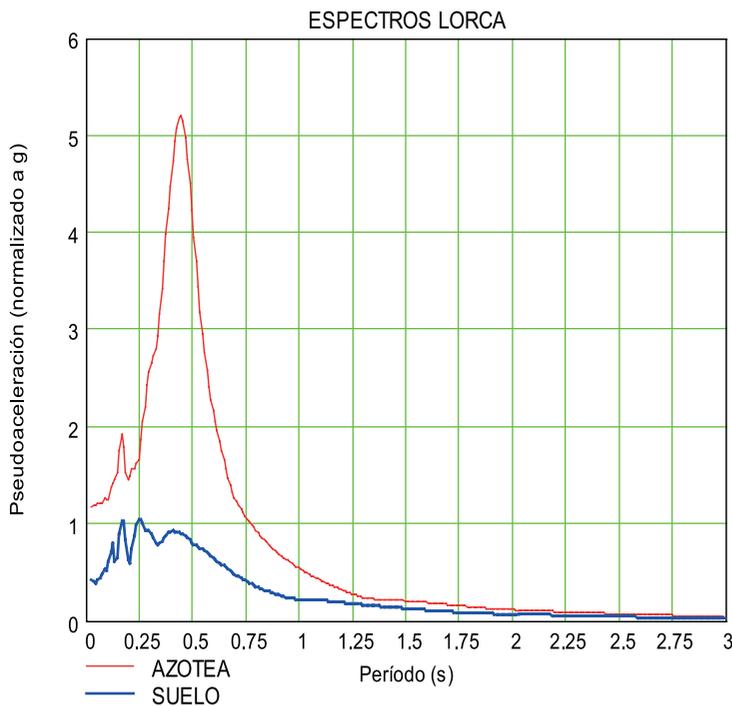
Para no tener que formular el espectro de piso, el Eurocódigo de sismo propone la siguiente expresión simplificada:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

Donde:

- S_a : valor de la pseudo-aceleración por la que habría que multiplicar la masa del elemento no estructural para obtener directamente la fuerza equivalente.
- $\alpha \cdot S$: aceleración de cálculo del emplazamiento.
- z : altura de la planta en la que se sitúa el elemento no estructural
- H : altura total del edificio
- T_a : período fundamental del elemento no estructural
- T_1 : período fundamental del edificio

[80]



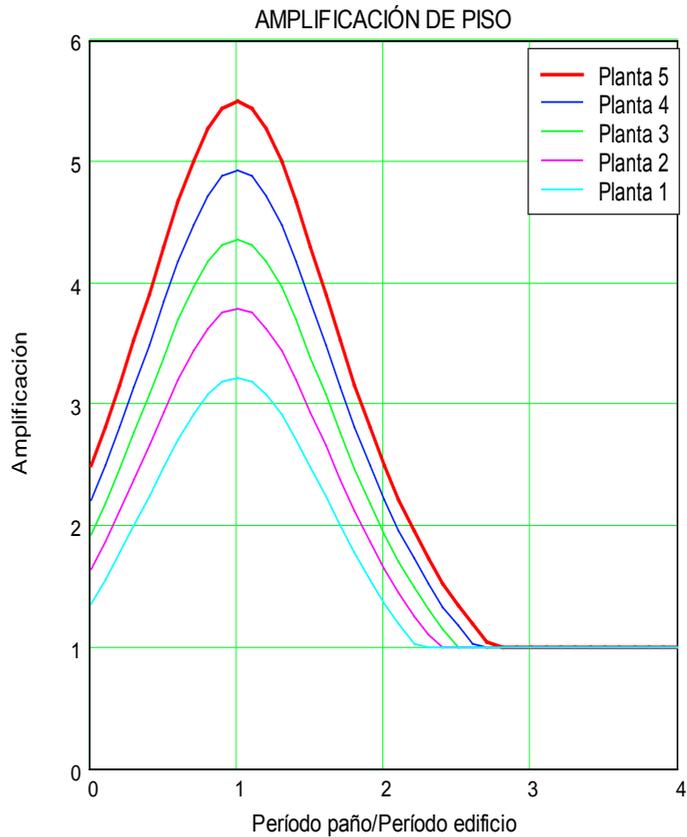
▲ Figura nº 5-10

Al dibujar la amplificación de piso, $S_a(\alpha \cdot S)$, para cada valor de la relación entre el período del elemento no estructural y el del edificio se obtiene la gráfica de la figura nº 5-11, en la que se representan las cinco plantas. Se observa que para la superior (traza regresada en rojo) la amplificación para elementos rígidos como el peto es del 250%, similar a la obtenida en la integración directa mostrada más atrás.

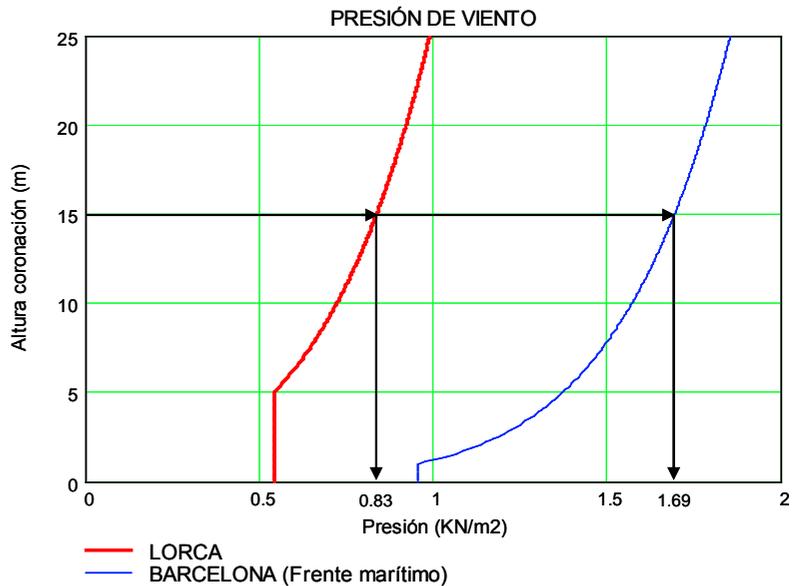
Pese a lo llamativo de los resultados obtenidos, equivalentes, como hemos indicado, a construir el peto en voladizo horizontal, aún más sorprendente resulta comprobar que su valor no es el mayor de los que resultan de las sobrecargas normativas, como demostraremos inmediatamente.

En el caso del viento, y conforme a la vigente Instrucción de acciones (Documento Básico SE-A del Código Técnico de la Edificación [14]), la resultante de las presiones con la altura tiene la forma que muestra la figura nº 5-12, correspondiente a una zona climática "A" (que indica el valor mínimo, 26 m/s, de la velocidad básica de viento) y a un entorno de tipo "IV" (urbano). Obsérvese que en este caso se trata de valores ajustados al caso de Lorca pero muy inferiores a los aplicables a otros muchos edificios del país, situados en zonas climáticas más exigentes o en entornos menos favorables. En la misma figura se comprueba que si se tratase de un edificio situado en el frente litoral de Barcelona la presión se duplicaría.

Para un edificio de la altura del considerado en el ejemplo, 15 m, se obtiene una presión de 0,83 kN/m². Multiplicando este valor por el coeficiente de presión 1,4 (conforme a UNE-EN 1991, [1]) y multiplicando también por el coeficiente de mayoración de las acciones variables, 1,5, se obtiene un valor total de



▲ Figura nº 5-11 [81]



▲ Figura nº 5-12

presión de 1,75 kN/m² que produciría un momento en la base de valor:

$$M = \frac{q \cdot h^2}{2} = \frac{1,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot (1,2 \text{ m})^2}{2} = 1,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

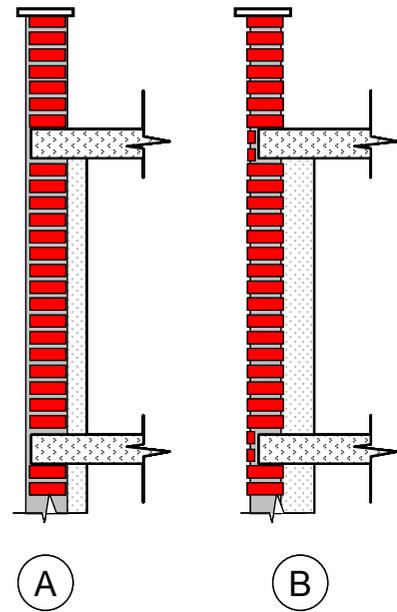
Valor no muy inferior al inducido por el sismo y, desde luego, más que suficiente para producir el fallo de la fábrica.

Estos resultados no son, en absoluto, originales. La monografía del CTE sobre la aplicación a edificios de viviendas de la parte de fábricas del propio CTE [9] llega a resultados similares cuando calcula la altura máxima que puede alcanzar un peto para resultar seguro frente a las acciones de viento y obtiene valores muy inferiores al mínimo obligado por el propio CTE en su documento sobre seguridad de uso (1,10 m). En Dávila et al. [44] y [45], se desarrollan con mayor detalle estas ideas. También Puertas y Blanco Perrín las desarrollan en la monografía de AEC [42].

En el mismo sentido, los resultados experimentales obtenidos por Gutiérrez et al. [47] resultan igualmente concluyentes.

Con todo, el resultado más sorprendente es el que se obtiene al considerar la sobrecarga de uso, que en su valor mínimo (azoteas accesibles únicamente para conservación) consiste en una fuerza uniforme en coronación de valor 0,8 kN/m, fuerza que produce un momento en la base del peto semejante a la inducida por el sismo:

$$M = \gamma_Q \cdot (P \cdot h) = 1,5 \cdot (0,8 \text{ kN} \cdot 1,2 \text{ m}) = 1,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



▲ Figura nº 5-13

Incluso la primitiva norma de cargas del Ministerio de la Vivienda, MV-101-1962, norma de obligado cumplimiento desde los primeros sesenta hasta su derogación por el Código Técnico, obligaba a considerar una carga lineal de 50 kgf/m, que daría lugar a una sollicitación no muy inferior a la de sismo.

En definitiva, la sísmica no es la sollicitación más exigente sobre las fábricas situadas en los edificios.

La realidad es aún más desfavorable. Frente al apoyo completo de la sección del paño considerado hasta el momento (figura nº 5-13 A), los paños de cerramiento de los edificios apoyan en muchos casos de forma parcial (figura nº 5-13 B). Las antiguas Normas Técnicas de la Edificación permitían el apoyo de tan sólo 2/3 del ancho de la sección.

Un aspecto reseñable de entre los observados en Lorca es que, mientras que las sollicitaciones sobre los petos y sobre los paños de las fachadas son semejan-

tes y suponen valores muy superiores a las capacidades respectivas, los daños han sido mucho más numerosos en el caso de los petos. Ello podría deberse, en nuestra opinión, a dos efectos beneficiosos que se presentan con mayor frecuencia en los paños.

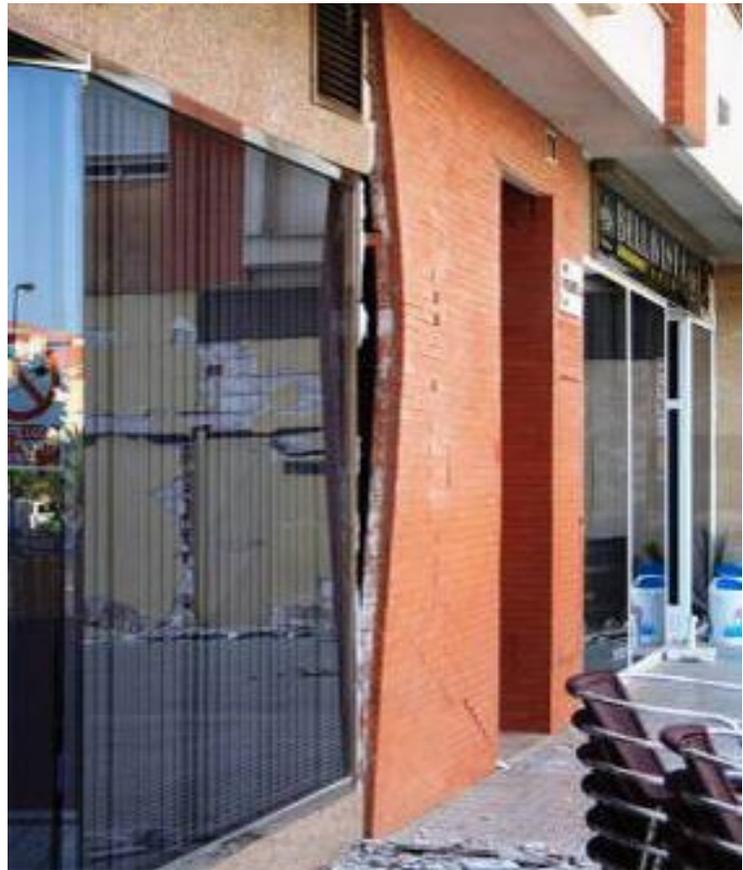
En concreto:

- **Las cargas verticales.** Se superponen a las horizontales e introducen compresiones sobre la sección que reducen las tensiones en la cara traccionada de la hoja, aumentando su capacidad. En el caso de los petos estas compresiones se deben únicamente a su propio peso y son de valor muy reducido:

$$\begin{aligned}\sigma &= \rho \cdot h = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} \\ &= 18 \text{ kN/m}^2 \approx 0,018 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

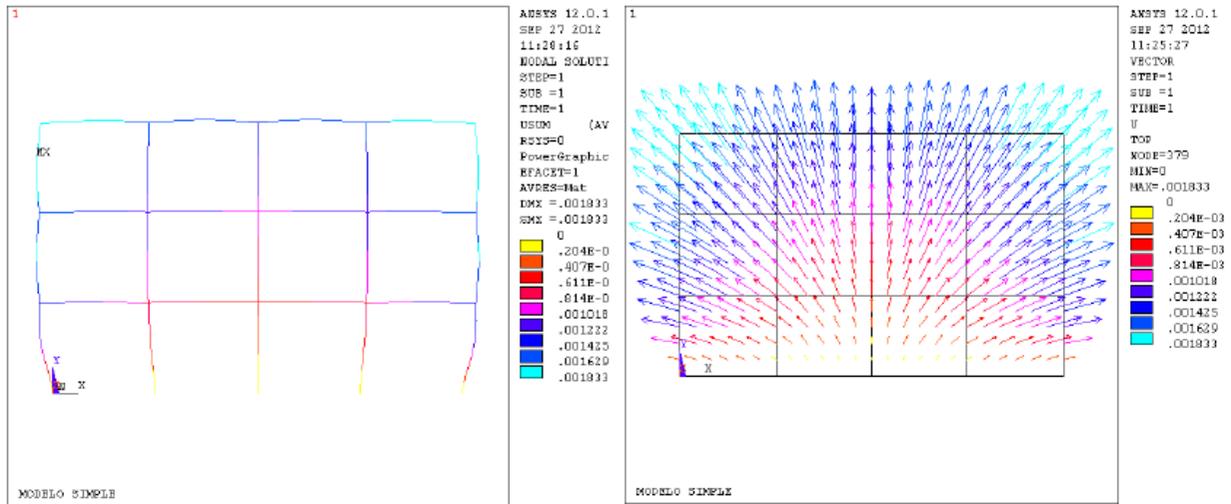
Esto es, valores despreciables frente los correspondientes a la acción sísmica (razón por la cual no fueron tenidas en cuenta en las comprobaciones precedentes).

En el caso de los paños, sin embargo, las cargas verticales que reciben son mucho mayores porque además de su peso soportan parte de las cargas en forjados, más importantes. El efecto es máximo en la disposición habitual de pórticos planos paralelos a fachada que reciben forjados unidireccionales. Aunque no se trate de valores especialmente elevados en las plantas más altas su contribución será siempre más importante que en el caso de los petos. En las plantas bajas, por el contrario, la acumulación de las cargas gravitatorias que bajan por los cerramientos es tal que podrían justificar el pandeo, observado con cierta frecuencia, de algunos paños al ser sometidos a la acción lateral del sismo (fotografía nº 5-6).



▲ Fotografía nº 5-6

A estas cargas gravitatorias ha de sumársele el efecto de la retracción del marco de hormigón que delimita los paños y la expansión por humedad de éstos, que producen compresiones muy importantes. Las simulaciones numéricas más simples de estos efectos conducen a resultados sorprendentes. La figura nº 5-14 muestra una de ellas y ha sido tomada del Proyecto de Fin de Carrera desarrollado en INTMAC por la Ing. Industrial D^a. Lucía Sánchez Marta. Muestra cómo incluso los valores mínimos de ambas propiedades, expansión de las fábricas y retracción del hormigón, justificarían axiles en los pilares superiores a los debidos a las cargas



▲ Figura nº 5-14

gravitatorias, al menos en las plantas altas, algunos de cuyos pilares quedarían traccionados.

- **Efecto arco.** Cuando el paño de cerramiento queda confinado entre forjados de suficiente rigidez como para absorber las reacciones en los bordes se puede plantear un mecanismo tipo arco conforme a los planteamientos

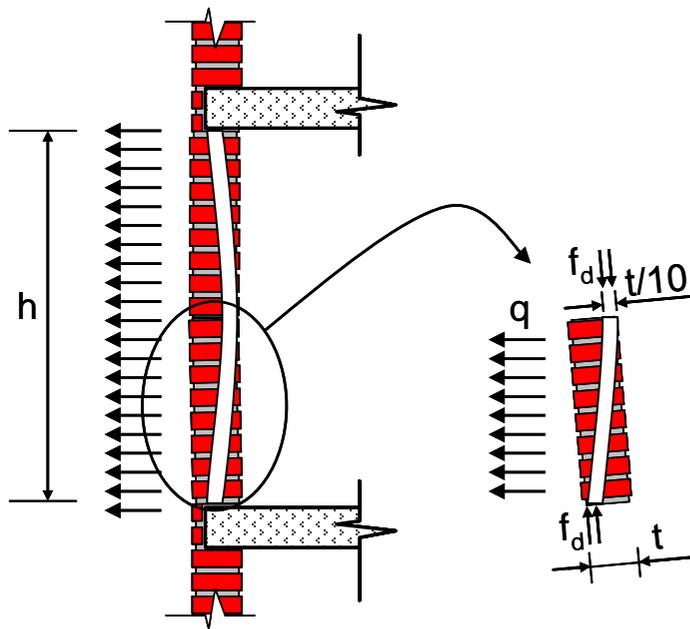
del ya citado Documento Básico del Código Técnico. Asumiendo un espesor del arco de la décima parte del ancho útil del paramento, tomando un valor medio de la resistencia a compresión de la fábrica (conforme a las tablas del Código Técnico) y despreciando el efecto de las deformaciones se obtendría (figura nº 5-15):

$$q_d = 0,72 \cdot f_d \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 =$$

$$0,72 \cdot 5000 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(\frac{0,12 \text{ m}}{2,75 \text{ m}}\right)^2$$

$$\approx 6,9 \text{ kN/m}^2$$

Valor muy superior al de las solicitaciones (que, recuérdese, equivaldrían al peso del paño, esto es, inferiores a 2 kN/m²). Naturalmente, la realidad no es tan favorable. Ni el apoyo de las hojas de fábrica suele ser completo (si en la anterior formulación el ancho eficaz se limita a los 2/3 del total, según la práctica constructiva habitual, la capacidad se reduce a menos de la mitad y, además, el efecto de las deformaciones ya no podría ser ignorado) ni la rigidez de los forjados permitiría en la mayoría de los casos absorber las reacciones, por lo que el



▲ Figura nº 5-15

modelo únicamente podría ser aplicado en las zonas de los paños aledaños a los pilares (que actuarían como tirantes del arco). Con todo, en la práctica el mayor problema deriva de la imposibilidad de asegurar el apoyo de siquiera los citados 2/3 del espesor de la fábrica (fotografía nº 5-7).

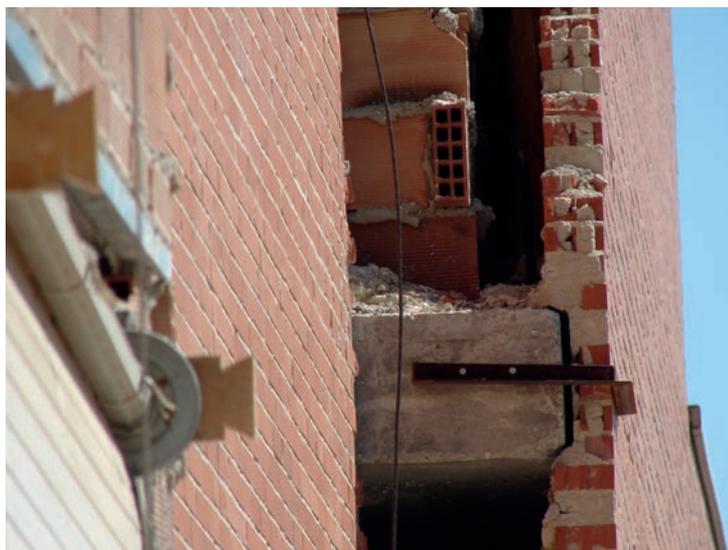
5.3. Prácticas constructivas inadecuadas

En los apartados precedentes hemos intentado demostrar que ni siquiera en las mejores condiciones, cuando las fábricas se construyen de forma correcta (con todas las reservas al término) son capaces de soportar las acciones normativas.

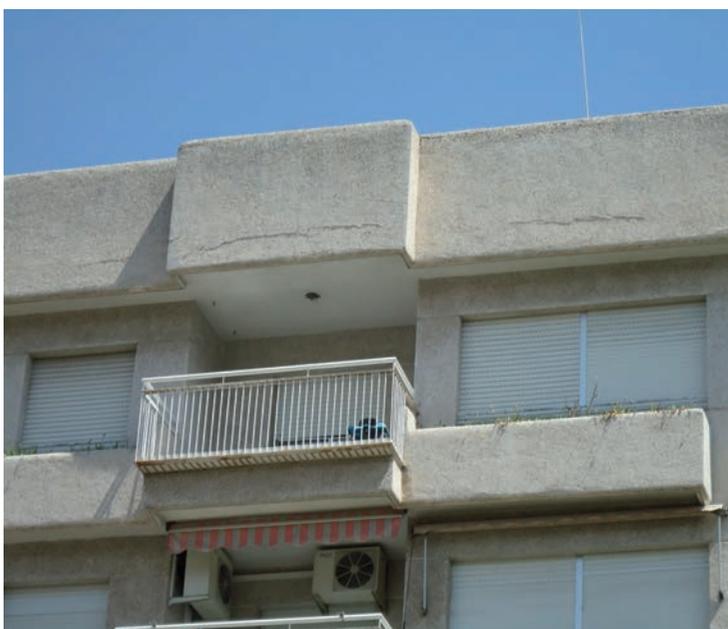
En todo caso, la realidad observada en algunas situaciones resulta mucho más precaria que la supuesta porque las prácticas constructivas adoptadas no pueden considerarse adecuadas, pese a que lo frecuente de su aplicación llega a hacer creer lo contrario.

La falta de cuidado en el detalle del encuentro entre los solados de cubierta y la fábrica del peto constituye un ejemplo claro. En ocasiones no se deja la pertinente junta (y por tal no estamos entendiendo la habitual hoja de poliestireno) que permita la libre dilatación de aquellos, con lo que su empuje acaba rompiendo la adherencia del mortero en la base del peto, desplazando éste hacia el exterior y formando la característica ceja visible en muchas fachadas (fotografía nº 5-8).

En otras ocasiones es la ausencia de juntas que permitan absorber las deformaciones de las fábricas la que da lugar a la fisuración del paño, fisuración de trazado vertical que rompen la continuidad del paño y anulan el efecto beneficioso de las mochetas. Obsér-



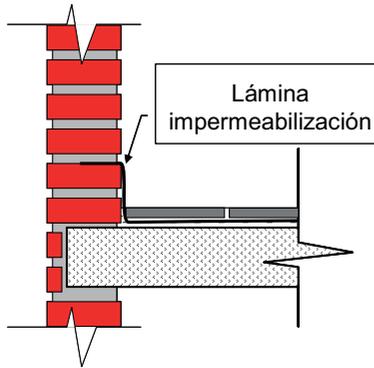
▲ Fotografía nº 5-7



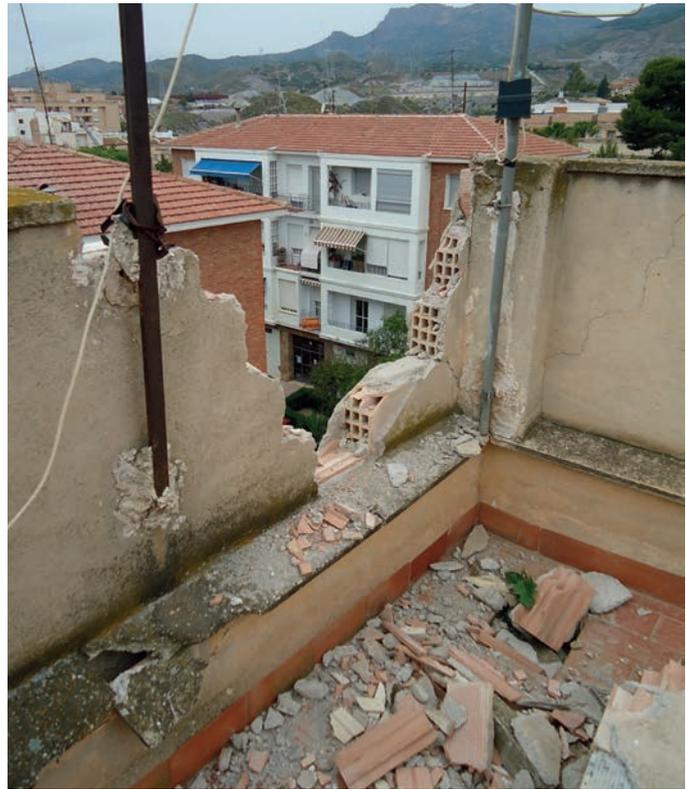
▲ Fotografía nº 5-8

vese la fisuración del paño situado a la derecha de la de esquina en la fotografía nº 5-9 (es previsible que también lo estuviera el aledaño, colapsado).

Igualmente nocivo es el detalle de entrega de la lámina de impermeabilización, que en ocasiones, y ya desde el propio proyecto, se termina introduciendo el

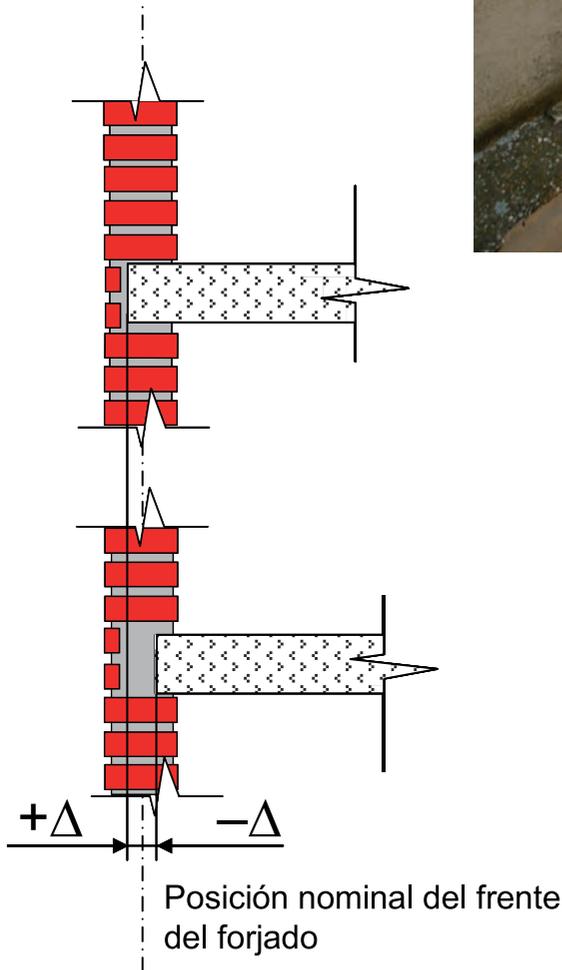


▲ Figura nº 5-16



▲ Fotografía nº 5-9

borde en el tendel, rompiendo así la continuidad de la sección, tal y como recoge la figura nº 5-16.



▲ Figura nº 5-17

En la misma figura se observa el detalle habitual de apoyo en el forjado, apoyo forzosamente parcial si, como es habitual, se desea mantener la continuidad del plano de fachada con el aplacado que cubre el frente del forjado. El problema de los apoyos parciales es la imposibilidad práctica de asegurar valores mínimos en un sistema normal de tolerancias. Como las fachadas han de guardar una vertical muy estricta (el ojo es sorprendentemente preciso en captar pequeños desplomes) y ésta ha de ser ajustada lógicamente al forjado que más sobresale, el que menos lo hace no puede ofrecer apoyo suficiente. Téngase en cuenta que aproximadamente 3 de los 11,5 cm de espesor de un paño convencional han de sobresalir del forjado para permitir disponer el aplaca-



▲ Fotografía nº 5-10

do del frente. Como máximo, por tanto, apoyaría 8,5 cm. Ello quiere decir que en el forjado más rematado respecto a su posición nominal (figura nº 5-17) el apoyo del paño se limitaría a $(8,5 - 2 \cdot \Delta)$ cm, siendo “ Δ ” la desviación admisible según el cuadro de tolerancias aplicable. Si se tiene en cuenta que tal desviación varía, según la vigente Instrucción de hormigón estructural, entre 2,4 y 5 cm para edificios convencionales, es fácil concluir que se podría llegar a construir correctamente el edificio y, en cambio, no ofrecer apoyo alguno a las fachadas.

La fotografía nº 5-10 muestra un ejemplo claro en este sentido. Se trata de uno de los casos de caída de los paños de fachada situados en plantas inter-

medias. El detalle de la fotografía permite apreciar la total carencia de apoyo en el forjado de la penúltima planta. (Obsérvese que, en ella, el enlucido del techo llega al borde del forjado)

Con todo, la situación más crítica se presenta cuando la hoja de fábrica se pasa por delante del forjado y se apoya en un perfil metálico colgado de simples tirantillas (fotografía nº 5-11, en la que se aprecia el angular de apoyo y, por encima de él los flejes de atado dispuestos tras el terremoto para la sujeción provisional de los paños). Se trata de una configuración poco fiable incluso ante las cargas gravitatorias.



▲ **Fotografía nº 5-11**

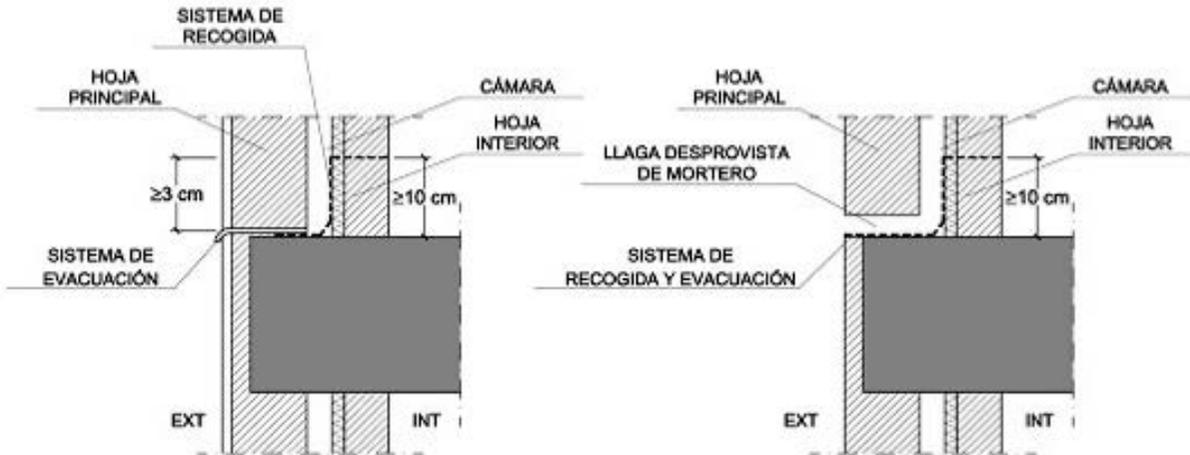
La fotografía nº 5-12 constituye un ejemplo de los problemas expuestos: La hoja exterior se pasa delante del forjado y en la interior, la única que podría ofrecer un apoyo correcto, se impide tal apoyo al cortarla en todo su espesor con la lámina de impermeabilización.

Al analizar las prácticas constructivas actuales, e incluso la normativa de referencia, se aprecia tal dispersión que se hace difícil señalar problemas concretos. Hemos citado, por ejemplo, el riesgo que puede representar la pérdida de sección resistente de la hoja debido a la introducción de la lámina impermeabilizante, pero también deberíamos señalar la existencia de reglamentación, vigente y de obligado cumplimiento, que obliga en muchos casos no sólo a disponer la lámina sino incluso a que ésta ocupe todo el espesor de la hoja (véase el documento básico de salubridad del Código Técnico de la Edificación).

La necesidad de algunas de estas disposiciones constructivas es evidente desde el punto de vista desde el que se plantean. Detalles como los que recoge la figura nº 5-18 (tomada directamente del citado DB: HS) son imprescindibles para eliminar la humedad de la cámara de ventilación, pero también es claro que



▲ **Fotografía nº 5-12**



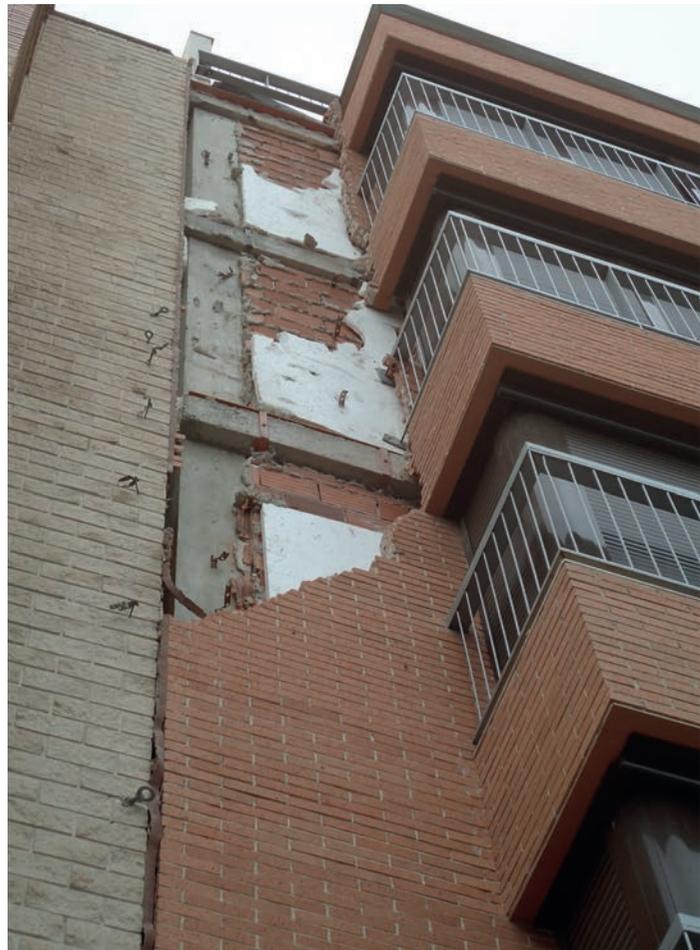
▲ Figura nº 5-18

exigen medidas que compensen la pérdida de apoyo del paño que conllevan.

5.4. Caída de paños por impactos entre edificios

Los impactos entre las fachadas de edificios aledaños (fotografía nº 5-13) cuando éstos se mueven por efecto del terremoto introducen en los paños de fábrica fuerzas en su plano, lo que las diferencia del tipo de fallo tratado hasta ahora. No obstante, se ha considerado preferible tratar el problema en este capítulo por la identidad de sus consecuencias, extraordinariamente graves. Por otra parte, al menos en algunos casos, el desplazamiento relativo de los edificios en dirección perpendicular al plano común de fachada también ha introducido en los paños fuerzas normales a éste, ya que aunque en teoría la junta debería impedirlo, en la práctica muchas de estas juntas aparecían rellenas de mortero, manteniendo la continuidad incluso ante este tipo de acciones.

La práctica habitual al respecto parece haber sido la de topar cada fachada contra la aledaña, retacando incluso con



▲ Fotografía nº 5-13



▲ Fotografía nº 5-14



▲ Fotografía nº 5-15

mortero las holguras que pudieran quedar. No es de extrañar, por tanto, que en algunas ocasiones el sismo haya creado una nueva junta, separada de la teórica que se situaría en la linde entre los edificios (fotografía nº 5-14).

Según la Instrucción NCSE-02, el ancho de junta debería ser tal que, en caso de sismo, permitiese el desplazamiento del edificio dentro de su linde. Para un bloque de cinco alturas como el que hemos venido considerando repetidas veces en el texto, y conforme a la expresión prescrita en el apartado 4.2.5 de la propia norma, el valor del desplazamiento máximo ronda los dos centímetros (naturalmente, ese valor se supera muy ampliamente si al mismo bloque se le aplica el acelerograma de Lorca en lugar del espectro normativo).

Esto es, en el peor de los casos, el de juntas entre edificios de distinta configuración, estas juntas han de poder acomodar desplazamientos del orden de 4 cm para los edificios más habituales.

En casos más favorables, el de edificios de similares características y que, consecuentemente, se moverían en fase ante la sollicitación común del desplazamiento en la base, el Eurocódigo de sismo permite reducir el ancho de junta hasta la raíz de la suma de cada desplazamiento al cuadrado, lo que en nuestro caso conduciría a valores en torno a 3 cm.

No obstante, al sumar a los desplazamientos debidos al sismo los que imponen las acciones ambientales (temperatura, humedad) y los efectos reológicos de los materiales (hinchamiento de las fábricas), se alcanzan ya valores de importancia que dificultan tanto la ejecución de la propia junta como del sistema de sellado y el mantenimiento posterior de éste. De hecho, es tal se-

llado lo que normalmente se considera más problemático.

Mientras que la junta entre los elementos estructurales no debería suponer problemas relevantes (hablamos, recuérdese, de juntas entre edificios independientes, entre los que no existe continuidad de instalaciones, acabados, etc.), la necesidad de sellado entre los cerramientos de los dos edificios resulta especialmente compleja.

Una junta entre fachadas que permita desplazamientos de cierta importancia (en torno a 4 ó 5 cm, como simple referencia) exige ya la colocación de soluciones específicas.

La simple disposición del habitual cordón de silicona sobre un fondo de junta no garantiza en realidad resultado alguno, porque los desplazamientos que permiten este tipo de soluciones son muy limitados. De hecho, tales desplazamientos (que no se deben confundir con el ancho aparente de junta) se miden en milímetros, mientras que los que cabe esperar entre los cerramientos de los edificios, incluso sin considerar el sismo, se miden en centímetros.

En efecto, las mejores siliconas no pueden garantizar una deformación estable superior a $20 \div 25\%$, lo que implica que una junta convencional como la de la fotografía nº 5-15, con un ancho de 2 cm, sólo puede admitir desplazamientos totales de 5 mm. Admitiendo que la distancia entre juntas de fachada no supere los 12 m que exige el Código Técnico y admitiendo también una expansión total por humedad de la fábrica de 0,5 mm/m, (algunos autores mencionan valores muy superiores), la junta estaría agotada ya al cabo de pocos años por el hinchamiento del paño y no admitiría deformación adicional alguna.

Desafortunadamente, la simple observación de nuestras ciudades permite com-



▲ Fotografía nº 5-16

probar que, por un lado, son muy raras las juntas que se resuelven adecuadamente y, que por el otro, ello induce numerosos daños apreciables a simple vista: juntas abiertas que permiten la entrada de agua, juntas cerradas que rompen los acabados aledaños, etc.

Parecería que resulta más rentable reparar los daños que periódicamente se producen en la junta que resolverla adecuadamente desde el principio (obsérvese la “reparación” de la junta que muestra la fotografía nº 5-16, tomada, como la anterior, en Madrid y sin relación alguna con el sismo).

En definitiva, es evidente que se trata de un problema abierto, que plantea serias incertidumbres. Si en el caso de los edificios situados en zonas sin riesgo sísmico sus efectos se relacionan básicamente con la funcionalidad del edificio, en las zonas sísmicas se relacionan con la estabilidad de los cerramientos, lo que no es menos grave.



▲ Fotografía nº 5-17

5.5. Conclusiones

El anclaje de los paños de fábrica en general y, muy en particular, de los petos de fachada debería constituir una prioridad básica del proyecto sismorresistente de los edificios. La realidad actual es, sin embargo, ajena a esta idea hasta el punto de llegar al incumplimiento sistemático de la normativa. De hecho, la necesidad de comprobar los petos frente a acciones horizontales quedaba ya explícitamente recogida en la normativa desde sus primeras ediciones, en los años 60 del pasado siglo. La norma PGS1 de 1968 le dedica ya un apartado específico, en el que plantea incluso un procedimiento de comprobación.

También en muchas ocasiones el problema deriva del empleo de sistemas constructivos totalmente inadecuados: La caída de muchas fábricas se debió simplemente a que no estaban sujetas. No se ha construido de forma correcta.

Podría pensarse entonces que la solución es simple y se limita a construir correctamente y conforme a las normas, pero, aun-

que absolutamente necesario, esto puede no ser suficiente. En efecto, en los apartados precedentes se ha podido comprobar cómo las disposiciones constructivas de las fábricas, incluso aquellas consideradas “correctas” (por permitir un apoyo adecuado de los paños) son insuficientes frente a las acciones normales a su plano, y no ya ante la acción sísmica, sino ante viento o sobrecargas. Siempre será necesaria una sub-estructura intermedia que recoja las cargas y las entregue en la estructura principal. De hecho, esta idea ya está implícita en normas como la propia NCSE cuando, al referirse a los petos exige construir lo que, en realidad, forma una estructura completa que enmarca el paño, formada por el zuncho superior de atado y los pilarrillos en los que entrega.

Quizás sea a causa de lo complicado que resulta aplicar estas soluciones que, en muchos casos, se optó directamente por no reconstruir los petos de fábrica derribados por el terremoto y sustituirlos por simples barandillas metálicas. Obsérvese en la fotografía nº 5-17 la situación de un edificio tras el terremoto y una vez reparado.



▲ Fotografía nº 5-18

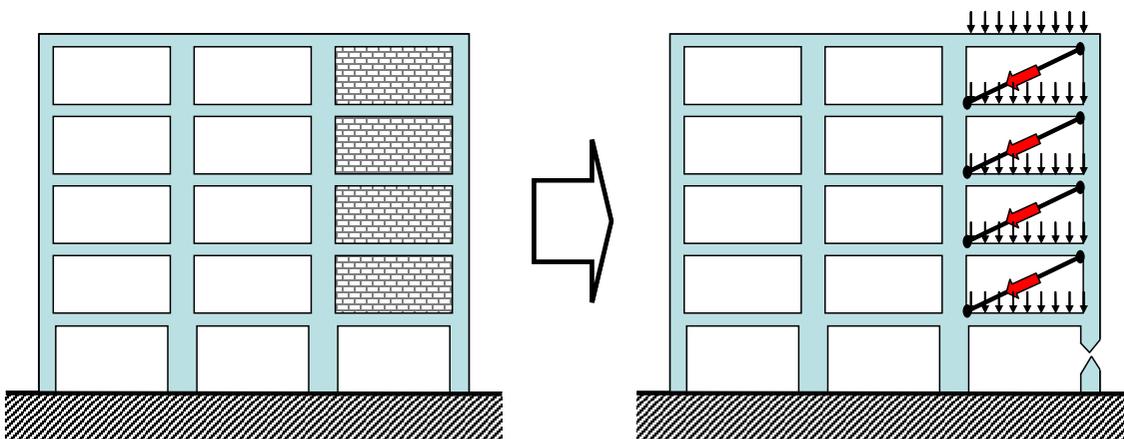
Al igual que comenzábamos este capítulo señalando cómo la caída de las fábricas había producido los mayores daños personales, es justo cerrarlo reflejando cómo las fábricas han contribuido también a salvar vidas. Es el caso de edificios en los que se produjo el colapso de toda una alineación de pilares como el que recoge la fotografía nº 5-18.

En estos edificios la tabiquería constituye el único mecanismo resistente del edificio, conforme al esquema habitual de

bielas comprimidas que refleja la figura nº 5-19. Un cálculo elemental permite comprobar que la fábrica tiene una capacidad sobrada frente a las solicitaciones gravitatorias del conjunto del edificio, de valor muy inferior a las que el sismo induce en las plantas bajas.

Estos aspectos serán objeto del siguiente capítulo.

[93]



▲ Figura nº 5-19

Edificios convencionales. Interacción fábrica-estructura.



6.1. Incremento de las cargas	99
6.2. Introducción de irregularidades en alzado	103
6.3. Irregularidades en planta	106
6.4. Daños a la estructura	109
6.5. Consideraciones normativas	119
6.6. Conclusiones	122

6. Edificios convencionales. Interacción fábrica-estructura.

El esquema habitual de comprobación del comportamiento de los edificios convencionales (con estructura aporticada) frente a cualquier acción exterior, cargas gravitatorias, viento, sismo, etc. se limita al análisis de la estructura, sin ninguna consideración del efecto de los cerramientos, tabiquerías, cajas de ascensores, etc.

Esta práctica se justifica en muchas ocasiones con el argumento de que se consideran los efectos negativos de estos elementos, dado que se contemplan las acciones que suponen (normalmente el peso), y lo que no se incluye es su aportación a la resistencia del edificio, por lo que se trataría de un planteamiento conservador.

El argumento es siempre inadecuado porque omite cualquier consideración a la rigidez que aportan estos elementos, rigidez que modifica totalmente la distribución de esfuerzos sobre la estructura y vacía de sentido cualquier análisis. No tiene mucha lógica el cálculo riguroso de los esfuerzos mediante un sofisticado programa de ordenador (aunque, en realidad, ese cálculo tiene poco de exacto en la mayoría de las ocasiones) si en el edificio se van a disponer unos elementos que modificarán totalmente la distribución de rigidez y, por tanto de esfuerzos.

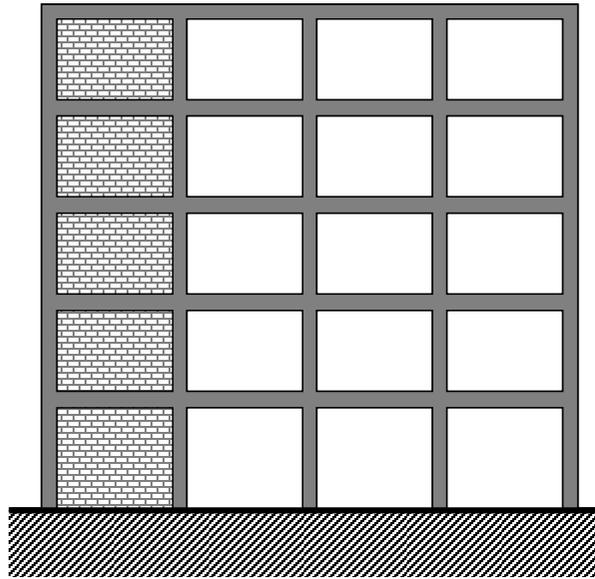
Con todo, al considerar las acciones sísmicas el argumento resulta especialmente peligroso, porque el incremento de rigidez conlleva en este caso un incremento de las solicitaciones, que pueden llegar a multiplicar las que corresponderían a la estructura desnuda.

La rigidez y la resistencia de un paño de fábrica en su plano son en muchas ocasiones mayores que la de la estructura en la que se sitúa, por lo que condiciona su comportamiento. El problema se complica cuando el paño se inscribe dentro de un marco estructural, situación muy frecuente que muestra la fotografía nº 6-1. El conjunto fábrica-estructura tiene un comportamiento complejo, ajeno al de ambos elementos por separado, que aún no ha sido totalmente identificado.

Una comprobación elemental permite justificar lo expuesto. Supongamos el pórtico que ya hemos descrito en el **apartado 5.2** del capítulo anterior, con cinco alturas y cuatro vanos y calculemos el incremento de rigidez horizontal que supone rellenar de fábrica uno sólo de los vanos.



▲ Fotografía nº 6-1



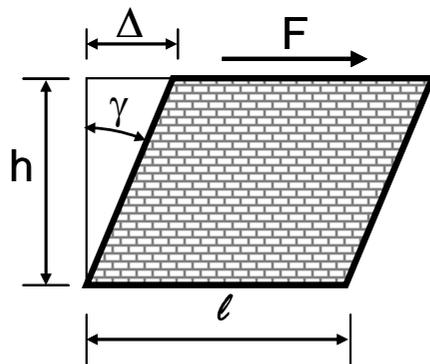
▲ Figura nº 6-1

La rigidez horizontal de un paño de 4 m de longitud y 3,5 m de altura (figura nº 6-2), correspondiente a la planta baja del pórtico, se deduce de forma inmediata:

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{F}{\gamma \cdot h} = \frac{F}{\frac{\tau}{G} \cdot h} = \frac{F \cdot G}{\frac{F}{e \cdot \ell} \cdot h} =$$

$$G \cdot \frac{e \cdot \ell}{h} = 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{130 \text{mm} \cdot 4000 \text{mm}}{3500 \text{mm}}$$

$$= 2,2 \text{E} 5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$



▲ Figura nº 6-2

La rigidez lateral de la estructura, figura nº 6-3, sería:

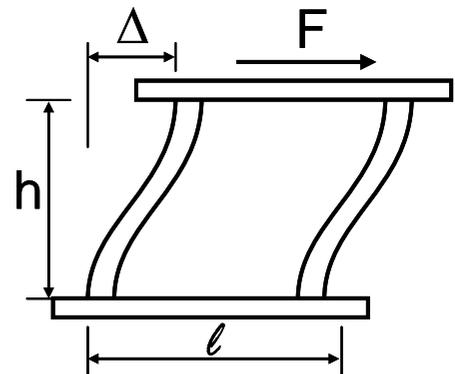
$$I = \sum_{i=1}^5 I_i = \sum_{i=1}^5 \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} = 3,375 \text{E} 9 \text{mm}^4$$

(cinco pilares de 30x30)

$$K = \frac{12 \cdot E \cdot I}{h^3} =$$

$$\frac{12 \cdot 25000 \text{N/mm}^2 \cdot 3,375 \text{E} 9 \text{mm}^4}{(3500 \text{mm})^3}$$

$$= 2,4 \text{E} 4 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$



▲ Figura nº 6-3

Se comprueba, en definitiva, cómo un único paño de fábrica aporta más rigidez que todos los pilares de la planta.

En realidad son las fábricas las que, en muchas ocasiones, aportan toda la rigidez y resistencia del edificio frente acciones horizontales. De hecho, uno de los esquemas estructurales empleado en nuestro país con frecuencia consiste en sucesivas alineaciones paralelas de pórticos planos entre los que se tienden forjados unidireccionales (fotografía nº 6-2), esquema que no puede ofrecer valores fiables de rigidez o resistencia ante cargas horizontales en la dirección del forjado (especialmente en el caso de estructuras metálicas, en las que las viguetas de forjado simplemente apoyan, sin conexión alguna, sobre las vigas).

Es evidente que en estos casos la estabilidad del edificio en esa dirección queda confiada exclusivamente a las fábricas. Sin embargo, y en contra de lo que pudiera pensarse, no hemos sido capaces de identificar en estos edificios una especial incidencia de los daños, lo que nos lleva a pensar que con alguna generalidad han sido los elementos no estructurales los que realmente han soportado la acción del sismo en Lorca.

Esta aportación de rigidez y resistencia adicionales puede inducir serios problemas si no se considera en el proyecto. En lo que sigue analizaremos algunos de ellos.

6.1. Incremento de las cargas

Cuando en el apartado anterior se planteó un pórtico típico se ajustó su rigidez para que el período fundamental coincidiera con el que la norma

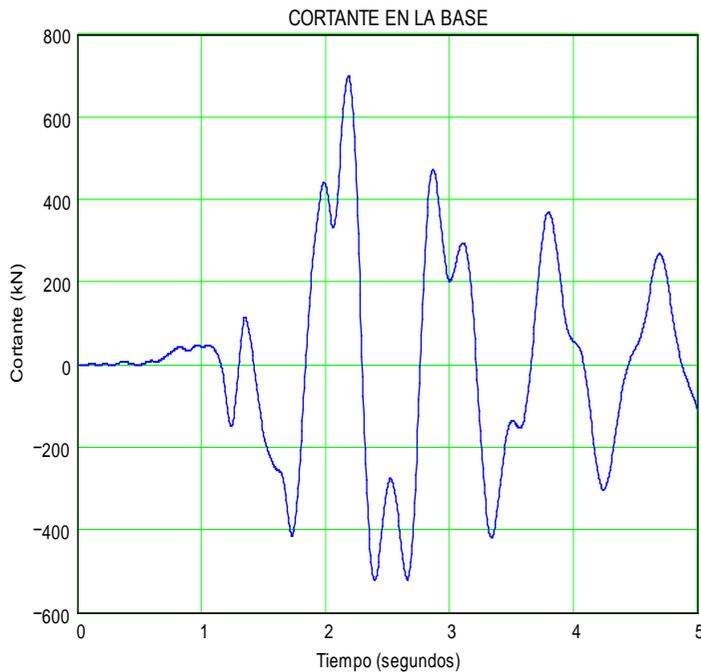


▲ Fotografía nº 6-2

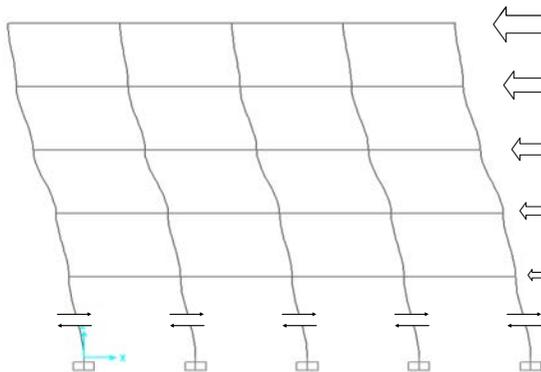
asigna a los edificios semejantes al planteado. Lo normal en el proceso de proyecto no es, sin embargo, proceder a tal ajuste. Antes al contrario, se suele utilizar directamente el período resultante del análisis modal de la estructura (el calculado por los programas de cálculo de estructuras).

Operando en esta forma el período fundamental aumenta desde los 0,45 s hasta 0,85 s (incluso a 1,0 s si en lugar de un modelo de pórtico a cortante se formula un modelo completo de barras, incluyendo la posibilidad de giro de los nudos). El edificio es siempre mucho más rígido que la estructura desnuda.

Si en este pórtico integramos el efecto del acelerograma de Lorca mediante



▲ Figura nº 6-4



▲ Figura nº 6-5

cualquier programa de análisis de estructuras obtenemos un cortante en la base como muestra la figura nº 6-4, cuyo valor máximo llega a 700 kN.

El cortante en la base no es más que la suma de los esfuerzos cortantes en todos los pilares de planta baja del edificio (figura nº 6-5). Lógicamente, su valor coincide con la reacción horizontal en cimentación y con el total de las cargas

horizontales que el sismo introduce en el edificio en cada instante durante el terremoto.

Los citados 700 kN suponen algo menos del 30% del peso total del pòrtico, 2536 kN. En realidad, y conforme a los planteamientos del Eurocòdigo de sismo la estructura se debería haber modelizado con los valores de rigidez correspondientes a las secciones fisuradas o, si ello no fuera posible, con una rigidez no superior a la mitad de la correspondiente a la sección bruta. En Álvarez [38] y también en Dávila et al. [43], se analizan las consecuencias de este punto.

Para cuantificar el efecto de las fábricas se vuelve a integrar el pòrtico incluyendo esta vez la rigidez correspondiente a un solo paño de la estructura (esto es, 4 m). La figura nº 6-6 muestra la evolución del cortante en la base durante el terremoto. Se comprueba que su valor máximo se triplica, alcanzando los 2150 kN, el 85% del peso total del pòrtico.

El incremento de las acciones se justifica muy fácilmente si se sitúan sobre el espectro de respuesta los períodos correspondientes a cada situación, figura nº 6-7. Mientras que la estructura desnuda tiene un período de 0,85 s, la aportación de la fábrica a la rigidez reduce tal valor a 0,29 s, multiplicando el valor de la pseudo-aceleración.

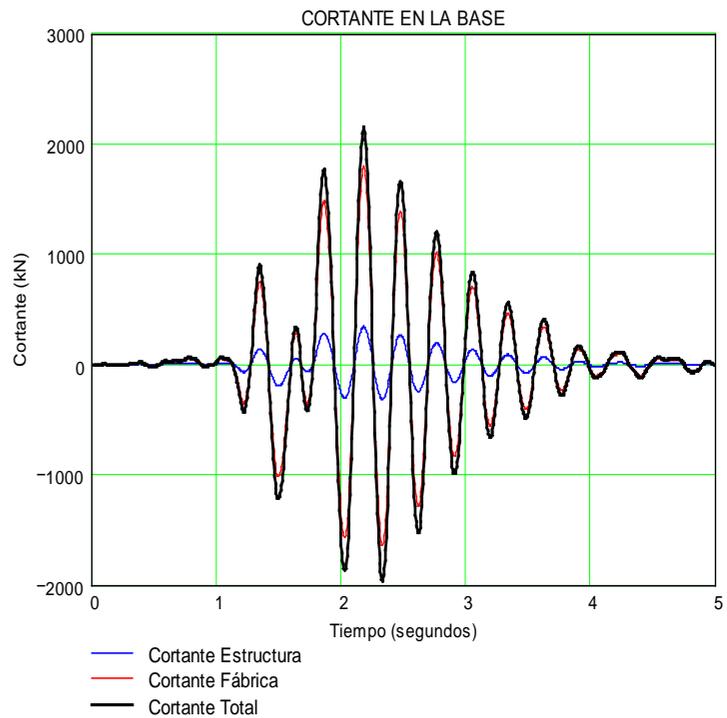
Aunque los valores reseñados pueden parecer extremos, de las referencias consultadas se desprenden proporciones similares. La influencia de las fábricas aparece ya reflejada en los textos clásicos (Dowrick [23], Paulay y Priestley [33], etc.) En los ensayos realizados sobre modelos a escala real en el muro de reacción de Ispra (Fardis [46]), la ejecución de la albañilería multiplicó por 16 la rigidez lateral del edificio. En los ensayos de Bertero [41], desarro-

llados y publicados hace 30 años, la fábrica cuadruplicaba la capacidad de los pórticos estructurales. Según Taranath [20], de la medida experimental de frecuencias del Empire State, en New York, se deducen valores de rigidez del edificio superiores en 4,8 veces a la de la estructura desnuda...

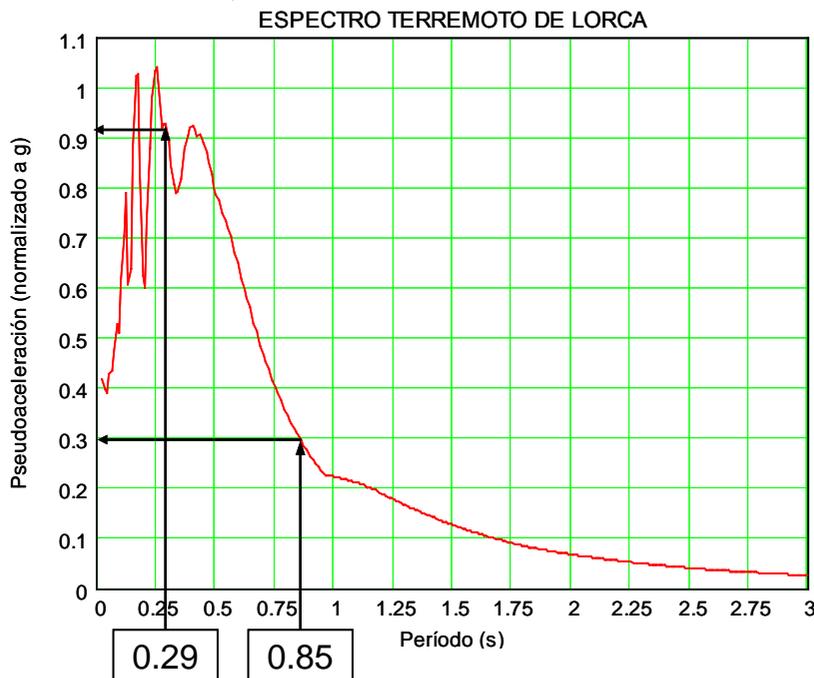
En realidad, el valor máximo teórico obtenido del cortante en la base, los 2150 kN citados más atrás, no tiene en sí mismo mayor interés. Como se observa en la misma figura nº 6-6, la mayor parte de este cortante, 1805 kN, tendría que ser transmitido por la fábrica, pero ésta no tiene evidentemente la resistencia necesaria. En efecto, las tensiones tangenciales resultantes tendrían un valor de:

$$\tau = \frac{V}{\ell \cdot t} = \frac{1805 \text{ kN}}{4 \text{ m} \cdot 0,13 \text{ m}} = 3471 \text{ kN/m}^2 \approx 3,5 \text{ N/mm}^2$$

Expresión en la que ℓ y t son respectivamente la longitud y el espesor del paño (incluyendo el revestimiento).



▲ Figura nº 6-6 [101]



▲ Figura nº 6-7



▲ Fotografía nº 6-3

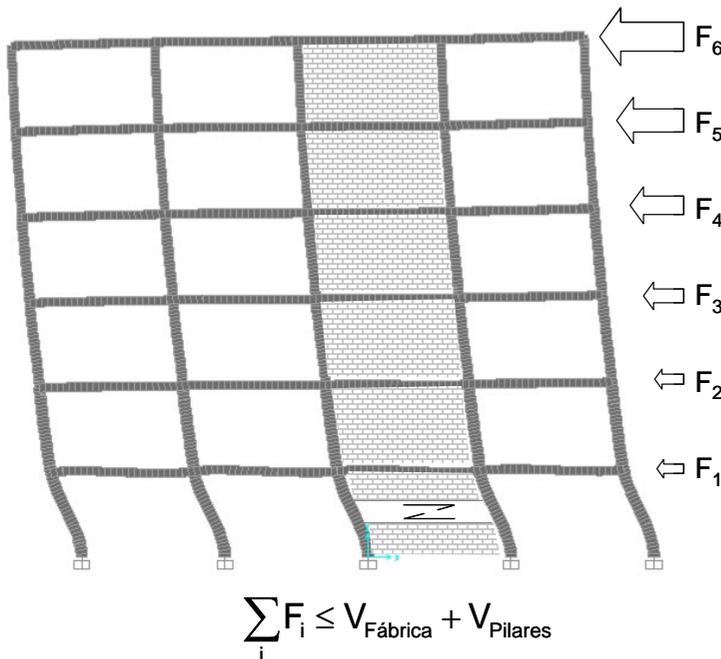
El valor obtenido es superior en más de un orden de magnitud al de la resistencia de cualquier fábrica. Ello justifica tanto el fallo generalizado de las fábricas en las plantas bajas (fotografía nº 6-3) como el citado escaso interés que, en la práctica, tiene ese valor teórico del cortante.

En efecto, el máximo esfuerzo horizontal inducido por el sismo sobre el edificio nunca puede superar la resistencia de los elementos en la planta baja (fábricas, pilares, losas de escalera, etc. figura nº 6-8), que se convierte así en el valor realmente importante. Esto es, en muchos casos, y en el de Lorca especialmente, las acciones sobre el edificio dependieron mucho más de la resistencia de los elementos (estructurales y, fundamentalmente, no estructurales) en sus plantas bajas que del propio sismo.

En resumen, no es totalmente realista calcular las acciones sísmicas entrando en el espectro con la rigidez del edificio, que incluye la aportada por los elementos no estructurales. No obstante, ello no autoriza la habitual omisión del efecto de estos elementos, que tienen un papel fundamental con independencia de la aportación que puedan hacer a las acciones totales.

De hecho, todas las referencias coinciden en señalar la importancia de los elementos no estructurales (no sólo cerramientos y particiones, sino también losas de escaleras, rampas, particiones de sectorización, etc.) en la respuesta del edificio. No es fácil, sin embargo, encontrar un tratamiento uniforme del tema. Mientras que algunos autores (Pujol et al. [55]) remarcan el carácter positivo de las fábricas al limitar los desplazamientos e incrementar el amortiguamiento, otros (Álvarez, [38]) ponen el énfasis en la incertidumbre que introducen respecto a la respuesta del edificio.

[102]



▲ Figura nº 6-8

En los siguientes apartados profundizaremos en estos aspectos.

6.2. Introducción de irregularidades en alzado

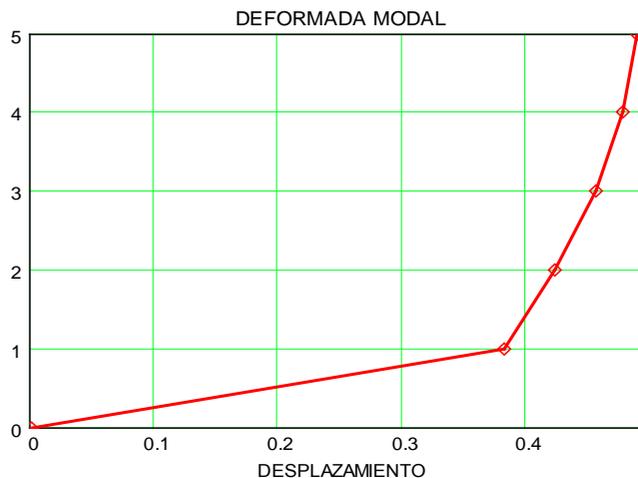
Para simular numéricamente el fallo de la fábrica se integra una última vez el registro del terremoto eliminando del modelo la rigidez del paño de planta baja. Esto no es totalmente correcto porque, dependiendo de la forma de rotura, la degradación de la resistencia de un paño puede no ser total ni inmediata, pero nos sirve para describir los efectos que produce.

El período fundamental aumenta, como era de esperar, hasta 0,52 segundos, y el cortante en la base se reduce ligeramente, hasta 1900 kN. El problema ahora es que ese cortante se lo tienen que repartir los pilares de planta baja (en teoría ya no hay un paño que se lleve la mayor parte de ese cortante).

Más interesante, sin embargo, resulta constatar la modificación de la primera forma modal, figura nº 6-9, que refleja la formación de un mecanismo de planta flexible, mecanismo que puede ser muy desfavorable, como se indica más adelante. La importancia del efecto es tal que el Eurocódigo de sismo obliga explícitamente a su consideración:

...Deben tenerse en cuenta las grandes incertidumbres relacionadas con el comportamiento de los rellenos (esto es, la variabilidad de sus propiedades mecánicas y de su anclaje al pórtico circundante, su posible modificación durante el período de uso del edificio, así como el desigual grado de daño sufrido durante el propio terremoto)..

En el mismo sentido, la norma obliga a considerar como crítica toda la longitud de los pilares de planta baja, que han de ser armados en consecuencia (con la cuantía de cercos que ello implica).



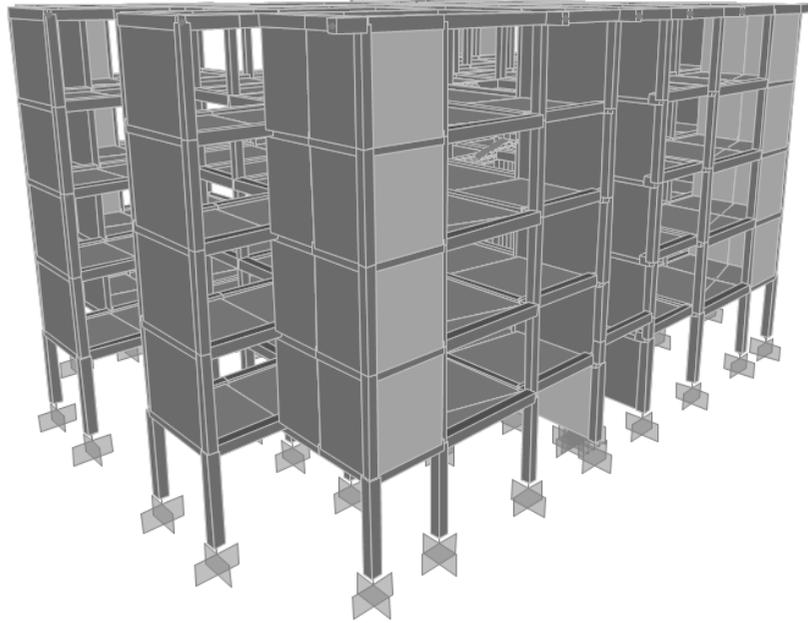
▲ Figura nº 6-9

En muchas ocasiones el citado mecanismo de planta flexible se forma no ya por el fallo de las fábricas de planta baja sino, simplemente, porque esa planta se deja exenta. La fotografía nº 6-4 muestra un ejemplo de esta configuración. Se trata de uno de los edificios que forman el Barrio de San Fernando.

El edificio fue analizado mediante varios modelos numéricos, uno de los cuales,



▲ Fotografía nº 6-4



▲ Figura nº 6-10

que incluye la influencia de algunos de los paños de cerramiento, aparece representado en la figura nº 6-10.

cuando se analiza la estructura desnuda.

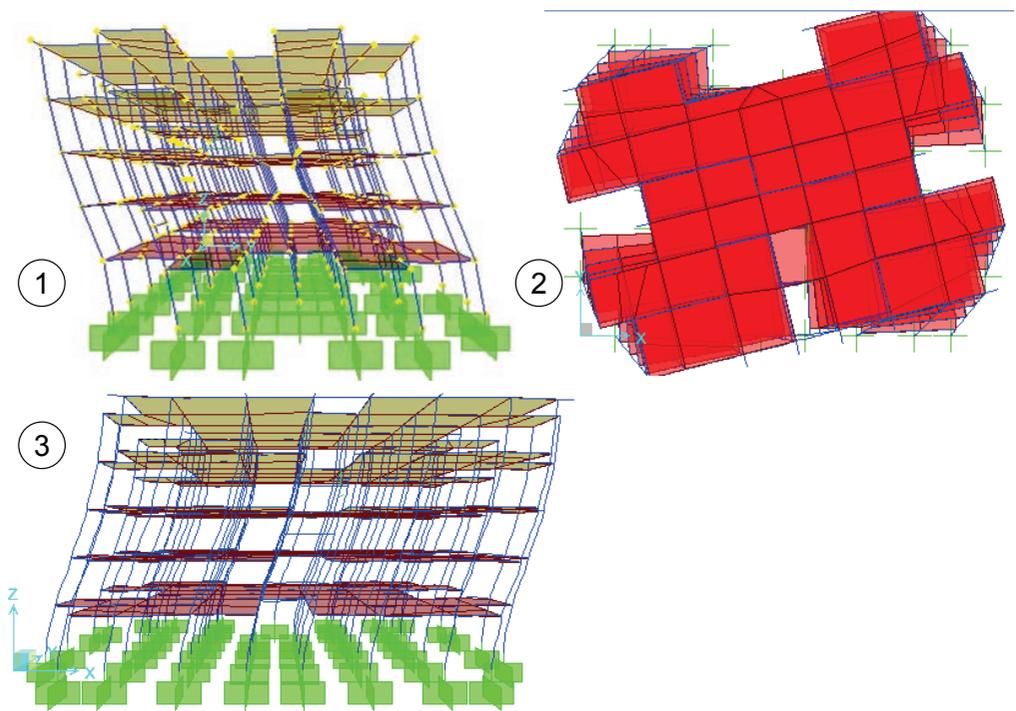
[104]

La tabla nº 6-1 resume los principales resultados obtenidos. Se puede comprobar:

- Al modelizar la estructura en tres dimensiones en lugar de un único período fundamental se consideran tres, correspondientes a cada una de las direcciones en planta (flexión respecto al lado corto y respecto al largo) y a la torsión. La figura nº 6-11, por ejemplo, muestra los tres primeros modos del edificio
- La inclusión de los elementos no estructurales en el modelo no sólo reduce los valores de los períodos en cada dirección sino que, incluso, altera el orden de los mismos.
- La magnitud de la reducción es muy importante. El primer modo en la dirección corta reduce su valor a menos de la mitad (la rigidez en esa dirección aumenta por efecto de los elementos no estructurales en más de 4 veces). Al considerar estos valores debe tenerse en cuenta, ade-

	1 ^{er} Modo	2 ^o Modo	3 ^{er} Modo
Estructura desnuda	1,00	0,936	0,896
	Lado corto	Torsión	Lado largo
Estructura y escaleras	0,932	0,853	0,846
	Torsión	Lado corto	Lado largo
Estructura, escaleras y fachadas	0,605	0,455	0,419
	Lado largo	Torsión	Lado corto

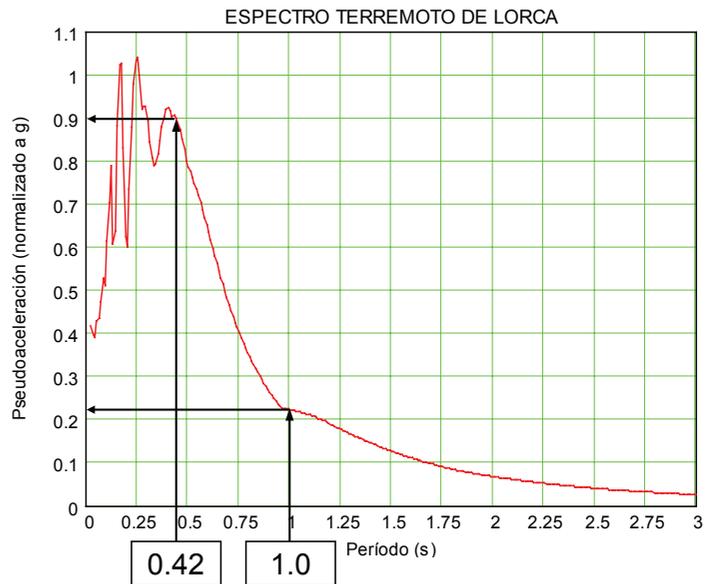
▲ Tabla nº 6-1: Períodos (en segundos) correspondientes a cada modo



▲ Figura nº 6-11

más, que en el modelo numérico únicamente se ha tenido en cuenta el efecto de los paneles ciegos de la fachada, sin incluir los paños con huecos o la tabiquería interior.

- Aunque pueda resultar reiterativo, es necesario situar sobre el espectro los dos valores del modo en el lado corto para comprender su importancia: Para los edificios orientados en esa dirección el efecto del terremoto sería cuatro veces superior al considerar los cerramientos (figura nº 6-12). En este caso concreto, además, la proporción sería realista, porque las fachadas no sufrieron grandes daños y por tanto la rigidez real del edificio sería muy próxima a la del modelo rígido.



▲ Figura nº 6-12

- El efecto de planta blanda se hace evidente en la primera forma modal en el lado corto (figura nº 6-13).



▲ Fotografía nº 6-5

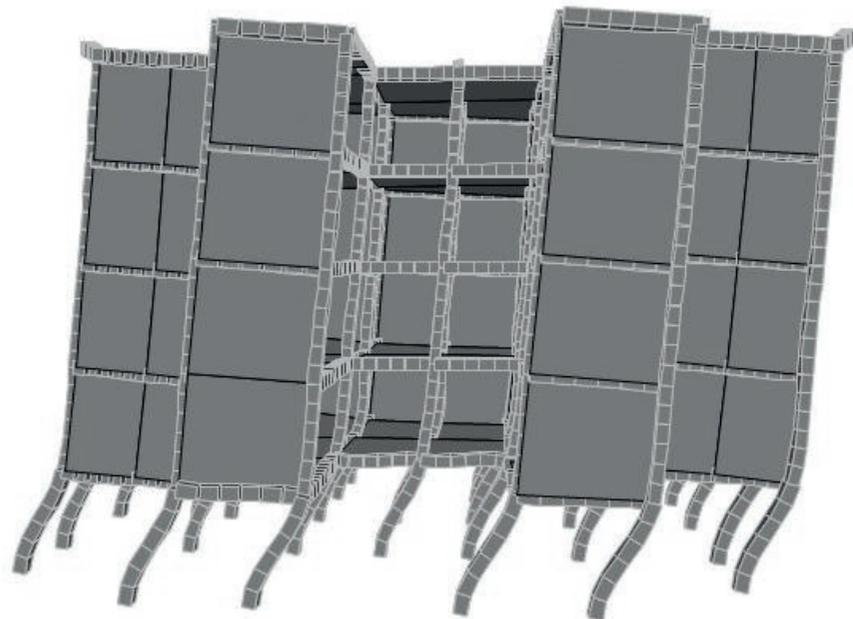
6.3. Irregularidades en Planta

La disposición de las fábricas, simétrica en planta, que mostraban los edificios del Barrio de San Fernando a los que nos hemos referido en el apartado precedente no es, en absoluto, general.

Más frecuente es la disposición de potentes paños de fábricas en los lados de medianería entre edificios (fotografía nº 6-5). Cuando tales edificios se sitúan en las esquinas de las manzanas estos paños introducen una clara asimetría en planta.

Sea, a modo de ejemplo, el edificio de la figura nº 6-14, un bloque convencional de viviendas de seis alturas y cuya estructura está formada por pórticos de hormigón armado dispuestos en dos direcciones.

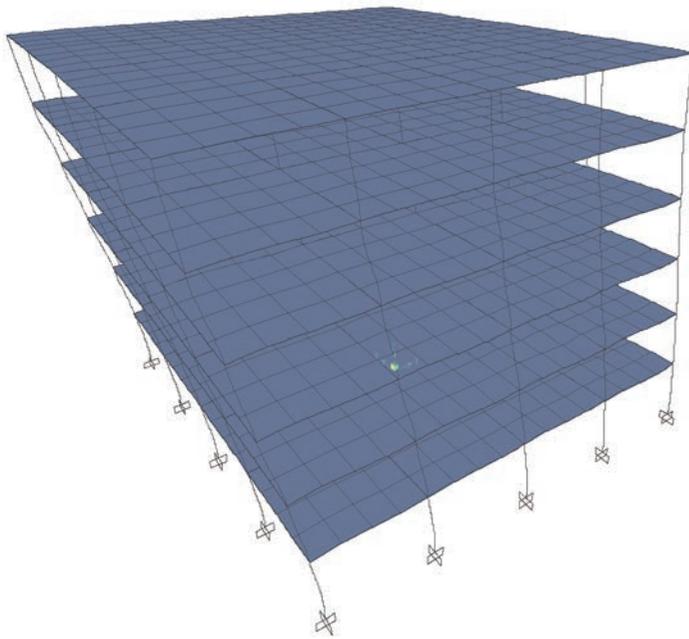
El primer modo de vibración tiene la forma que muestra la figura nº 6-15. Los pilares están solicitados únicamente en la dirección en la que actúa el sismo. Al introducir en uno de los lados las fá-



▲ Figura nº 6-13



▲ Figura nº 6-14



▲ Figura nº 6-15

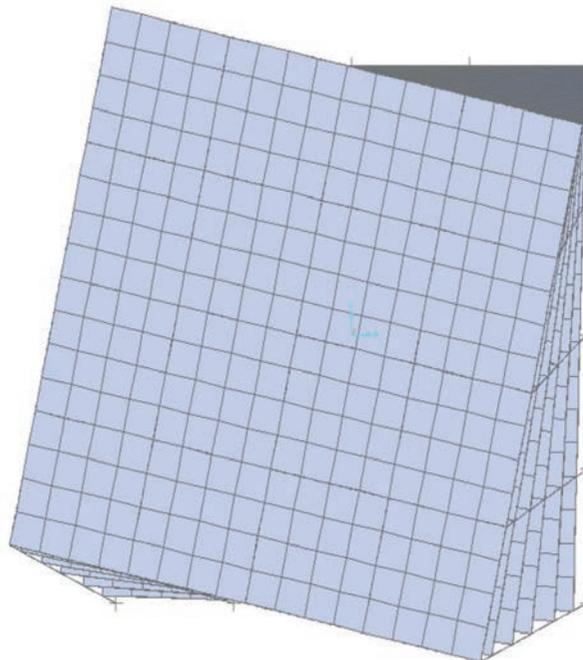


▲ Figura nº 6-16

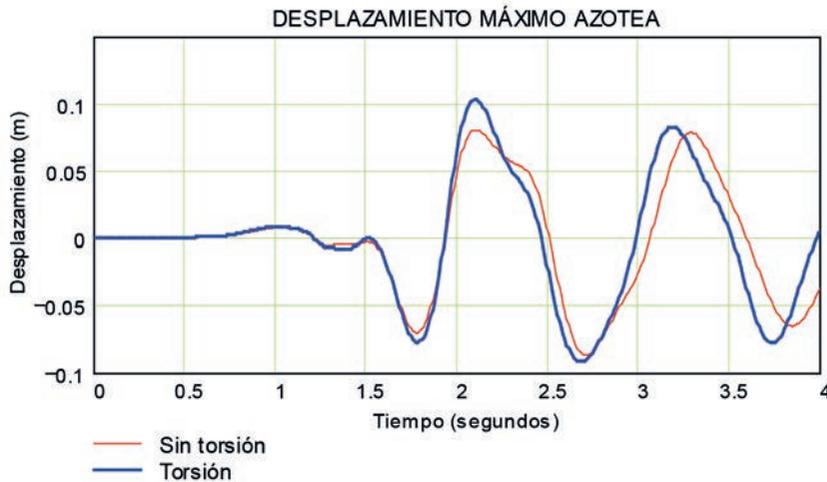
bricas de medianería, figura nº 6-16, la forma modal cambia según muestra la figura nº 6-17.

El efecto último es que los desplazamientos en la dirección del terremoto aumentan ligeramente en el caso de los pilares de esquina (tal y como muestra

[108]



▲ Figura nº 6-17



▲ Figura nº 6-18

la figura nº 6-18), pero, y mucho más importante, estos pilares se ven igualmente solicitados en la dirección perpendicular.

6.4. Daños a la Estructura

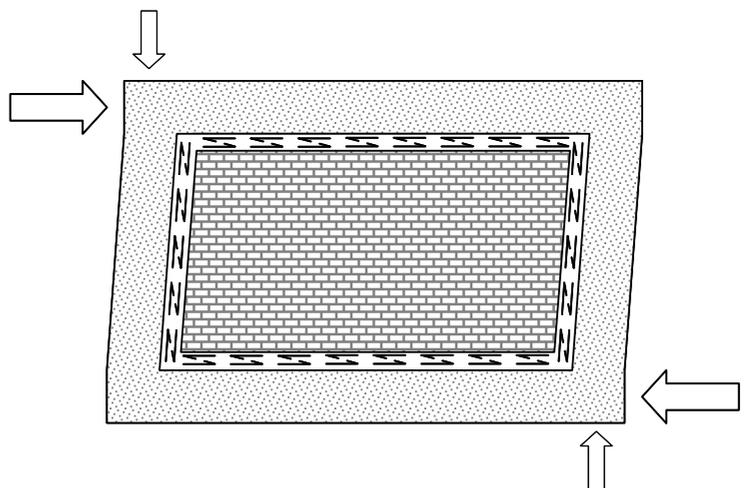
Cuando en el apartado 6.1 “Incremento de las cargas” se introdujo el efecto de un paño de fábrica en el modelo de un pórtico se pudo comprobar cómo las cargas horizontales sobre el edificio se incrementaban notablemente (se triplicaban).

Se podría argumentar que, con independencia de que esos valores no son totalmente realistas, ello no es necesariamente perjudicial para la estructura: El incremento de cargas debido a la existencia de los paños de fábrica es absorbido directamente por tales paños con independencia de la estructura. De hecho, de la lectura directa de los resultados mostrados en la figura nº 6-4 y en la figura nº 6-6 se desprende que los esfuerzos cortantes en los pilares se han reducido, lo que podría incluso interpretarse como un efecto beneficioso para la estructura.

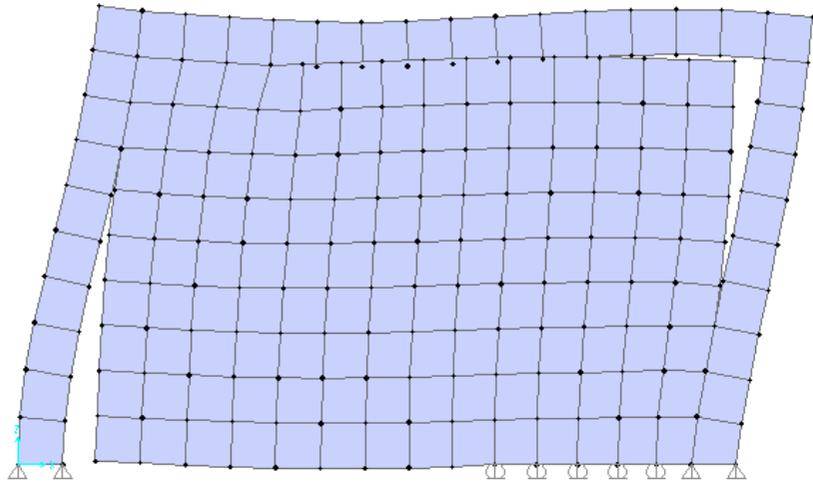
La realidad es, sin embargo, más compleja y mucho menos favorable. El modelo de interacción fábrica-estructura utilizado en aquel apartado se basaba en el esquema lineal de comportamiento en el que la fábrica trabaja a cortante puro (figura nº 6-19). Conforme a ese modelo en los pilares aparece únicamente un incremento de la fuerza axial.

Esto sólo es cierto para los niveles más bajos de sollicitación. Cuando ésta se incrementa rompe la interfase entre el paño y la estructura. Se produce entonces el despegue parcial que, en una

[109]



▲ Figura nº 6-19



▲ Figura nº 6-20

simulación numérica muy elemental, muestra la figura nº 6-20.

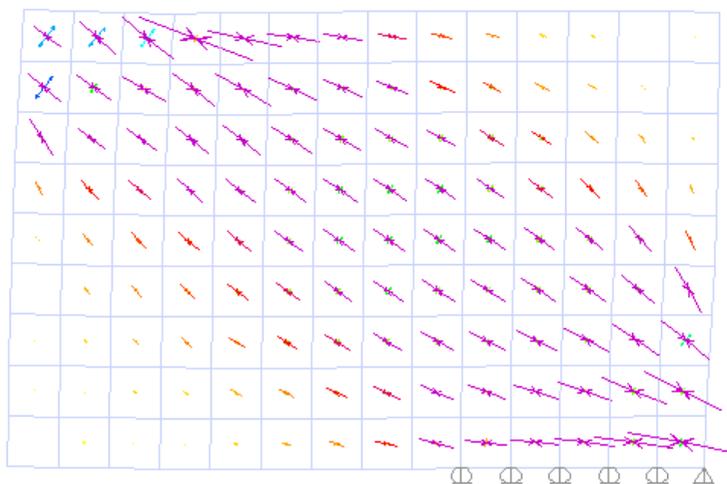
Como consecuencia de la separación local de la fábrica y el marco aquella empieza a trabajar como un puntal comprimido entre las esquinas opuestas del marco, tal y como demuestra el flujo de tensiones representado en la figura nº 6-21.

Son precisamente estas consideraciones las que han llevado a muchos autores a proponer directamente la sustitución del

paño de fábrica por un puntal equivalente. En su expresión más simple, recogida por Paulay y Priestley, el puntal estaría formado por un elemento de fábrica cuya anchura sería la cuarta parte de su longitud, figura nº 6-22. Crisafulli [22] recoge modelos más elaborados.

Este mecanismo, mucho más complejo, ya sí transmite esfuerzos cortantes al pilar, porque además de tensiones tangenciales aparecen en la interfase tensiones normales cuya resultante (figura nº 6-23) es dicho esfuerzo cortante.

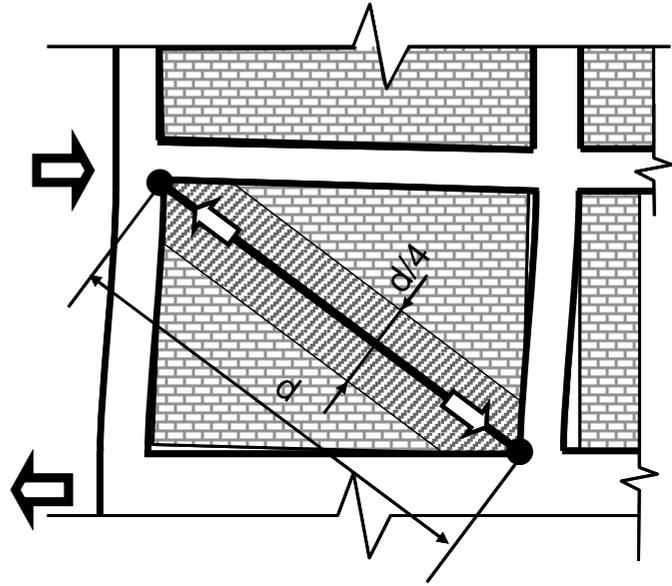
[110]



▲ Figura nº 6-21

Es evidente que no toda la carga horizontal transmitida por el panel pasa por los pilares en forma de esfuerzo cortante. Una parte sigue haciéndolo a través de las tensiones tangenciales horizontales que se desarrollan entre el panel y las vigas. El problema, no obstante, radica en la dificultad que conlleva la evaluación segura de la proporción entre ambos mecanismos, por lo que en la práctica es habitual adoptar la hipótesis conservadora de que toda la carga se transmite en forma de esfuerzo cortante al pilar.

También es claro que la viga recibe igualmente tensiones normales en sus extremos que incrementan los esfuerzos cortantes en las secciones correspondientes (como muestra la misma figura nº 6-23), pero esto no suele representar mayor problema porque estos incrementos actúan en los puntos en los que los cortantes, debidos a las cargas gravitatorias de proyecto, condicionan el dimensionamiento. Esto es, se ha previsto un estribo capaz de soportar los cortantes debidos a la hipótesis pésima y mayorada de acciones gravitatorias, muy superiores a los que actúan en la situación de sismo en la que, recuérdese, sólo



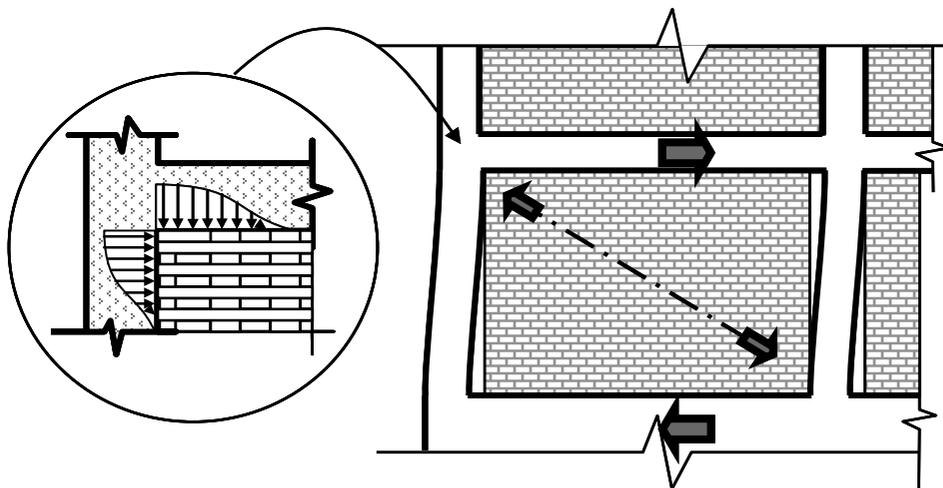
▲ Figura nº 6-22

se considera la actuación de las cargas permanentes (y sin mayorar) y un porcentaje de las sobrecargas de uso.

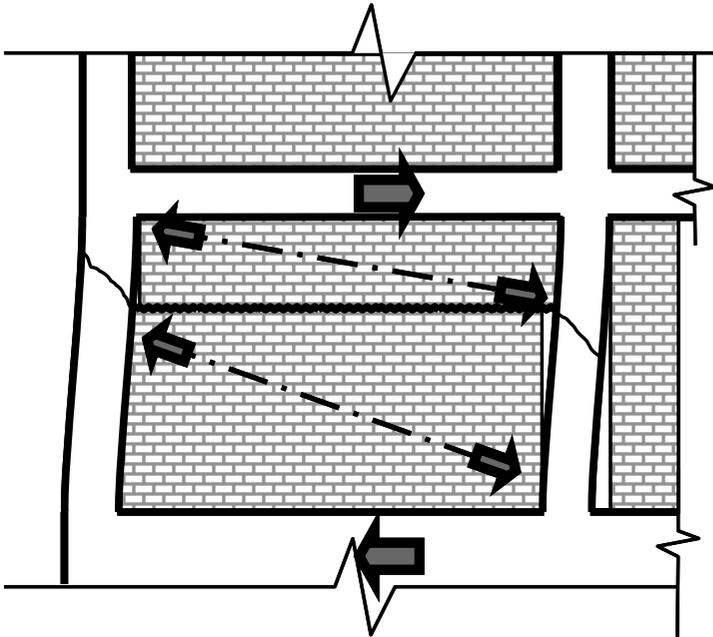
Nosotros no observamos ningún caso de fallo de vigas por este concepto.

En resumen, conforme a lo expuesto en este apartado y en el precedente, podemos afirmar en relación a los tipos estructurales observados en Lorca:

[111]



▲ Figura nº 6-23



▲ Figura nº 6-24

- Es necesario suponer la rotura de las fábricas, al menos las de las plantas inferiores, cuando se disponen en las configuraciones constructivas habituales y ante una sollicitación sísmica moderada.

- Es también necesario suponer que en el momento de la rotura (del paño o, simplemente, de la interfase con la estructura) las fábricas transfieren a los pilares que las confinan el cortante íntegro que produjo su rotura.

Por tanto, los pilares se deben comprobar a cortante para la máxima resistencia de las fábricas aledañas. Esta es una de las precauciones fundamentales prescritas por el Eurocódigo de sismo en su **apartado 5.9 “Efectos locales de los rellenos de fábrica u hormigón”**.

El problema es que la comprobación no es simple, porque los pilares pueden, bajo la sollicitación inducida por los paños de fábrica, fallar conforme a tres esquemas distintos y, a su vez, los propios paños también pueden fallar en varios modos diferentes. Analicemos en primer lugar los pilares.

Una primera forma de fallo correspondería al esquema convencional, mediante la formación de fisuras inclinadas, tal y como recoge la figura nº 6-24 y la fotografía nº 6-6. La capacidad del pilar en esta forma de fallo podría evaluarse conforme a las expresiones normativas habitualmente empleadas en el caso de elementos lineales (Instrucción de Hormigón Estructural EHE [13]).

Una forma alternativa de fallo vendría dada por el deslizamiento de la junta de construcción entre pilares y vigas, según el esquema de la figura nº 6-25.

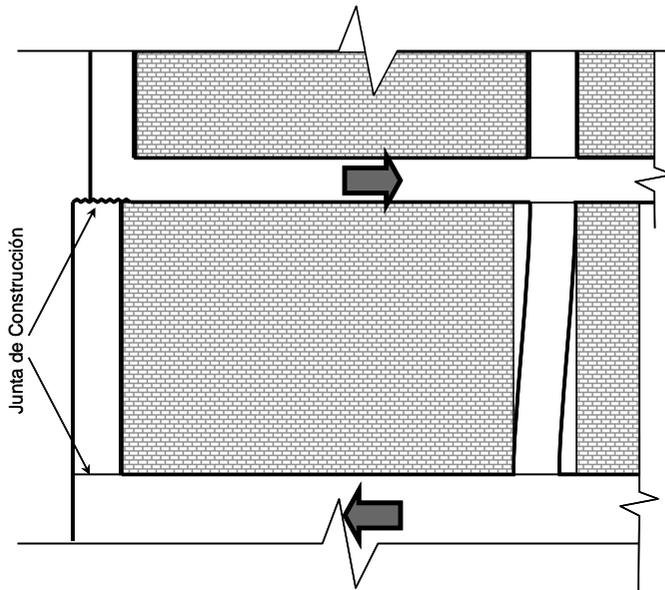
En Lorca hemos observado este tipo de fallos con cierta generalidad, especialmente en pilares de esquina (fotografía nº 6-7).

Si las tensiones normales a las que hacíamos referencia en la figura nº 6-23

[112]



▲ Fotografía nº 6-6



▲ Figura nº 6-25

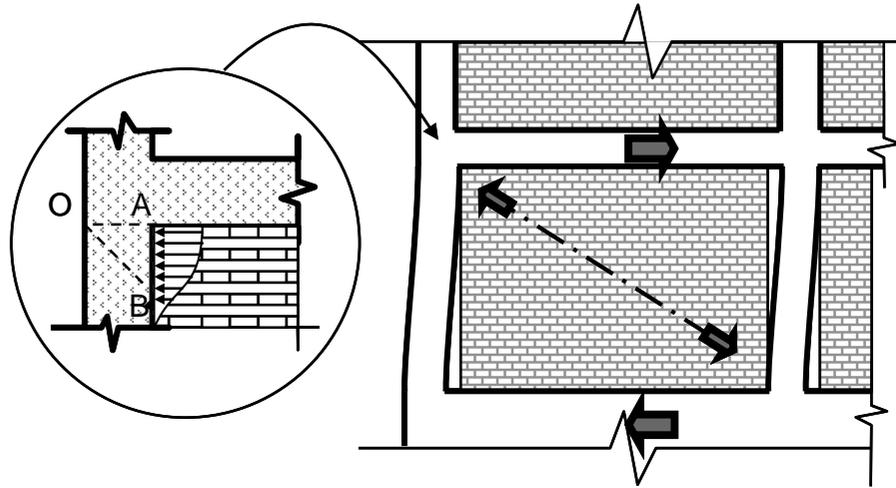
se concentran en la cabeza del pilar, éste no puede desarrollar la forma de fallo convencional porque la parte más importante del esfuerzo se concentra a

menos de un canto del extremo del pilar, esto es, entre la superficie de fractura convencional, línea OB, y la de la junta, línea OA (figura nº 6-26).

[113]



▲ Fotografía nº 6-7



▲ Figura nº 6-26

En estas condiciones puede producirse directamente el deslizamiento de la junta de hormigonado, que no siempre cuenta con mecanismos resistentes fiables.

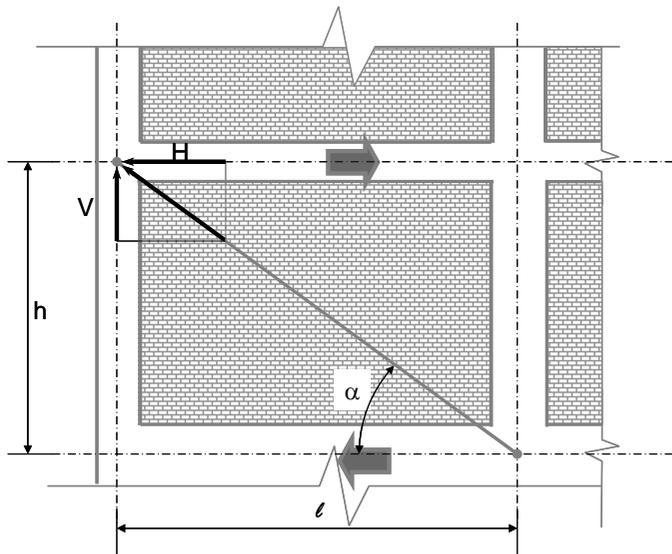
En efecto, el más potente de tales mecanismos, el rozamiento, no se puede calcular fácilmente, porque no es posible estimar con precisión el valor del axil que baja por el pilar. Ello es debido a la dificultad que conlleva evaluar la componente vertical de la fuerza que el paño

introduce en el nudo, o dicho de otra forma, a la inclinación del puntal equivalente. Esta componente se resta, lógicamente, a la carga de compresión que baja por el pilar y, al menos en teoría, puede llegar a poner el pilar en tracción.

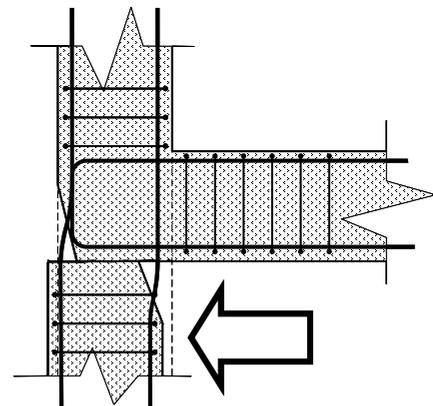
En primera aproximación podría suponerse que el puntal equivalente se sitúa entre los ejes de los nudos, según indica la figura nº 6-27. La componente vertical sería:

$$V = H \cdot \frac{h}{\ell}$$

Siendo H la resistencia de la fábrica.



▲ Figura nº 6-27



▲ Figura nº 6-28

A todo lo anterior habría que añadir la dificultad, ya reseñada, de conocer el reparto de las cargas gravitatorias entre estructura y paño. Recuérdese que, según los resultados de los modelos más simples de interacción, los pilares pueden estar ya traccionados cuando llega el sismo.

El otro mecanismo resistente que preconiza el Eurocódigo de sismo para la junta se basa en el efecto pasador de la armadura del pilar, armadura que cose la junta de construcción.

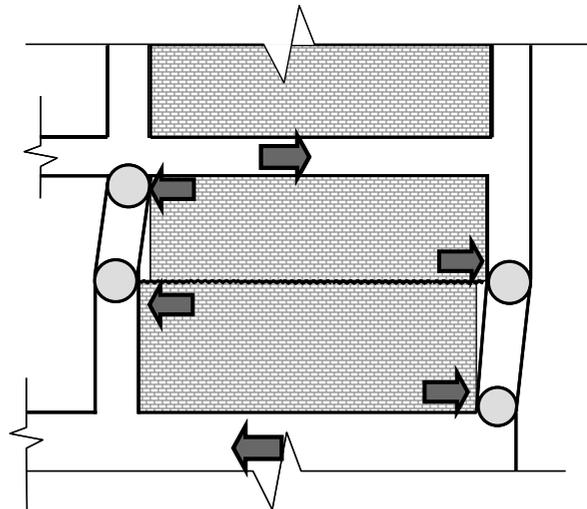
El problema es que al evaluar la cuantía de armadura de cosido no se puede contar con todas las barras que atraviesan la junta, ya que las extremas se sitúan próximas al borde libre y lo único que hacen es escupir el hormigón de recubrimiento (figura nº 6-28), sin poder ofrecer una resistencia fiable. Es por esto que el tanto el Eurocódigo como la Instrucción Española obligan a disponer al menos una barra intermedia entre las de extremo de cada cara.

En ocasiones la simple inspección de la fractura revelaba la ejecución descuidada de la propia junta (obsérvese en la fotografía nº 6-8 su acabado liso, así como la disposición de sólo dos redondos por cara como armadura del pilar).

Una tercera forma de fallo de los pilares sería la recogida en la figura nº 6-29 y vendría dada por la formación de rótulas plásticas. Se trataría de la forma de fallo menos peligrosa de entre las descritas, porque al formularse en flexión podría ofrecer alguna capacidad de deformación. Sin embargo, se trata también de la más improbable porque exige de los pilares un armado muy exigente para prevenir el fallo previo por cortante (ya que, en definitiva, el pilar ha quedado dividido en tramos cortos).



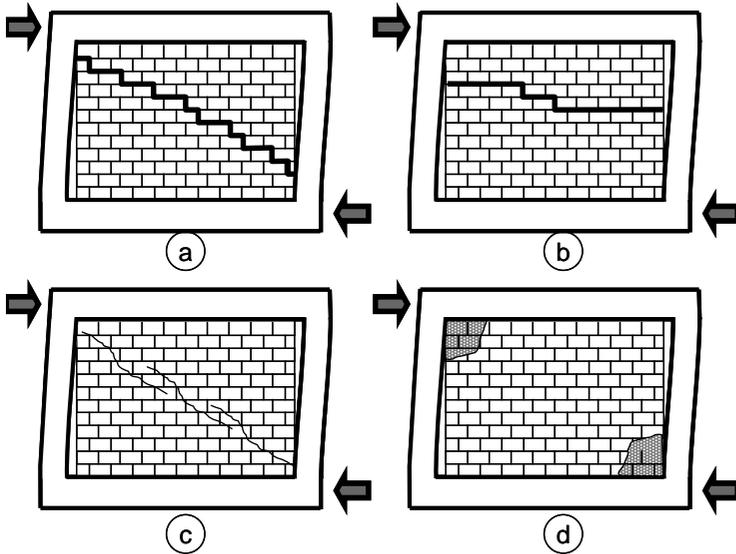
▲ Fotografía nº 6-8



▲ Figura nº 6-29

En Hermanns et al. [52] se analiza con mayor detalle este punto.

En lo que al fallo de la fábrica se refiere, Crisafulli identifica cuatro formas



▲ Figura nº 6-30

diferentes de rotura en los ensayos de laboratorio, designadas correlativamente en la figura nº 6-30 como rotura por adherencia “a”, deslizamiento en tendeles “b”, tracción diagonal “c” y aplastamiento en las esquinas “d”.

Naturalmente, estas formas de fallo corresponden al ensayo de configuraciones de laboratorio, homogéneas, regulares, etc. A éstas habría que añadir las propias de las configuraciones reales, muy heterogéneas, de ejecución irregular, materiales muy variables, etc. En Lorca hemos observado con frecuencia la apertura o el cierre de huecos en los paños (fotografía nº 6-9), el empleo de todo tipo de ladrillos aparejados de las formas más dispares y, especialmente, las soluciones más dispersas en lo que se refiere al retacado de las hiladas superiores. Naturalmente, todo ello dio lugar a formas de rotura ajenas por completo a las catalogadas y probablemente

[116]



▲ Fotografía nº 6-9



▲ Fotografía nº 6-10

(aunque esto debería ser comprobado) menos peligrosas para la estructura. En efecto, es probable que la resistencia de estos paños reales ante acciones horizontales sea menor que la de las configuraciones de ensayo, lo cual es favorable desde el punto de vista aquí considerado que se refiere a los daños que estos paños puedan, en virtud de su resistencia, producir en la estructura.

En Lorca se observó de forma generalizada la rotura de la conexión entre la fábrica y la estructura que muestra la fotografía nº 6-10, si bien ésta no es en puridad una forma de fallo, toda vez que ello representa una pérdida de rigidez pero no de resistencia. También se identificaron tipos de fallo similares a los descritos más atrás. La fotografía nº 6-11 muestra un caso de aplastamiento de la fábrica en las esquinas y la fotografía nº 6-12 una rotura por el tendel.



▲ Fotografía nº 6-11



▲ Fotografía nº 6-12

[117]



▲ Fotografía nº 6-13

La fotografía nº 6-13 muestra un ejemplo más frecuente de fallo, resultado quizás de la superposición de varios de los tipos elementales descritos por Crisafulli.

Llegados a este punto el problema se presenta como especialmente complejo, pese a la aparente simplicidad de su planteamiento inicial. En efecto, algo tan sencillo como comprobar que la resistencia de los pilares sea mayor que la de las fábricas (para que la inevitable rotura del paño o de su interfase con la estructura no produzca la de los pilares), se complica enormemente debido a la diversidad de posibilidades de fallo de cada uno de tales elementos, lo que en principio exigiría tantas comprobaciones como combinaciones de fallo fueran posibles.

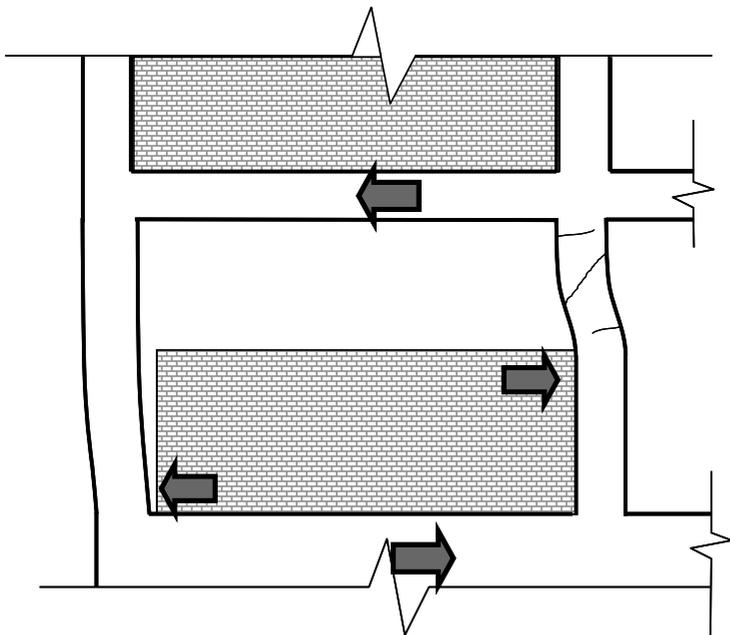
El Eurocódigo de sismo limita la comprobación a la resistencia del paño frente a la rotura por deslizamiento en tendeles, para cuya evaluación proponen Paulay y Priestley la expresión:

$$V = \frac{\tau_o}{1 - \mu \cdot \frac{h}{\ell}} \cdot d_m \cdot t \cdot \cos \alpha$$

Donde:

- τ_o : Resistencia de la fábrica a corte en dirección de los tendeles
- μ : Coeficiente de rozamiento
- h, ℓ, t : Dimensiones del paño
- d_m : Longitud de la diagonal del paño
- α : Ángulo de la diagonal con la horizontal

El problema es conocer los valores resistentes de la fábrica. Según los propios Paulay y Priestley, la resistencia puede variar entre 0,1 y 1,5 MPa y el rozamiento entre 0,3 y 1,2. Si se sustitu-



▲ Figura nº 6-31



▲ Fotografía nº 6-14

1. Adviértanse las consecuencias, incluso a nivel de responsabilidad judicial, que podrían alcanzar este tipo de prescripciones, tan frecuentes en el Eurocódigo.

2. En realidad, de forma implícita ya se tienen en cuenta los efectos de las tabiquerías al evaluar el valor del período fundamental.

yen tales valores en la fórmula anterior se obtiene para la resistencia del paño valores desde 73 a 3214 kN...

En todo lo anterior hemos supuesto el caso más elemental: paños de fábrica que ocupan todo el vano y que no presentan huecos. El caso contrario, como el que refleja la figura nº 6-31 y la fotografía nº 6-14, se conoce en la literatura específica como “*pilares cautivos*” e induce en éstos el esquema de fallo de pilar corto al que haremos amplia referencia.

El Eurocódigo de sismo es especialmente claro advirtiendo frente a este mecanismo. En el extremo, cuando la longitud de pilar que no está en contacto con la fábrica es menor que vez y media su canto, obliga a disponer armaduras diagonales para resistir el cortante que se genera.¹

6.5. Consideraciones Normativas

Mientras que, tal y como explicábamos en el capítulo precedente, el problema de las fábricas como elementos pasivos (cuando el sismo introduce en ellas esfuerzos de flexión), ha sido explícitamente considerado en toda la normativa sismorresistente desde hace muchos años, su papel activo en la respuesta del edificio sólo se ha tratado de forma específica en ediciones normativas relativamente recientes.

La primera referencia directa² en nuestro país aparece en el apartado 4.1.4 “*Elementos no estructurales*” de la NCSE-94:

...“*Los elementos no estructurales, como muros de cerramiento, tabiquerías, etc. que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condicio-*

nes en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural, y se comprobarán para las acciones que se deriven del cálculo”...

Este artículo se mantiene íntegro en la vigente NCSE-02.

La Instrucción de Acero Estructural [12], trata este aspecto con mayor amplitud y plantea, incluso, un procedimiento aceptable de análisis:

...”Cuando no sea posible una evaluación precisa del efecto de dichos elementos en la rigidez de la construcción, bien porque su comportamiento no se conozca con suficiente precisión o bien porque puedan sufrir alteraciones a lo largo de la vida de la construcción, se adoptarán valores conservadores.

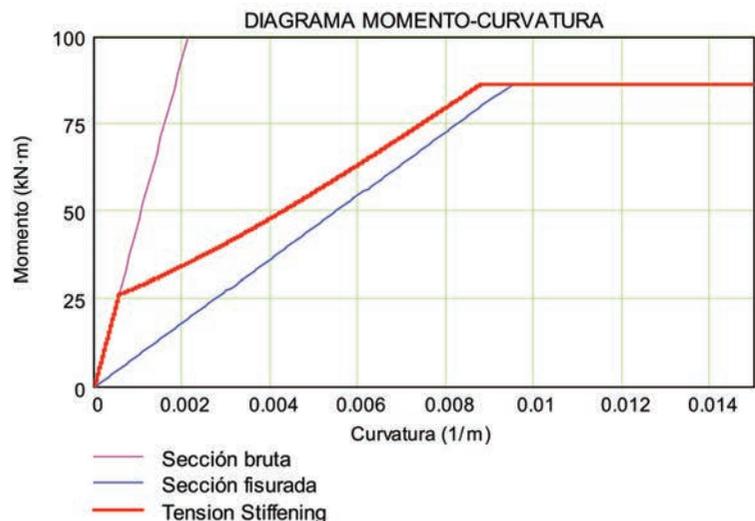
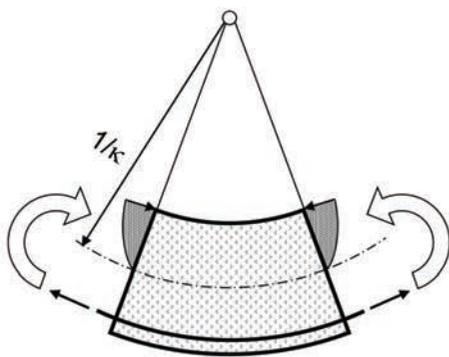
Lo anterior conducirá en general a la realización de más de

un análisis. Los esfuerzos se evaluarán mediante modelos en los que la rigidez no sea inferior a la real. En la evaluación de los desplazamientos, en cambio, se utilizarán valores de rigidez no superiores a los reales”...

El Eurocódigo de sismo prescribe la necesidad de considerar las fábricas en la evaluación de la respuesta del edificio ya desde sus primeras ediciones como norma, en los primeros años 90. La aportación de las fábricas a la rigidez del edificio se incorporaba directamente en la evaluación del período fundamental, que planteaba como media aritmética entre el correspondiente a la estructura desnuda y el del edificio completo, con la rigidez inicial de todos los cerramientos.

En su versión actual, el Eurocódigo es muy explícito al respecto. No sólo desarrolla apartados completos acerca de los elementos no estructurales y sus implicaciones sino que incluso condicio-

[120]



▲ Figura nº 6-32

na aspectos tan fundamentales como el factor de reducción por ductilidad, que en el caso de estructuras metálicas aporticadas se limita a 2 si existen rellenos de fábrica (tabla 6.2 de la norma), o la comprobación de pilares en el caso de las estructuras de hormigón.

Quizás una de las razones por las que esta norma dedica tanta atención a los elementos no estructurales y, en concreto, a la necesidad de introducir en el modelo del edificio la rigidez aportada por ellos, sea la reducción que simultáneamente prescribe para los estructurales.

En efecto, claramente especifica que al analizar la estructura mediante el método de los espectros de respuesta, el utilizado por la inmensa mayoría de los Técnicos y el que siguen la práctica totalidad de los programas de cálculo de estructuras, debe considerarse el efecto de la fisuración en las estructuras de hormigón. En concreto establece:

...“En edificios de hormigón, en edificios mixtos de hormigón y acero, y en edificios de fábrica, las rigideces de los elementos resistentes deberían evaluarse, en general, teniendo en cuenta el efecto de la fisuración. Dicha rigidez debería corresponder al inicio de la plastificación de la armadura.

A menos que se desarrolle un método más preciso de análisis de los elementos fisurados, las propiedades de la rigidez elástica a flexión y a cortante de los elementos de hormigón y de fábrica pueden tomarse iguales a la mitad de la rigidez correspondiente a los elementos sin fisurar”...

El diagrama de la figura nº 6-32 puede ilustrar la importancia de este aspecto. Muestra la relación entre el momento y la curvatura que induce.

La traza magenta representa el comportamiento de una sección de hormigón que no se fisurase a tracción (y despreciando en este caso la colaboración de la armadura a la rigidez). Es evidente que ello no es cierto porque el hormigón no resiste tracciones importantes y por tanto rompe y fisura la barra, pero todos nuestros modelos de cálculo omiten esta realidad: los programas de análisis estructural calculan la rigidez de las barras a partir de la geometría nominal de sus secciones.

La traza azul supone la sección totalmente fisurada y contempla la plastificación del acero.

La traza roja, regruessada, considera la sección completa hasta fisuración y, para momentos mayores al que produce tal fisuración, incorpora el efecto del hormigón entre fisuras, lo que se ha dado en llamar “*tension stiffening*”. Equivale a un comportamiento intermedio que se aproxima al de las secciones sin fisurar para bajos niveles de carga y al de las fisuradas para niveles próximos al de plastificación.

Lo importante es que la rigidez de la sección fisurada es muy inferior a la que corresponde a la sección nominal. En el ejemplo de la figura, que representa la sección típica de una viga, la relación es de 1 a 5.

Es decir, deberíamos introducir en el ordenador una estructura varias veces más flexible que la que normalmente modelamos.

Todo ello tiene consecuencias muy importantes:

- El desequilibrio entre las rigideces que la estructura y las fábricas aportan en realidad al edificio se hace aún más dramático, tanto a nivel global como local. Si en los capítulos precedentes llamábamos la atención sobre el efecto de planta

blanda que se crea al romper los cerramientos de baja, ahora deberíamos entender lo que significa reducir la rigidez de este tramo de pilares en proporciones tan importantes.

- Todos los resultados de los programas comerciales serían, en sentido estricto, erróneos. Los desplazamientos calculados serían muy inferiores a los reales y, en cambio, las cargas equivalentes estarían sobrealvaloradas.

El planteamiento actual parece evidentemente más riguroso, al exigir una modelización ajustada que valore la rigidez real de la estructura y la aportación de los cerramientos como elementos del modelo.

En cualquier caso, todo ello demuestra la creciente importancia que las normas conceden a la interacción entre la estructura y los elementos no estructurales.

6.6. Conclusiones

La rigidez y resistencia de los paños de fábrica ante acciones en su plano han condicionado la respuesta de los edificios durante el terremoto.

En muchos casos ello se debió simplemente a la inexistencia de una estructura capaz ante acciones horizontales, que tuvieron que ser transmitidas por las fábricas. Como se justificará en el siguiente capítulo, muchos de los edificios de Lorca (y de todo el país) han sido proyectados pensando únicamente en las cargas gravitatorias, y su estructura no puede aportar rigidez alguna frente a acciones horizontales. Hemos de repetir que, en nuestra opinión, no se ha construido de forma correcta.

El problema no es, de todas formas, tan simple. Muchos otros edificios que sí contaban con estructura resistente (siempre pensando en acciones horizontales) sufrieron también daños en todas las fábricas y no se comportaron, en definitiva de forma muy distinta. Y es que no basta con que exista una estructura sino que ésta ha de ofrecer una rigidez comparable, al menos, a la de las fábricas, algo extraordinariamente costoso y difícil de conseguir en la práctica. Desde nuestro punto de vista se trata de un aspecto fundamental que se abordará con detalle más adelante.

Edificios convencionales. Aspectos estructurales.

7

7.1.	Pilares cortos	125
7.2.	Atado horizontal	128
7.3.	Organización resistente	133
7.4.	Juntas entre las estructuras de los edificios	139
7.5.	Plantas blandas	140
7.6.	Escaleras	143
7.7.	Prácticas constructivas inadecuadas	146

7. Edificios convencionales.

Aspectos estructurales.

En lo que sigue trataremos de justificar algunos de los problemas de las estructuras de edificación. El objetivo básico es demostrar una de las ideas más claras que deseamos transmitir en este texto: los efectos del terremoto de Lorca en las estructuras no son distintos a los que desde hace muchos años reflejan las referencias habituales en sismo y, además, se resumen en unos pocos problemas concretos.

7.1. Pilares cortos

La rigidez de un pilar ante un desplazamiento lateral es proporcional a la tercera potencia de su longitud. Un pilar de longitud mitad de otro será, por tanto 8 veces más rígido a igualdad de sección.

Ello implica que si el sismo introduce un cortante total en la base de un edificio de valor dado, y todos los pilares son parecidos, el cortante se repartirá en partes también parecidas (figura nº 7-1 A). Pero si, por el contrario, uno de los pilares es más corto que los restantes (supongamos que la mitad) co-gerá mucha más carga (8 veces más). El pilar corto de la figura nº 7-1 B tendrá que absorber los dos tercios del cortante total, frente al 20% que hubiera tenido que soportar en caso de mantener la longitud total.

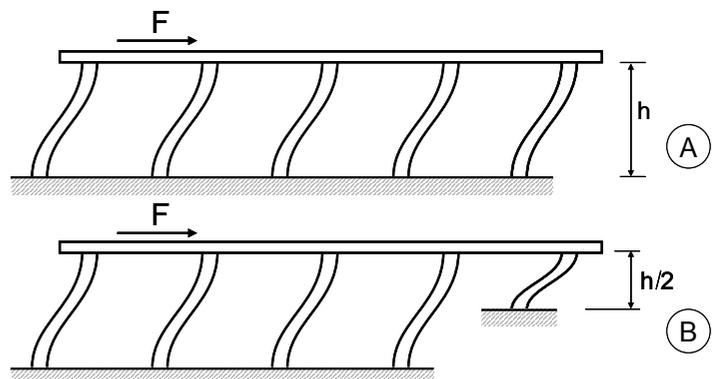
Por desproporcionadas que puedan parecer las estimaciones precedentes, la realidad observada en Lorca resultaba aún más desfavorable.



▲ Fotografía nº 7-1

[125]

Una de las situaciones en las que se producía el caso, recogida en la fotografía nº 7-1, correspondía a las alineaciones de fachada de los semi-sótanos. La altura de estas plantas (normalmente dedicadas a estacionamiento) es ma-



▲ Figura nº 7-1

yor que la de las restantes y, por tanto la longitud de los pilares interiores es igualmente mayor. La alineación de fachada, sin embargo, no arranca desde la misma cota que las demás sino desde el muro perimetral de sótano, a la cota de calle. Este muro no se sube hasta el forjado superior, como sería lógico desde el punto de vista estructural, para favorecer la iluminación y la ventilación del interior. Ello deja los pilares convertidos en enanos que en algunos casos no alcanzan siquiera la longitud necesaria como para considerarlos elementos lineales y en los que, por tanto, no es realista plantear una estimación creíble de rigideces o resistencias, ya que no serían aplicables las expresiones usuales referidas exclusivamente a tales elementos lineales.

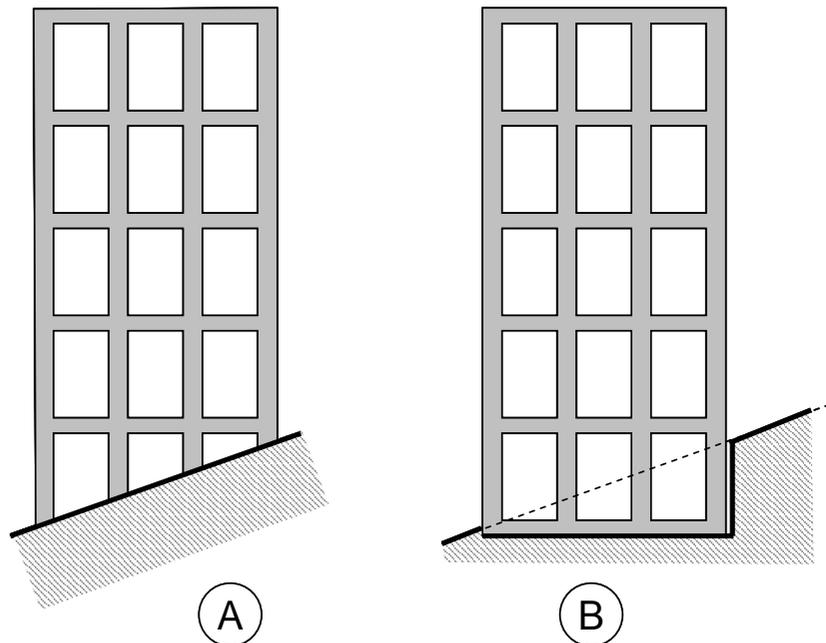
En definitiva, cuando la desproporción entre las longitudes libres de unos y otros pilares alcanza tales extremos deja ya de tener sentido cualquier estimación de reparto del cortante: los enanos se lo llevarán todo hasta que rompan, momento

a partir del cual empezarán los restantes pilares a entrar en carga.

El caso de los enanos que arrancan desde los muros de sótano no es el único ejemplo, aunque sí uno de los más peligrosos, de pilar corto. El problema se plantea igualmente cuando el edificio se sitúa en un emplazamiento en pendiente y se llega a la cota del primer forjado modificando la longitud de los pilares (figura nº 7-2 A). Naturalmente, el problema es el mismo si el pilar extremo se baja a la misma cota de los demás pero se construye adyacente al muro de sótano (figura nº 7-2 B). También se produce en las losas que forman las rampas de acceso a los aparcamientos. Obsérvese en la fotografía nº 7-2 cómo los pilares dañados (aunque la fotografía no permite apreciar el daño sí muestra el apuntalamiento realizado) son los que coinciden con la rampa.

Los pilares “cautivos”, a los que hemos hecho amplia referencia en el capítulo precedente, introducen riesgos aún

[126]



▲ Figura nº 7-2

plástico que, aunque no ideal (como se desarrolla más adelante) permite cierta ductilidad.

Ahora bien, el cortante máximo que puede actuar en un pilar (o, dicho de otra forma, la mayor fuerza “*F*” que puede transmitir en la figura nº 7-3) depende de su capacidad a flexión en los extremos, ya que el simple equilibrio estático permite escribir (figura nº 7-4):

$$\sum M = 0 \Rightarrow -2 \cdot M_p + V \cdot h = 0$$

$$V = \frac{2 \cdot M_p}{h}$$

Luego, si la resistencia a cortante del pilar es mayor que $2 \cdot M_p/h$ nunca se podría llegar a producir la rotura por cortante.

Para situar valores pensemos en un caso concreto. Supongamos un pilar de sección cuadrada, de 40 cm de lado en hormigón HA-25 (el de menor resistencia de los estructurales), armado con 8 redondos de 16 mm y con cercos de 8 mm cada 100 mm y cargado a menos de la tercera parte de su capacidad. Se trataría de una sección potente, correspondiente ya a un edificio de cierta entidad. Su resistencia a flexión ronda los 200 kN·m y a cortante soportaría aproximadamente 190 kN. Consecuentemente, para esta sección el pilar comenzaría a considerarse “corto” si su longitud fuese menor de:

$$h = \frac{2 \cdot M_p}{V} = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN} \cdot \text{m}}{190 \text{ kN}} = 2,1 \text{ m}$$

Obsérvese que este criterio es complementario al anterior: Ya no sólo hablamos de un pilar corto en una alineación de pilares normales, sino que, además, resulta lo suficientemente corto como para fallar a cortante. De hecho, todos

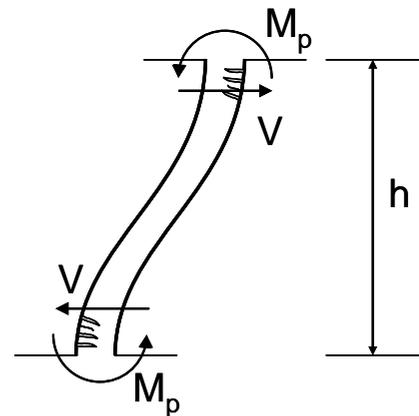
los fallos observados en pilares cortos (y la inmensa mayoría de los observados en pilares, con independencia de si eran o no cortos) respondían a esta forma (fotografía nº 7-3).

Es interesante señalar que la rotura por cortante puede no responder al esquema habitual en barras. Si existen rellenos de fábrica puede producirse el deslizamiento previo de la junta de hormigonado (fotografía nº 7-4), lo que demuestra, una vez más, la rigidez y resistencia de estos rellenos.

7.2. Atado horizontal

Al igual que en los edificios con muros, en los que poseen estructura de barras es fundamental el atado en horizontal de todas estas barras porque, en caso contrario, el desplazamiento diferencial entre las cabezas de los pilares en cada piso introduciría esfuerzos imprevistos (flexiones de eje vertical y torsiones) en las vigas.

La configuración más repetida de forjados en Lorca es la unidireccional de hormigón, configuración que nace tras la guerra civil por la necesidad de reconstruir las edificaciones destruidas, lo



▲ Figura nº 7-4

superiores, por imprevistos, a los señalados. Pilares cautivos son los coartados por elementos no estructurales, paños de fábrica y losas de escalera, usualmente.

De lo expuesto en los párrafos precedentes se concluye la importancia de que todos los pilares de la planta tengan una longitud similar (en definitiva, que se observe cierta regularidad, idea reiterada a lo largo del texto) y de que, en ningún caso, se dispongan enanos de longitud muy corta. Lógicamente, sería necesario cuantificar el valor de tal longitud.

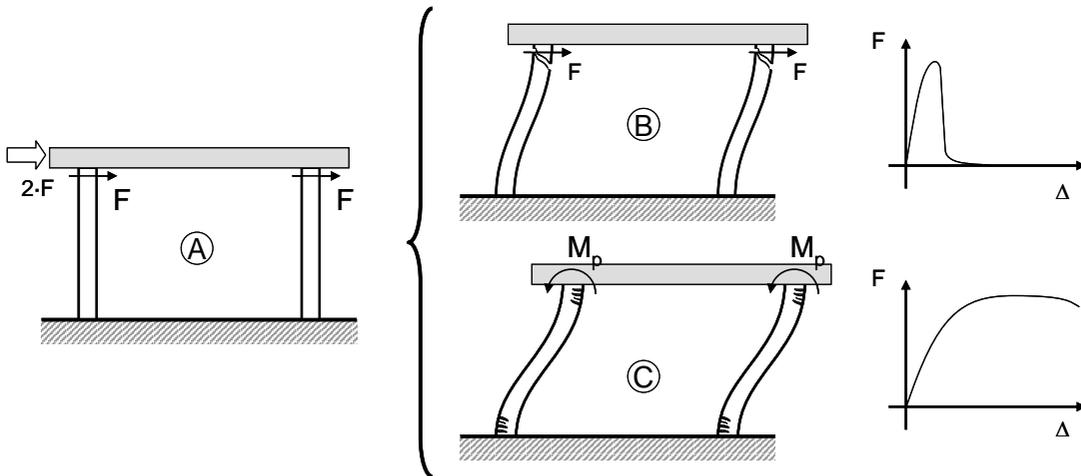
Un primer criterio respondería a los planteamientos clásicos de cálculo en capacidad. Como principio de proyecto, ante una sollicitación sísmica los pilares han de alcanzar su capacidad a flexión antes de llegar al fallo por cortante. Se trata de una idea general, que se aplica a cualquier elemento lineal, viga o pilar, de cualquier longitud y que pretende garantizar la formación de un mecanismo dúctil.

El valor máximo de la fuerza "F" que se puede aplicar en la cabeza de un pilar y en dirección normal a su eje (figura



▲ Fotografía nº 7-2

nº 7-3 A) queda acotado bien por la rotura del pilar a cortante (figura nº 7-3 B), o bien por la formación de sendas rótulas plásticas en los extremos (figura nº 7-3 C). La rotura por cortante es frágil, no permite redistribución alguna de esfuerzos ni permite confiar en algún valor residual. Es por tanto una forma de fallo a evitar. Por el contrario, la formación de rótulas plásticas en los extremos permite la formación de un mecanismo



▲ Figura nº 7-3



▲ Fotografía nº 7-3

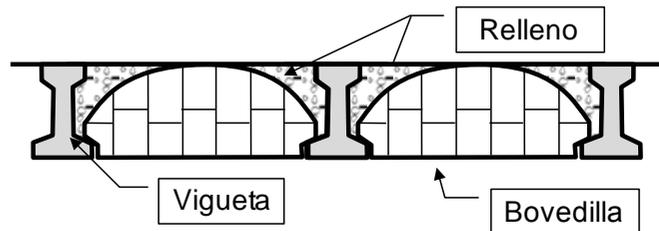


▲ Fotografía nº 7-4

que, junto con la escasez del acero consecuencia de la Segunda Gran Guerra y la falta de mano de obra cualificada, condujeron inevitablemente a la configuración de forjado que se haría insustituible durante muchos años, el de vigueta y bovedilla y bovedilla.

Las primeras realizaciones se basaban en el empleo de viguetas de hormigón armado apoyadas directamente sobre las vigas o sobre muros resistentes de fábrica, en ocasiones enlazadas a la propia estructura de forma muy precaria (no era general la formación de zunchos resistentes perimetrales). El entrevigado se salvaba bien mediante bloques huecos, cerámicos o de mortero, “bovedillas”, bien mediante roscas de rasillas, y el espacio restante se rellenaba y nivelaba con los materiales más dispares (figura nº 7-5).

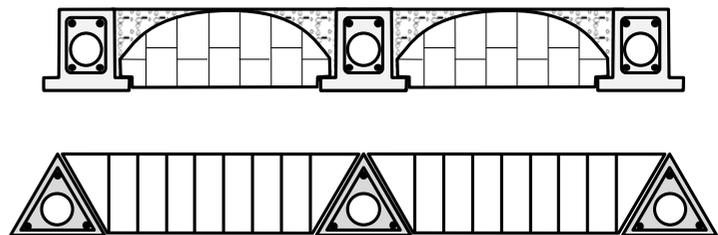
Se llegaron a emplear, con cierto éxito, las soluciones desarrolladas para los postes de conducción eléctrica, basadas



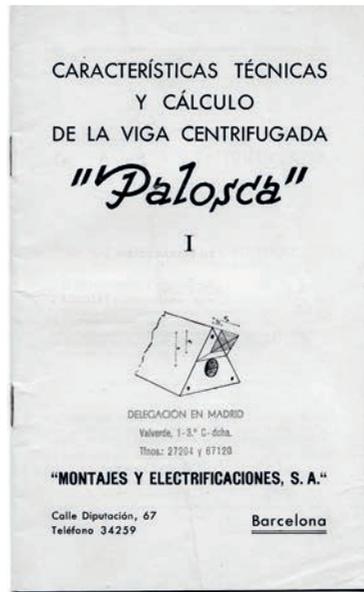
▲ Figura nº 7-5

en elementos centrifugados. La figura nº 7-6 muestra algunas de ellas.

Es interesante señalar cómo, pese a la escasez de medios, en algunos casos se hacía ya un esfuerzo importante en



▲ Figura nº 7-6



▲ Figura nº 7-7

la difusión de los procedimientos de cálculo y recomendaciones de ejecución y uso, esfuerzo destinado a facilitar la labor del Arquitecto autor del proyecto. La figura nº 7-7 muestra uno de los folletos entonces en uso (el de la figura fue publicado en 1942) y utiliza ya unos procedimientos de comprobación, en régimen plástico, muy avanzados para la época.

Aunque estos forjados incumplían de forma evidente los principios básicos de monolitismo y enlace al resto de la es-

tructura, principios en los que se basa la consideración del forjado como diafragma rígido en su plano y solidario con la estructura que hoy en día constituye la base de cualquier proyecto de edificación, la verdad es que se cuentan por miles los edificios que utilizaron estos forjados en nuestro país.

A mediados de siglo aparecen dos novedades que se generalizarían rápidamente: Las "semiviguetas" y el pretensado.

Las semiviguetas o "viguetas semirresistentes" son simplemente viguetas de escasa capacidad que requieren la colaboración del hormigón vertido in situ no sólo para soportar las cargas totales de proyecto sino, en la mayoría de los casos, incluso las correspondientes al peso del forjado, por lo que requieren el apuntalamiento durante la construcción. La figura nº 7-8, tomada de Calavera [21] permite apreciar las diferencias.

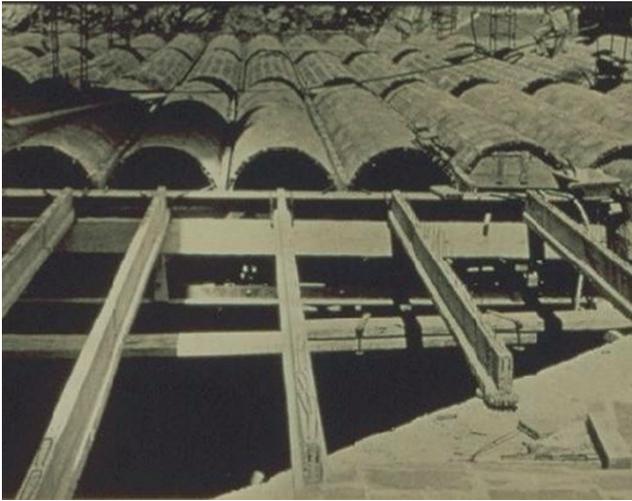
El empleo de armaduras pretesas adherentes, desarrollado en grandes instalaciones industriales, permitió la fabricación económica y en grandes series de viguetas y semiviguetas, que aprovechaban las ventajas de las secciones pretensadas. La fotografía nº 7-5 muestra una de las primeras realizaciones, en 1945.

Desde los años 50 a los primeros 70 se produjo entre los prefabricadores una carrera, poco afortunada, en la reducción del coste directo. Se basaba en el ahorro de materiales y se concretaba en la reducción de espesores, el uso de bovedillas diseñadas para minimizar el volumen del hormigón in situ, evitar zunchados,... Obsérvese en la fotografía nº 7-6 el apoyo directo de la fachada sobre los extremos de las viguetas y bovedillas.

Hubo que esperar al año 1973 para que, por primera vez, la Instrucción de hormi-



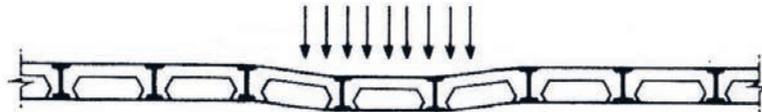
▲ Figura nº 7-8



▲ Fotografía nº 7-5



▲ Fotografía nº 7-6



▲ Figura nº 7-9

[131]

gón armado impusiera la obligatoriedad de disponer una capa de compresión como la mostrada en la figura nº 7-8 b).

Pese a lo evidente de su importancia en zonas sísmicas no fue éste el motivo de la disposición, que únicamente pretendía el reparto de las cargas concentradas, debidas fundamentalmente al apoyo de tabiquerías (construidas sobre la cara superior del forjado) o al apoyo imprevisto en las tabiquerías inferiores (si no se dejaba junta entre el borde superior de la tabiquería y la cara inferior del forjado). Este tipo de cargas había venido provocando daños en los solados y en las bovedillas por desplazamiento relativo de la vigueta cargada respecto a las aladañas (deformación en "teclas de piano", figura nº 7-9, tomada de Calavera).

También se obligaba a disponer zunchados perimetrales, se concretaba la necesidad de conectar las viguetas a la estructura, se especificaban valores

EH-73

INSTRUCCION
para el proyecto y la ejecución
de obras de hormigón
en masa o armado

1973

COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON

artículo

con pilas resistentes: no inferior a 2 cm. ni a $a/8$;
con o sin pilas aligeradas: no inferior a 2 cm ni a $a/8$;
siendo a , la distancia del punto considerando al eje de la pila.

con pilas resistentes: $h_p \geq a/8 < 2$ cm.
con pilas aligeradas: $h_p \geq a/8 < 2$ cm.

Figura 43.3

b) En la losa de hormigón, y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto, constituida por barras de alambres no superior a 23 cm, cuya área A_p en cm² cumpla la condición:

$$A_p \geq \frac{500 h_p}{f_{td}} < \frac{2000}{f_{td}}$$

siendo h_p el espesor en cm de la losa de hormigón en el centro de la pila, y f_{td} la resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en MPa.

c) En el cálculo de los forjados con pilas resistentes, pueden considerarse formando parte de la sección de hormigón los tabiques de las pilas en contacto con el hormigón. Para tener en cuenta en el cálculo otras partes de las pilas, es preciso justificar experimentalmente su colaboración.

d) En el cálculo de los forjados continuos puede considerarse redistribución de momentos por plasticidad, que, como mínimo, debe a igual en valor absoluto los máximos momentos de vano con los momentos de apoyo.

e) Los nervios o semiviguetas no precisan armadura transversal en toda sección en que se cumple:

$$V_d \leq 2 f_{ct} \cdot b_w \cdot d$$

siendo:

- V_d el esfuerzo cortante de cálculo;
- f_{ct} la resistencia virtual de cálculo a esfuerzo cortante (véase apartado 35.2);
- b_w la anchura eficaz del nervio;
- d el canto útil de la sección.

En los casos en que no se cumpla la condición anterior, se dispondrá armadura transversal cuya contribución V_{d1} cumpla:

▲ Figura nº 7-10



▲ Fotografía nº 7-7

mínimos de canto... Esta norma, (figura nº 7-10) supuso un punto claro de inflexión en la calidad de los forjados.

Aunque muchos de los edificios inspeccionados en Lorca no contaban con capa de compresión en sus forjados, los daños observados no fueron tan graves como se hubiera podido esperar, al menos en los bloques de viviendas. De hecho, no llegamos a apreciar deformaciones o daños en forjados achacables de forma directa y única a la falta de monolitismo. Los posibles síntomas se limitaban a la abertura de las juntas entre las baldosas del solado, abertura que, muy probablemente, tuviera un origen previo y diferente al sismo en la mayoría de las ocasiones. De hecho, en algún caso se llegaron a realizar calas en los solados que permitieron apreciar la separación entre viguetas y rellenos, fotografía nº 7-7, cuyo aspecto no permitía relacionarlos con el sismo.

[132]



▲ Fotografía nº 7-8

En viviendas unifamiliares sí se encontraron algunos casos de deformación del forjado, con pérdida de entrega de las viguetas e, incluso, desplazamiento relativo entre ellas. Habitualmente se trataba de forjados de madera, formados a partir de simples rollizos sin ningún tipo de conexión resistente en el apoyo. Aunque el problema se repetía en algunos forjados de hormigón, éstos respondían a configuraciones estructurales muy pobres, probablemente desarrolladas sin apoyo técnico alguno, y formalmente idénticas a las de madera (fotografía nº 7-8).

En algunos casos hemos observado el desplazamiento del forjado en conjunto sobre las vigas, pero únicamente cuando éstas eran metálicas y no contaban con conexión alguna al forjado (fotografía nº 7-9).

7.3. Organización Resistente

7.3.1 Ausencia de estructura

Aunque el título del apartado puede parecer dramático en exceso, refleja una realidad observada en Lorca con cierta frecuencia. Naturalmente, no se trata de una ausencia completa sino tan sólo en el sentido horizontal. Es el caso, ya comentado en los capítulos precedentes, de los edificios cuya estructura está formada por pórticos planos entre los que únicamente se tiende el forjado unidireccional (fotografía nº 7-10).

También hemos encontrado casos en los que la estructura sólo puede tener alguna capacidad en sentido vertical, dada la falta de conexión real entre las barras (vigas apoyadas de forma directa sobre los pilares, según muestra la fotografía nº 7-8 precedente).

El mismo problema se presenta en una configuración estructural que hemos encontrado con cierta frecuencia en la ciudad y que se caracteriza por la disposición de vigas metálicas y pilares de hormigón (fotografía nº 7-11). Naturalmente, el nudo viga-pilar no puede en este caso garantizar la mínima rigidez y, por lo tanto, el conjunto no trabajará como pórtico. La estructura queda reducida, frente a las cargas laterales, a una sucesión de simples pilares en voladizo. En realidad, la configuración es incluso menos favorable, porque la resistencia de los pilares prácticamente se anula en la zona del nudo, zona en la que el perfil impide el correcto hormigonado, interrumpe toda continuidad en el flujo de tensiones de la sección y en la que, aún más grave, es imposible mantener el confinamiento del hormigón o el atado de la armadura, porque no se pueden disponer cercos.



▲ Fotografía nº 7-9



▲ Fotografía nº 7-10



▲ Fotografía nº 7-11



▲ Fotografía nº 7-12

[134]

En algún caso hemos podido comprobar, además, que no existe conexión alguna entre las vigas y el forjado.

Merece la pena citar, por último, la frecuente existencia de añadidos a la construcción original, normalmente formando nuevas plantas sobre las existentes, en los que no es posible identificar estructura alguna. Simplemente consisten en forjados dispuestos sobre prolongaciones de las fachadas, realizadas en muchos casos mediante fábrica de ladrillo no resistente.

7.3.2 Disposición inadecuada de masas

Uno de los aspectos que nos sorprendió ya desde las primeras visitas de inspección fue la frecuencia con la que se habían dispuesto depósitos, alguno de ellos de grandes proporciones (fotografía nº 7-12), en edificios convencionales. Su existencia res-

ponde a las imposiciones legales relativas al uso de determinado tipo de locales públicos, en los que es necesario asegurar un volumen mínimo de reservas de agua. Aunque resulta difícil creer que estos depósitos hayan podido contener toda su capacidad en algún momento, porque probablemente ello hubiese causado la ruina del forjado sobre el que se disponen, constituyen un riesgo inadmisibles en una zona sísmica.

Igualmente llamativo es el elevado número de depósitos de combustible que se colocan en las azoteas de los edificios, práctica que llega a ser sistemática en algunas zonas (fotografía nº 7-13). Recuérdese que la magnitud de las aceleraciones en cubierta es muy superior a la del terreno, del orden de la de la gravedad en los casos habituales estudiados más atrás, por lo que es fácil comprender la magnitud de las acciones que estos depó-



▲ **Fotografía nº 7-13**

sitos inducen en la estructura (ha de tenerse en cuenta que tales acciones son las resultantes no sólo del peso del propio depósito, sino también del de su pedestal).

Con independencia de lo anterior, estos depósitos representan cierto riesgo asociado a la posibilidad de fugas debidas a la rotura de los anclajes o las tuberías.

Digno de mención resulta igualmente el efecto de los grandes espesores de rellenos observados en forjados, resultados de sucesivas reposiciones del solado sin la previa eliminación del anterior (fotografía nº 7-14). Es curioso que una de las labores habituales de reparación tras el terremoto consista en la disposición de un solado nuevo, dispuesto sobre el existente.



▲ **Fotografía nº 7-14**

7.3.3 Roturas contrarias a la jerarquía normativa

El cálculo sísmico se basa, desde hace muchos años, en la ductilidad de la estructura, es decir, en su capacidad para formar mecanismos plásticos con capacidad de deformación suficiente para soportar los desplazamientos impuestos por el sismo y hacerlo tantas veces, tantos ciclos, como éste le transmita.

Garantizar esa ductilidad no es fácil. Exige un conocimiento previo del comportamiento de las estructuras del que realmente no se dispone hoy en día, al menos no para todo tipo de estructuras.

Solamente de algunos tipos estructurales (sistemas aperticados o sistemas apantallados, básicamente) construidos con materiales homogéneos (hormigón o acero, pero no hormigón y acero) y que utilizan es-

quemadas de detalle muy concretas (cuantías, anclajes, estribado, etc. en el caso de las estructuras de hormigón) es posible garantizar algún valor de la ductilidad.

Además de todo lo anterior, el proyecto de esos pocos tipos estructurales ha de seguir pautas muy concretas que garanticen una jerarquía de resistencias muy precisa: los nudos han de resistir más que las barras unidas, los pilares más que las vigas, cualquier barra ha de resistir más a corte que a flexión,...

Pues bien, la realidad apreciada en Lorca es justamente la contraria.

Nosotros no hemos encontrado ningún caso que cumpla esta jerarquía. No hemos podido observar la formación de una sola rótula en vigas (que debería ser el primer efecto de la sollicitación sísmica) y, en cambio, hemos registrado el fallo por cortante de de-

[136]



▲ Fotografía nº 7-15

cenos de pilares, fallo que no debería haberse producido en ningún caso. Tampoco, por supuesto, el de nudos como el que muestra la fotografía nº 7-15. Obsérvese, además, la falta de cercos y la ausencia de junta con el edificio aledaño.

Es interesante comparar esta fotografía con la siguiente, fotografía nº 7-16, tomada en una ciudad de baja sismicidad en México. Obsérvese la cuantía de cercos en los nudos.

En definitiva, el principio clásico de “*viga débil, pilar fuerte*” no parece acorde con la imagen que transmiten muchas estructuras de la ciudad, cuya geometría (fotografía nº 7-17) sugiere el comportamiento contrario.

7.3.4 Disposición inadecuada de las pantallas

Los sistemas estructurales basados en la disposición de pantallas constituyen una de las soluciones clásicas frente a las acciones horizontales y, en concreto, la sísmica. De hecho, según algunos proyectistas constituyen la única solución eficaz cuando se intenta no sólo evitar el colapso del edificio sino también mitigar los daños que en éste produce el terremoto, ya que sólo las pantallas pueden aportar a la estructura la rigidez necesaria para reducir los desplazamientos relativos entre plantas, causantes directos de los daños a la tabiquería.

Las estructuras apantalladas son, en definitiva, una solución válida frente a sismo. Ahora bien, una estructura apantallada es mucho más que una pantalla (o varias, pensando en el conjunto del edificio). Tan importantes como la propia pantalla son los elementos que en cada planta recogen



▲ Fotografía nº 7-16



▲ Fotografía nº 7-17



▲ Fotografía nº 7-18



▲ Fotografía nº 7-20

las fuerzas de sismo en cada uno de los puntos en los que se producen y las canalizan hacia ella. Es necesario proyectar el resto de la estructura alrededor del “*punto duro*” que en cada nivel y en cada dirección en planta supone la correspondiente pantalla. No se puede confiar en la capacidad de un forjado convencional frente a las acciones de diafragma.

En Lorca no siempre se adoptaron las precauciones más elementales al respecto, dando como resultado el que, en algunos casos, la pantalla cortó literalmente el forjado. Obsérvese en la fotografía nº 7-18 la fisuración a 45° de éste en las zonas laterales a la pantalla, así como el aplastamiento de los aligeramientos en todo su frente. Es claro que hubiera sido necesario, cuando menos, disponer una viga corrida en prolongación del plano de arriostramiento.

Otro aspecto que determina el comportamiento de las pantallas es su armado. Cumplir con el principio básico del proyecto sismorresistente consistente en evitar roturas frágiles conduce a armados extraordinariamente costosos, con cuantías de armadura,

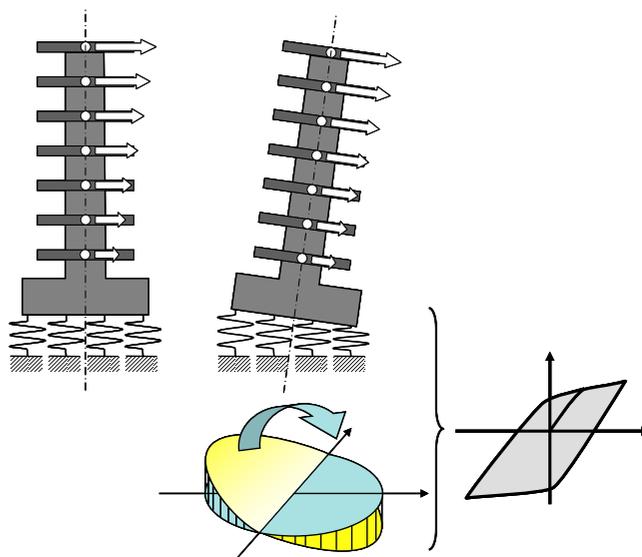


▲ Fotografía nº 7-19

especialmente de la horizontal, muy superiores a las observadas en Lorca (fotografía nº 7-19), cuantías estas últimas responsables del fallo a cortante de muchas pantallas (fotografía nº 7-20).

Por último, es evidente la necesidad de dotar a las pantallas de cimentaciones muy potentes, dado que concentran toda la reacción frente a las cargas horizontales. De hecho, en cuanto la altura del edificio empieza a ser importante el proyecto de estas cimentaciones se complica por la necesidad de comprobar no sólo la resistencia sino también la rigidez. Si el terreno no es suficientemente rígido (lo que resulta difícil de precisar, porque el suelo tiene un comportamiento marcadamente no-lineal, y consecuentemente la rigidez depende de lo importante que sea la sollicitación) se produce el giro de la cimentación y, con ella, de la pantalla, que se movería como un sólido rígido (figura nº 7-11). El resultado último es la reducción de la rigidez efectiva

En definitiva, es evidente que las pantallas constituyen una solución frente a sismo, pero ni fácil ni económica.



▲ Figura nº 7-11

Si los forjados no coinciden en altura puede ocurrir incluso que el del edificio de más reciente construcción penetre literalmente el perímetro del aldaño, hasta topar contra el tabique de trasdosado. En estas situaciones los forjados del nuevo edificio abrazan los pilares del existente (obsérvese la fotografía nº 7-21, que muestra el forjado del edificio que se situaría a la izquierda de la imagen envolviendo el pilar del edificio desde el que se está haciendo la fotografía, a la derecha de la imagen).

[139]

7.4. Juntas entre las estructuras de los edificios

El problema de las juntas, al menos conforme a lo que hemos podido observar en Lorca, es que no existen.

La práctica habitual parece haber sido hormigonar la estructura de un edificio directamente contra el aldaño, que se utiliza como lateral de encofrado. Usualmente tan sólo se disponen algunas placas de poliestireno entre ambos edificios.

Naturalmente, esta práctica ha inducido daños muy graves en las estructuras y en las fábricas de trasdosado, fábricas muy robustas cuyo colapso constituye un riesgo serio (fotografía nº 7-22).



▲ Fotografía nº 7-21



▲ Fotografía nº 7-22

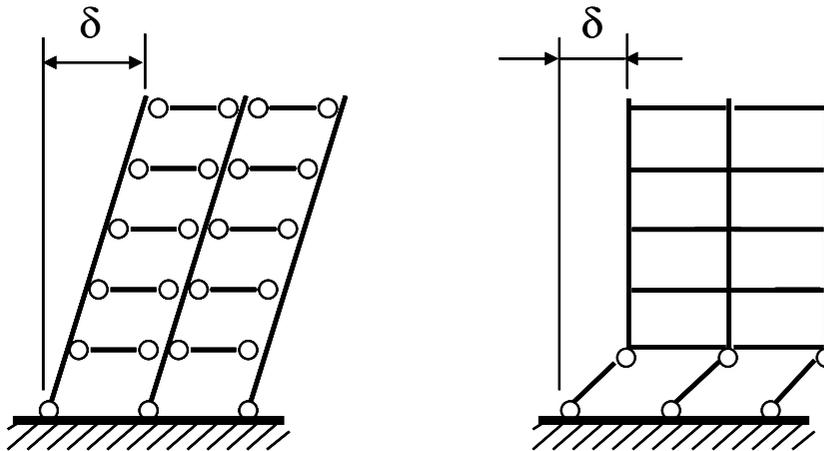
7.5. Plantas blandas

En lo que sigue analizaremos algunas ideas que, en ocasiones, se expresan en forma confusa.

En un principio se utilizaba el término “flexible”, o, simplemente “blanda”, para designar aquella planta, normalmente la baja, que presentaba una rigidez muy inferior a las restantes. El término no sólo no tenía ninguna connotación negativa sino que, por el contrario, se empleaba a veces en el sentido positivo. Una planta baja flexible eleva el período del edificio y reduce las cargas equivalentes. No es de extrañar, por tanto, el que en el pasado se haya planteado el empleo de este tipo de soluciones con base en sus aparentes ventajas.

Pronto se comprendió que, en realidad, tales ventajas tan sólo ponían de relieve las carencias de un procedimiento de comprobación, basado en cargas equivalentes, que no representa de forma completa la sollicitación sísmica. En efecto, aunque las cargas eran inferiores, los desplazamientos aumentaban y, lo que es más importante, se producían en una forma tal que concentraban las deformaciones en unos pocos puntos, los extremos de los pilares de la planta blanda. Si el desplazamiento del edificio durante el sismo se consigue mediante la deformación de todas las plantas en una proporción similar, en un mecanismo plástico ideal, las secciones plastificadas necesitarán girar menos que si el desplazamiento se limita al de la planta blanda (figura nº 7-12)

En el primer caso el giro de las rótulas será $\theta = \delta/(5h)$ y en el segundo $\theta = \delta/h$, es decir, cinco veces superior. Por otra parte, el mecanismo plástico asociado al esquema de planta blanda supone la formación de rótulas justo



▲ Figura nº 7-12

en las secciones de la estructura en las que más difícil resulta conseguir alguna ductilidad (simplemente porque es en ellas donde el esfuerzo axial es máximo). Al contrario, un mecanismo ideal concentra las rótulas en los extremos de las vigas, en donde es más fácil obtener grandes rotaciones plásticas estables porque no existe un axil apreciable. Por último, el fallo de una rótula en el extremo de una viga es siempre menos peligroso que el de una rótula en el extremo de un pilar, porque la primera producirá únicamente un colapso local mientras que la segunda inducirá probablemente el del edificio entero.

Naturalmente, ninguna de las razones citadas constituye un argumento definitivo. De hecho, algunos autores plantean que los riesgos citados se pueden controlar y que ello supone un sobre-coste asumible e incluso rentable. Argumentan que la reparación de un edificio que durante el terremoto se hubiera comportado correctamente es siempre inviable, mientras que la reparación del edificio con planta blanda sería, muy probablemente, posible. Esto es, si los daños se reparten de forma global en todo el edificio, su recuperación sería excesivamente cos-

tosa, pero si se limitan a los pilares de la planta baja tal recuperación es muy económica, especialmente cuando en esa planta no existen fábricas que reparar (como los edificios representativos del barrio de San Fernando),

Con todo, el problema real de las plantas blandas es que en muy raras ocasiones se plantean como tales desde el proyecto, por lo que no se pone el cuidado necesario en las zonas de disipación, los extremos de los pilares. Como hemos señalado ya desde el principio, el método de cálculo habitual, basado en cargas equivalentes que se aplican a un modelo lineal, es ajeno a todos estos aspectos. Como consecuencia, las plantas blandas han conducido en muchas ocasiones al colapso completo del edificio y de ahí el calificativo de “*débiles*” con las que a veces se designan y que, desde un punto de vista puramente conceptual, no se justificaría.

En Lorca se han observado frecuentemente estas situaciones, que en la mayoría de las ocasiones tendrían que designarse como plantas “*débiles*” y no “*blandas*” porque constituyen un riesgo cierto ante el sismo. Normalmente son el resultado de una ordenación urba-

na, que exige mayor altura de las plantas comerciales, y de las condiciones arquitectónicas. Todo ello da lugar a una planta baja cuyos pilares, en los que no se han dispuesto armados adecuados, son de mayor altura que en el resto y que se resuelve en muchos casos con cerramientos provisionales, poco resistentes (tabicones de ejecución rápida y sin conexión alguna a la estructura), e incluso cristalería (fotografía nº 7-23).

También, como ya se ha indicado, se observaron frecuentemente casos de plantas bajas exentas (el citado barrio de San Fernando es un claro ejemplo) que responden a esta tipología. Igualmente es necesario citar la formación de mecanismos de este tipo por la rotura de las fábricas en la planta baja.

El resultado más claro observado en Lorca ha sido la frecuencia con la que el choque entre edificios se manifiesta ya en la primera planta (fotografía nº 7-24).

Lógicamente, mientras que el choque entre edificios próximos que se mueven conforme al patrón habitual, deseable, se produciría en las plantas más altas, (figura nº 7-13 A), el choque entre edificios con plantas débiles se produce por igual en toda su altura (figura nº 7-13 B).

Con la excepción de este efecto de golpeo, en las plantas inferiores de los edificios no hemos encontrado grandes daños que podamos atribuir de forma única y directa al comportamiento de planta débil. Ciertos daños, como el pandeo de las armaduras en los extremos de algunos pilares de los edificios del Barrio de San Fernando (fotografía nº 7-25) han sido causados claramente por el exceso de demanda de ductilidad en la sección, pero aún es más clara la responsabilidad en el fallo de un armado inadecuado y de una ejecución poco cuidada (que queda reflejada en el escaso recubrimiento. Obsérvese la oxidación de la armadura, que demuestra la pérdida previa al sismo de recubrimiento efectivo).

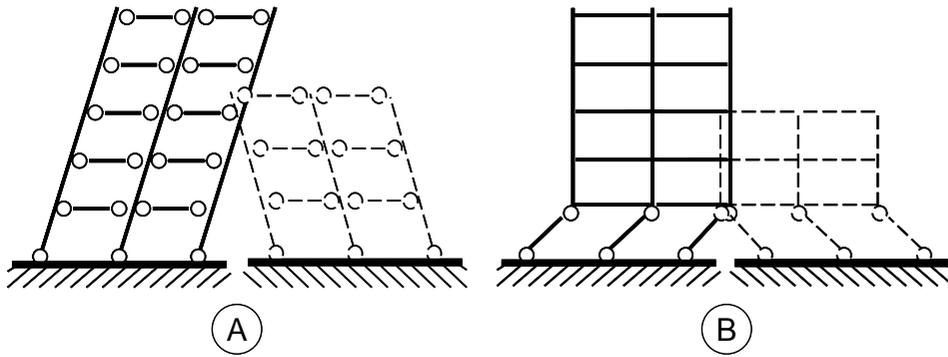
Muy probablemente hayan sido las muy especiales características del terremoto de Lorca las que justifiquen lo escaso de los daños observados. Las plantas blandas son más peligrosas frente a sismos menos próximos, con mayor duración y con un espectro menos concentrado en el rango bajo de los períodos. Como indicábamos al principio del apartado, las plantas blandas elevan el período del edificio, apartándolo de las zonas de mayor amplificación de este tipo de terremotos, próximos, que afectan en mayor grado a los edificios rígidos.

Así, la escasa duración del sismo ha sido otro factor fundamental. Tan importante como la capacidad de una sección para formar rótulas dúctiles es

[142]



▲ Fotografía nº 7-23



▲ Figura nº 7-13

que sean estables, esto es, que puedan soportar un número suficiente de sacudidas alternas en el campo plástico. En el caso de Lorca, y dado que el terremoto consistió prácticamente en una única sacudida, muy violenta pero de muy corta duración, las secciones no tuvieron que soportar la reiteración de solicitaciones propia de un sismo convencional.

7.6. Escaleras

La NCSE-02 plantea, en lo que a las escaleras se refiere:

...“Las vías generales de evacuación, especialmente los núcleos verticales de comunicación como las escaleras, estarán dotadas de resistencia y ductilidad adicional para facilitar su utilización, aún en el caso de sismos importantes”...

[143]



▲ Fotografía nº 7-24



▲ Fotografía nº 7-25

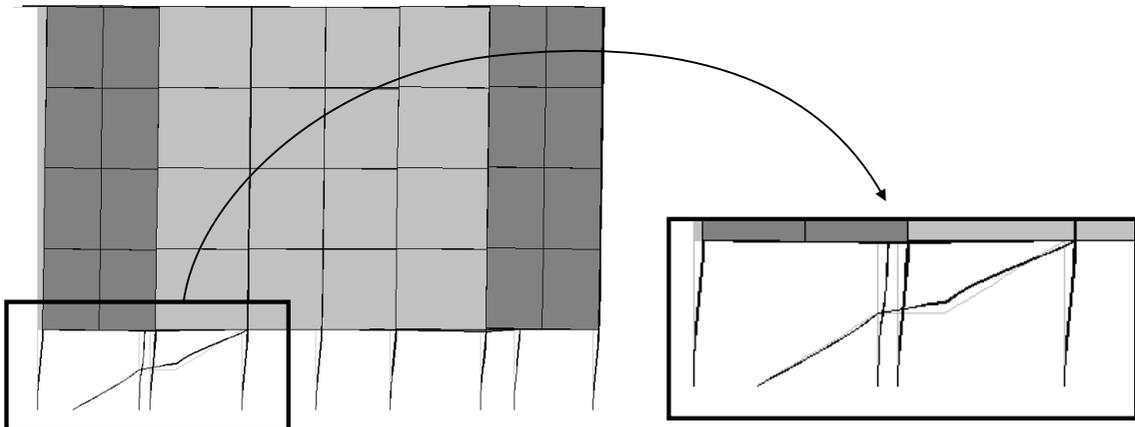


▲ Fotografía nº 7-26

Es evidente, sin embargo, que muchas de las disposiciones habituales incumplen por principio esta idea, toda vez que confían la estabilidad de las zancas al apoyo en las fábricas que forman la propia caja de escaleras que, como justificaremos más adelante, es precisamente uno de los primeros elementos que fallan en caso de sismo, dejando así en precario la escalera (fotografía nº 7-26).

Las escaleras presentan también el doble carácter al que hacíamos referencia al analizar las fábricas. Por un lado, como elementos pasivos, las losas que las forman se ven solicitadas por los desplazamientos del edificio, que inducen en ellas esfuerzos para los que normalmente no han sido calculadas (figura nº 7-14) y que, en muchos casos, han provocado su ruina (fotografía nº 7-27). Las consecuencias del fallo de las escaleras son tan graves como evidentes, por lo que no insistiremos en la importancia de prevenirlos.

También como elementos activos, que modifican la rigidez y la resistencia de la estructura, las escaleras tienen gran importancia. Cuando en el **apartado 6.2 “Introducción de irregularidades en alzado”** se presentaron los re-



▲ Figura nº 7-14

sultados obtenidos en la modelización numérica de uno de los edificios del Barrio de San Fernando se pudo comprobar cómo la consideración de la losa de escaleras modificó no sólo los valores modales sino también su distribución, y ello a causa del incremento de rigidez introducido por la losa.

Debemos señalar, no obstante, que el efecto real de las escaleras es más importante de lo que reflejan aquellos números, porque necesariamente incluye el de los cerramientos de la caja, cerramientos que interactúan con la losa de la propia escalera formando un conjunto más rígido y potente de lo que sería la simple suma de las aportaciones de ambos y que no puede reflejar el modelo, muy simple, utilizado en aquel apartado.

Naturalmente, todo lo que en los capítulos precedentes se comentó en relación a las fábricas podría transcribirse literalmente aquí. Por ejemplo, la situación en planta de la caja de escaleras puede, si resulta asimétrica, condicionar la respuesta global de la estructura, constituyendo un caso evidente de irregularidad en planta normalmente no contemplado en el análisis estructural del edificio.

Por último, en lo que a la resistencia se refiere, la mayor afección a la estructura se presenta cuando las losas de escaleras se unen a algún pilar (o simplemente se topan contra él) porque en ese caso se forma un evidente mecanismo de pilar corto con las consecuencias que se pueden imaginar (fotografía nº 7-28).

Con todo, son las formas constructivas empleadas en las escaleras las que motivan las mayores incertidumbres. Ya en la introducción al apartado mencionamos la práctica generalizada de apoyar las escaleras en paños de fábrica, paños de ejecución muy pobre en algunos casos, y el riesgo que ello conlleva.



▲ Fotografía nº 7-27



▲ Fotografía nº 7-28



▲ Fotografía nº 7-29

Más sorprendente, tanto por lo elemental del problema como por la frecuencia con la que se observó, es el caso del fallo por empuje al vacío de la armadura traccionada de la losa (figura nº 7-15). La necesidad de prolongar la armadura hasta anclar en la cabeza comprimida, repetida en los textos más elementales, no se respetó en muchas ocasiones, produciendo graves roturas en la zona de quiebro (fotografía nº 7-29).

La fotografía nº 7-30 muestra la configuración de armado observado en muchas

losas de escalera, configuración incapaz de ofrecer la mínima seguridad.

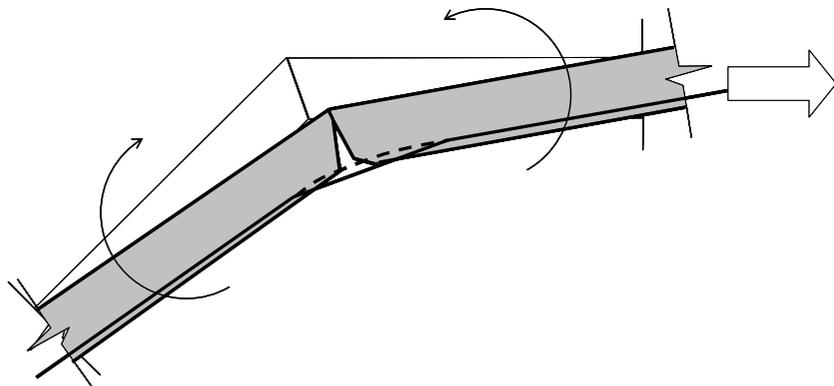
7.7. Prácticas constructivas inadecuadas

En este apartado describiremos algunos de los aspectos relativos a los detalles de armado o de ejecución observados en Lorca que pueden haber condicionado el comportamiento estructural.

Desde nuestro punto de vista la importancia de estos aspectos es sólo relativa. Es claro que si el edificio no dispone de ningún sistema resistente eficaz ante acciones horizontales, lo que ocurre en muchos casos, no tiene mucho sentido hablar del confinamiento del hormigón en los pilares.

7.7.1 Falta de estribos

La fotografía nº 7-25 puede ayudar a comprender hasta qué punto resulta exigente la sollicitación sísmica. El comportamiento ideal ante sismo exige, como ya hemos señalado, la formación de rótulas estables. Esto supone que durante una fracción de tiempo la armadura de una de las caras del pilar se alarga mucho más allá de su límite elástico (figura nº 7-16 A), algo que normalmente podrá soportar sin mayor problema (que, sin embargo, se le está planteando al hor-



▲ Figura nº 7-15

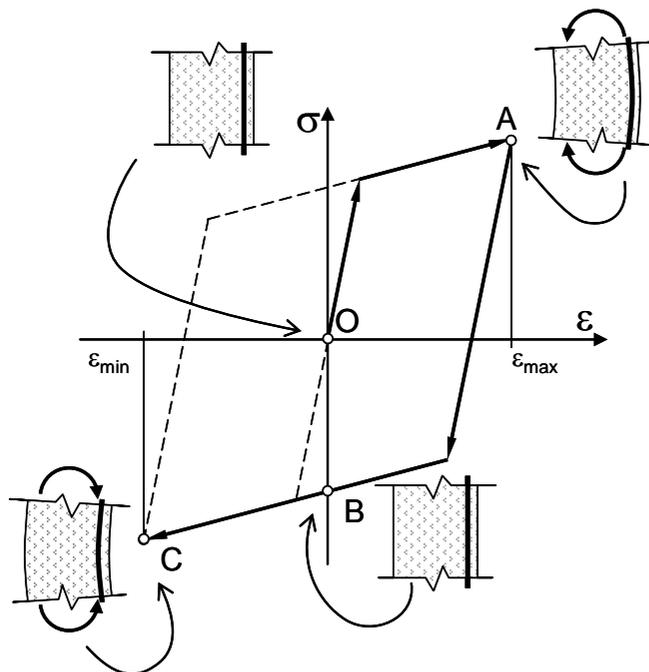
migón de la parte comprimida, especialmente si se trata de un pilar). Un instante después la sollicitación invierte su sentido: las barras traccionadas (que ahora son ya más largas de lo que lo eran en la situación inicial), tienen que acortarse no ya a su longitud primera (punto B en la misma figura) sino a otra mucho menor (punto C).

En definitiva, la armadura se verá sometida a un recorrido plástico en compresión de mucha mayor amplitud que el noval.

Parece difícil imaginar que una barra de sección circular, de 12 mm de diámetro y de más de 20 cm de longitud libre pueda ser comprimida hasta mucho más allá de su límite elástico sin pandear, pero esa era la situación de algunas secciones en Lorca, toda vez que la separación de estribos superaba los 20 cm y el escaso recubrimiento de hormigón había desaparecido años atrás.



▲ Fotografía nº 7-30



▲ Figura nº 7-16



[148]

▲ Fotografía nº 7-31

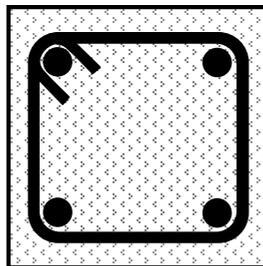
El armado transversal de las barras condiciona también el confinamiento del hormigón y consecuentemente, su deformación última en compresión, aspecto fundamental en secciones comprimidas. En Lorca, sin embargo, no han sido muchos los casos en los que hayamos podido identificar claramente este tipo de fallo (fotografía nº 7-31).

A modo de referencia, la norma NCSE-02 exige que la distancia máxima entre cercos no supere la tercera parte del canto ni 10 cm si el diámetro de las barras principales es menor de 16 mm o 15 cm en caso contrario.

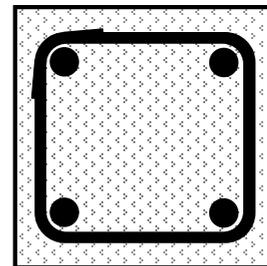
En Lorca hemos medido sistemáticamente separaciones muy superiores, que llegan al extremo cuando se consideran los nudos, en los que no parece haberse contemplado la necesidad de mantener el estriado (fotografía nº 7-32).

7.7.2 Anclaje inadecuado de los estribos

En zonas sísmicas los cercos y estribos deben anclarse con ganchos doblados 135° y de longitud 10 diámetros (figura nº 7-17 A) en lugar de solapar en la forma tradicional (figura nº 7-17 B).



A



B

▲ Figura nº 7-17

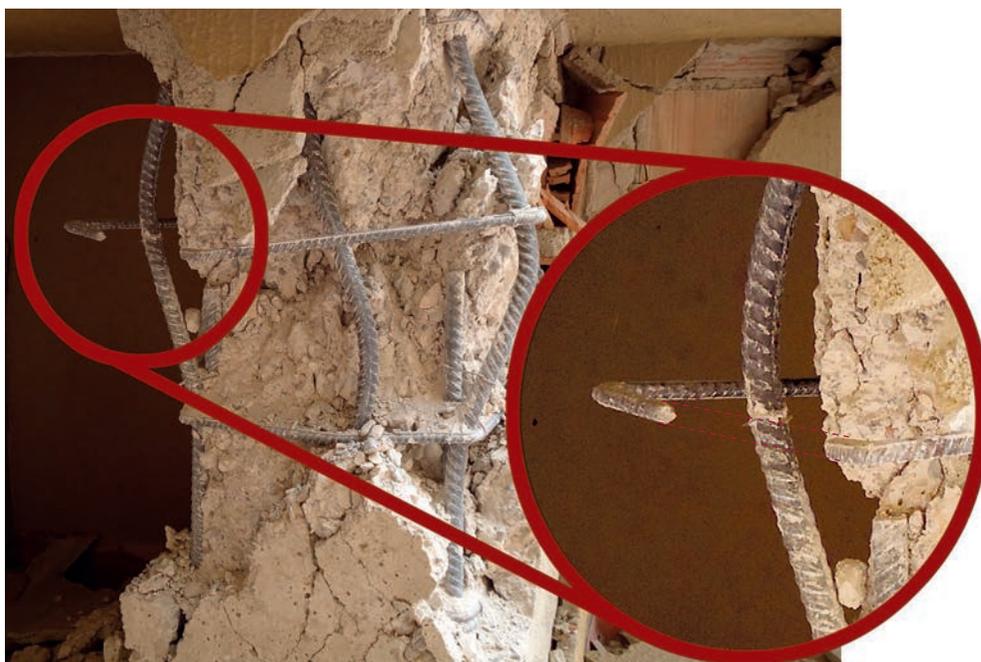
Aunque se trata de una solución evidentemente más compleja, es la única que puede garantizar que los cercos siguen cumpliendo su función justo cuando más se necesita, cuando la sección ya ha perdido el recubrimiento (fotografía nº 7-33, en la que, además, se observa la disposición de un empalme en la sección más solicitada).

Todas las referencias y normativas actuales coinciden en señalar la importancia de este aspecto. En algunos casos se llega a recomendar el uso de armadura continua, dispuesta en forma helicoidal, como medio de minimizar el riesgo de que se pierda el anclaje. En otros casos, sin embargo, se prohíbe esta disposición porque la rotura de cualquier sección implica la pérdida de capacidad de toda la armadura, al contrario de lo que ocurre en el caso de cercos individuales, donde tan sólo se inutilizaría aquél en el que se haya producido el fallo.



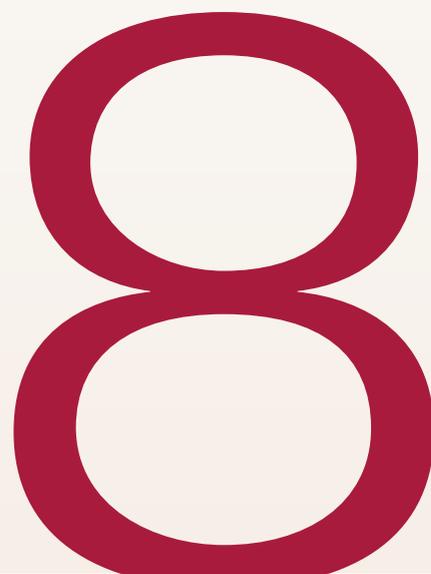
▲ Fotografía nº 7-32

[149]



▲ Fotografía nº 7-33

Actuaciones tras el sismo.



8.1. Evaluación de los daños	153
8.2. Demolición frente a recuperación	157
8.3. Reparación frente a refuerzo	159
8.4. Criterios de reparación	160
8.5. Criterios de refuerzo	164
8.6. Actuaciones sobre los edificios	168
8.7. Actuaciones sobre elementos estructurales	171

8. Actuaciones tras el sismo.

Trataremos de abordar en el presente apartado un tema especialmente complejo, el de las reparaciones y refuerzos de los edificios afectados por el terremoto.

Hemos dudado mucho acerca de la conveniencia de incluir este capítulo, especialmente porque somos conscientes de las interpretaciones, probablemente polémicas, a las que pueda dar lugar. Es evidente, por ejemplo, que nuestra labor de inspección y evaluación de daños en los edificios de Lorca puede ser vista con cierto recelo y tildada de parcial, y ello pese a nuestro esfuerzo por cuantificar y registrar documental y objetivamente cada uno de los daños observados en los edificios, tanto por nuestros técnicos como por los contratados por los propietarios. También entendemos que nuestro criterio, puramente técnico, no es el único que justifica las decisiones más importantes (como las que se refieren a la demolición de un edificio), decisiones que probablemente atienden a otros argumentos de tipo social, económico, urbanístico, etc. Sabemos, por último, que la crítica (que siempre pretendemos constructiva) a alguna de las soluciones de refuerzo aplicadas en Lorca puede ser mal interpretada cuando nosotros mismos no sabemos ofrecer una alternativa general y eficaz. Hemos creído, no obstante, que el texto no quedaría completo sin una reseña mínima a estos aspectos, fundamentales desde todos los puntos de vista.

8.1. Evaluación de los daños

Se trata de la primera, y probablemente más importante, de las actuaciones necesarias tras el sismo.

Son siempre necesarias varias evaluaciones, que se plantean en niveles sucesivos de detalle. La primera la desarrollan normalmente los equipos técnicos coordinados desde la administración competente (normalmente, Protección Civil). Se basa en la inspección visual y tiene como objetivo la definición preliminar de los niveles de riesgo que suponen los daños, lo que permitirá la justificación de las medidas de carácter urgente (desalojo del edificio, posibilidad de acceso restringido, de uso, etc.)

Una posterior evaluación deberá ser, conforme a la NCSE-02, desarrollada en cada edificio por un profesional competente contratado por la Propiedad o por el técnico encargado de su conservación. Dará lugar a un informe sobre los efectos del sismo en la construcción y el tipo de medidas que proceda adoptar.

Todas estas actividades deberían ser realizadas por personal con experiencia estructural, que sepa identificar el daño, su origen y trascendencia.

En efecto, si bien la evaluación de los daños en elementos arquitectónicos o en las instalaciones no reviste, normalmente, mayor problema, cuando los daños se refieren a la estructura tal evaluación es ya más compleja.

En lo que sigue desarrollamos algunas ideas al respecto.

1. En realidad muchos informes eran aún más parcos. La única razón en la que basaban la necesidad de la demolición era que el edificio había sufrido la acción de un terremoto muy importante. No se consideraba necesaria la descripción de daños.

8.1.1 Identificación

Por nuestras manos han pasado informes que justificaban la demolición de edificios en la simple existencia de fisuras¹ en la estructura, fisuras que ni se describían (situación, trazado, abertura, etc.) ni se justificaban ni, por supuesto, se evaluaban en cuanto a su repercusión en la resistencia del elemento. De hecho, de la lectura de estos informes se desprendía claramente cómo sus autores identificaban los términos fisura y daño.

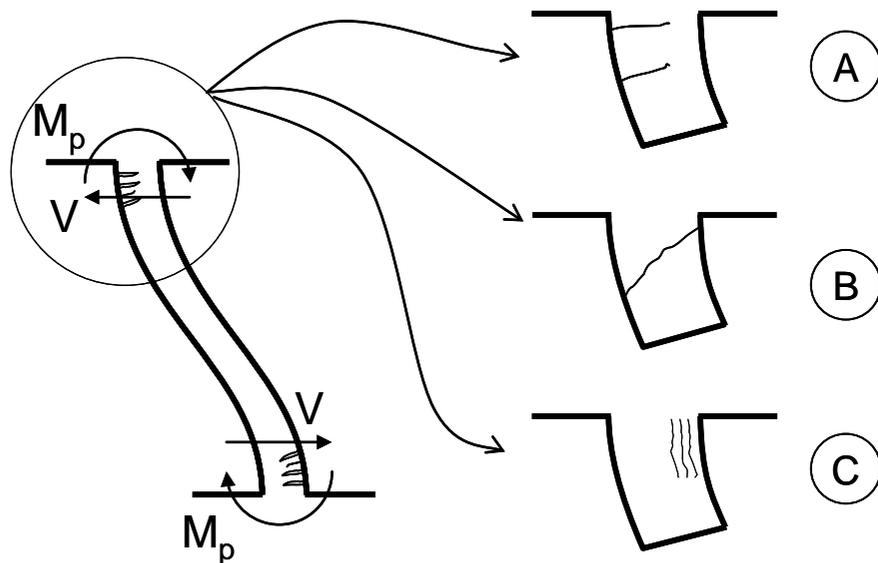
Aunque entrar en la discusión de lo que es un daño excede el alcance de este texto, parece necesario al menos señalar lo erróneo de esa identificación. En la mayoría de los casos la fisuración no es más que el resultado del correcto comportamiento (esto es, ajustado al modelo resistente prescrito por la norma) de cualquier elemento de hormigón armado. Lo que sí se podría considerar daño es la fi-

suración no controlada, la que puede producir merma de la capacidad del elemento o de su durabilidad.

Para describir situaciones concretas pensemos en el caso del pilar de la figura nº 8-1. Puede presentar las fisuras de flexión a las que hace referencia el detalle A, fisuras que, por claridad, se representan en un sólo lado pero que en realidad, y debido al carácter alternativo de la sollicitación sísmica convencional, se deberían reproducir en las caras opuestas del pilar (en Lorca, en cambio, la sacudida fue tan impulsiva que en muchos casos sólo pudimos apreciar la fisuración de una de las caras).

Como referencia, el manual de inspección del ATC [5] ni siquiera considera estas fisuras como indicativas de riesgo, y ello con independencia de su tamaño. En el mismo sentido, y aunque su alcance se limita a las pantallas, las normas FEMA 274 [7] y

[154]



▲ Figura nº 8-1

306 [8] las califican como “*insignificant severity*” cuando su abertura es inferior a 3/16 de pulgada, casi 5 mm.

Aunque en la figura nº 8-1 hemos dibujado estas fisuras en los extremos de los pilares, conforme a la lógica estructural, nosotros las hemos observado con frecuencia a media altura (fotografía nº 8-1), donde teóricamente el momento es nulo. Responden, en el caso de la fotografía, a los esfuerzos introducidos por los paños de fábrica de relleno tras su rotura (en otros casos son las losas de escalera o las rampas de sótano las que los introducen).

Las normas FEMA clasifican igualmente como “*insignificant severity*” el carácter de las fisuras de cortante (tipo B en la figura nº 8-1) cuando su abertura no excede el octavo de pulgada, algo más de 3 mm. En el manual del ATC se considera que este tipo de fisuración supone un riesgo sólo cuando alcance un tamaño grande, sin cuantificar.

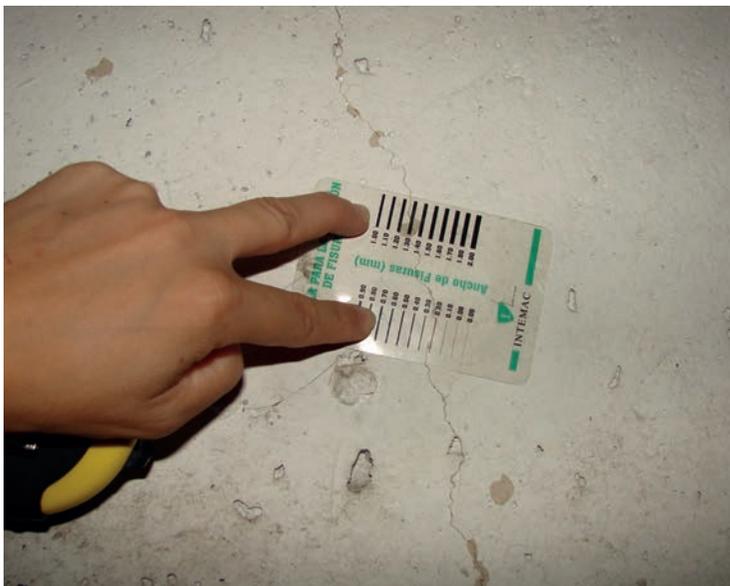
Desde luego, en nuestros informes hemos recomendado umbrales de daño mucho más prudentes que los señalados.

El tipo más peligroso de fisuración, conforme a las referencias habituales, sería la paralela a las tensiones de compresión, indicativa del agotamiento del bloque comprimido, la designada como C en la figura nº 8-1. No debe confundirse con la más habitual fisuración asociada al desprendimiento del recubrimiento, frecuentemente motivado por la existencia previa de fisuras. Nosotros no hemos identificado ningún caso de este tipo. En realidad, no han sido muchos los casos en los que hemos podido señalar la flexión como origen único del daño.



▲ Fotografía nº 8-1

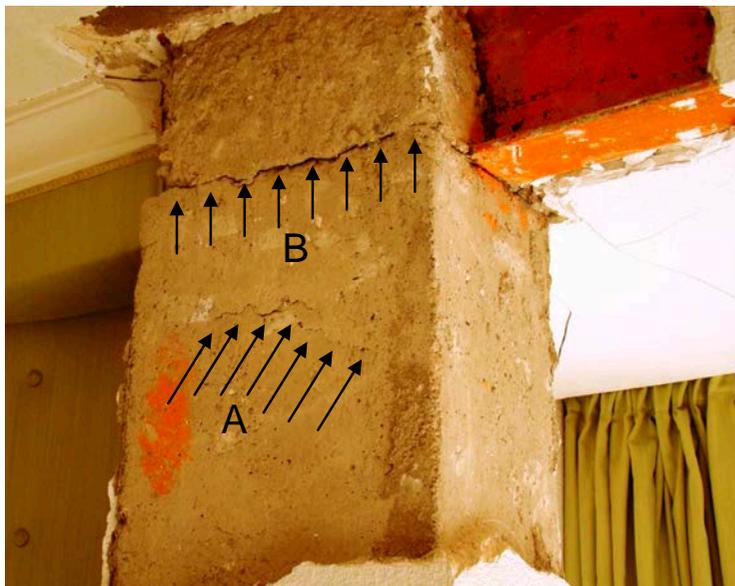
Como se desprende de los párrafos precedentes, los valores de abertura de fisuras que realmente conllevan algún riesgo son lo suficientemente elevados como para no requerir medios sofisticados de medida. Nosotros hemos utilizado de forma sistemática el más elemental, la plantilla de plástico (fotografía nº 8-2).



▲ Fotografía nº 8-2



▲ Fotografía n° 8-3



▲ Fotografía n° 8-4

Naturalmente, el que no sea necesaria una gran precisión en la medida de las fisuras no justifica la omisión de tales mediciones. En nuestra opinión es importante dejar un registro claro de cada fisura asociada al sismo.

Cuando la afección a las secciones implica su fractura completa no cabe interpretación alguna acerca de su identificación: se trata, evidentemente, de un daño. Al documentar estos fallos es muy importante dejar constancia no sólo de sus propias características (posición en la estructura, geometría de la fractura, afecciones a la armadura, etc.) sino también del entorno en el que se produce el fallo, lo que permitirá en muchos casos situar su origen. La fotografía n° 8-3 constituye un ejemplo claro al justificar la fractura del pilar a partir de la coacción impuesta por las fábricas alledañas (ejemplo de pilar cautivo).

8.1.2 Origen

Comenzábamos el apartado precedente señalando cómo algunos informes de daños señalaban como tales las fisuras de todo tipo y tamaño y justificando lo erróneo de este planteamiento.

La realidad es que cuando en alguna ocasión tuvimos la oportunidad de desarrollar una inspección conjunta con los autores de estos informes pudimos comprobar que muchas de estas fisuras tenían un origen claramente anterior al sismo y ajeno por completo no ya al propio sismo sino, incluso, a cualquier otra acción exterior. Algunas surgieron ya en el momento en que se construyó la estructura, fisuras de asiento plástico, marcando la posición de los cercos en los pilares, como la que muestra la fotografía n° 8-4 con la etiqueta A o simples jun-

tas de construcción como la que en la misma fotografía se ha etiquetado como B. Otras lo hicieron en sus primeros años (fisuras de retracción en vigas) o a lo largo de su vida (fisuras por corrosión de la armadura).

Con todo, el origen más frecuente de los daños observados se sitúa, como ya hemos indicado en el **apartado 2.2 “Daños estructurales”**, en la degradación previa de los materiales.

8.1.3 Trascendencia

Los daños pueden serlo por reducir la capacidad de la estructura o su durabilidad. Estos últimos suelen más numerosos, aunque lógicamente no suponen el riesgo inmediato asociado a los primeros.

En el caso concreto de las fisuras no controladas los umbrales de abertura son muy diferentes. Si, como exponíamos más atrás, el criterio resistente no es condicionante para anchos de fisura que no superen los milímetros, la durabilidad limita las aberturas admisibles a las décimas de milímetro. En concreto, la Instrucción Española de Hormigón Estructural fija en tres décimas de milímetro el umbral aplicable a los entornos de agresividad más habituales.

8.2. Demolición frente a recuperación

Tras la inspección y evaluación de los daños existentes la primera decisión se refiere a la conveniencia de demoler o recuperar el edificio.

Por recuperación entendemos aquí tanto la simple reparación como el posible refuerzo, dejando para un posterior apartado la distinción entre ambos planteamientos.



▲ Fotografía nº 8-5

Se trata evidentemente de una decisión compleja por la disparidad de criterios a contemplar (técnicos, económicos, jurídicos, etc.), por la diversidad de agentes involucrados (propiedad, administración, entidades aseguradoras, ...), por el carácter plural de muchos de estos agentes (las comunidades de vecinos constituyen el ejemplo más claro, pero también la administración pública se articula en diferentes niveles con, en ocasiones, criterios encontrados) y, muy especialmente, por lo subjetivas que pueden llegar a ser algunas argumentaciones, especialmente cuando se refieren a la tranquilidad de las personas que han de ocupar los edificios recuperados.

Excede en mucho nuestra capacidad el enunciado de criterios generales al respecto, por lo que nos limitaremos a exponer algunas reflexiones de tipo técnico que surgen tanto de lo observado en Lorca como del análisis de las referencias normativas y documentales.

2. Piénsese que tampoco somos especialmente impresionables por el dramatismo de las patologías observadas, que ya hemos observado en sucesos previos igualmente impactantes.

8.2.1 Criterio de ruina

Con independencia de los establecidos en el campo jurídico (ruina técnica, económica y urbanística) nuestra impresión es que la inmensa mayoría de los edificios pueden ser recuperados.

En muy pocos casos recomendamos, tras nuestras inspecciones, contemplar la alternativa de la demolición. En todos ellos se trataba de edificios cuyo estado suponía un riesgo cierto para los equipos de inspección o de consolidación. Naturalmente, reconocemos lo subjetivo de tal apreciación, que por lo demás, admite una justificación clara: No podemos recomendar la entrada de personas a edificios en los que nosotros mismos no nos sentimos seguros². Se trataba de edificios con estructura muraria de muy baja calidad, con gravísimos daños previos al sismo y, en algún caso, abandonados.

Salvo estos casos, poco representativos, nuestra opinión es que con los medios y conocimientos actuales prácticamente cualquier daño es reparable.

8.2.2 Gravedad o extensión de los daños

Una de las paradojas observadas en Lorca, al menos conforme a nuestro criterio, es que uno de los problemas más graves que puede presentar una estructura en zonas sísmicas, la existencia de pilares cortos, ha tenido en este caso una influencia positiva en lo que a las posibilidades de recuperación del edificio se refiere.

En efecto, estos elementos han actuado como imprevistos concentradores del daño (en Benavent-Climent, se puede encontrar una descripción especialmente clara del término), que en alguna medida han mitigado la extensión del mismo al resto del edificio.

En el mismo sentido cabría citar los edificios del barrio de San Fernando (fotografía nº 8-6), a los que ya hemos hecho alusión reiterada en el texto. Tanto su concepción general como el detalle resultan especialmente desafortunados en una zona sísmica y, de hecho, han sido ya previamente señalados como ejemplo al comentar algunos de los problemas más graves que puede presentar un edificio (planta débil, armado incorrecto, corrosión de las armaduras y pérdida de recubrimiento, etc.)

Paradójicamente, la reparación de estos edificios es especialmente simple porque todos los daños, con independencia de su gravedad, se concentran en elementos muy concretos (los pilares), accesibles (desde el nivel del suelo y sin necesidad de andamiaje alguno), exentos en su mayor parte (por lo que no hace falta demoler fábricas) y



▲ Fotografía nº 8-6

especialmente porque cada posible respuesta suscita nuevas dudas. Así, si además de reparar se refuerzan los edificios de Lorca ¿Por qué no los de Totana, de Murcia o de Granada? ¿Quién debería proporcionar los medios necesarios?

En Lloret y Regalado [58] se desarrollan con mayor profundidad estas reflexiones.

Desde nuestro punto de vista todo lo anterior deja de tener sentido si se refiere a un edificio singular, destinado a un uso escolar, hospitalario, etc. En estos casos no sólo consideramos impropio la disyuntiva reparación-refuerzo sino que, a la luz de lo observado en Lorca, nos atreveríamos a sugerir la puesta en marcha por parte de la Administración de una campaña específica de inspección de todos los edificios de este tipo existentes en las zonas de mayor sismicidad del país.

8.4. Criterios de reparación

Dependen del tipo y grado del daño a reparar.

Particularizando al caso de las estructuras de hormigón, las actuaciones más frecuentes se refieren a los daños que, graduados en relación a su gravedad, se relacionan a continuación:

8.4.1 Fisuras

Las de menor abertura, inferiores a una o dos décimas de milímetro no requieren más que un tratamiento puramente cosmético, normalmente superficial. En el mercado existen numerosos productos adecuados a este uso, productos que se aplican como pinturas.

Si la abertura es mayor, pero inferior a 0,4 mm, las fisuras deberían ser se-

lladas. El tratamiento consiste en disponer una capa de material elástico y estanco adherido al hormigón, que cubra la fisura y admita su eventual movimiento, aislando el interior frente a los agentes ambientales. En ocasiones también se entiende por sellado la colmatación parcial de la fisura.

Su finalidad es garantizar la durabilidad en todo tipo de ambientes, incluso en los más agresivos.

Si la abertura es superior a 0,4 mm debería ser inyectada (lo que, reconocemos, resulta prudente en exceso).

Básicamente se trata de rellenar la fisura mediante productos, normalmente resinas de formulación epoxídica, capaces de restablecer la continuidad mecánica, esto es, transmitir tensiones a través de la propia fisura.

En el Boletín del GEHO [26] se describe el procedimiento operatorio, procedimiento laborioso que incluye el sellado previo, la preparación de los productos y su inyección mediante presión en el interior de la fisura. Exige medios (masillas de sellado, bombas, boquillas como las que muestra la fotografía nº 8-8, etc.) y productos (resinas muy fluidas) tan especializados que, desde nuestro punto de vista, aconsejan la contratación de aplicadores autorizados.

8.4.2 Descantillados y pérdida parcial del recubrimiento

La reparación consiste en sustituir el hormigón desprendido por un mortero de reparación para restituir la sección inicial y, con ello, sus condiciones nominales de seguridad y durabilidad.

Requiere el saneado previo de las superficies que lo precisen y, en

reparables de forma limpia (no se generan escombros) y convencional.

En modo alguno pretendemos, con lo anterior, justificar los graves errores relacionados, pero tampoco podemos omitir consideraciones tan claras, a nuestro entender, como las expuestas.

8.3. Reparación frente a refuerzo

La fotografía nº 8-7 muestra la situación de una escalera tras el terremoto (es la misma fotografía que comentamos en el apartado 7.6 “Escaleras”) y algunas semanas después, una vez reparada.

Se ha hecho uso de la solución más simple de reparación, que consiste en restituir la configuración primitiva. El problema es que ésta es una configuración claramente incorrecta, como el propio sismo ha demostrado.

Estos planteamientos sólo pueden entenderse desde un punto de vista económico: Las Entidades Aseguradoras se hacen cargo de la reparación de los daños, pero no del refuerzo o sustitución de configuraciones previas inadecuadas.

Podríamos describir numerosos ejemplos en este sentido. Quizás el más evidente sea el caso de los numerosos edificios que no disponen de ningún sistema resistente ante acciones horizontales, edificios a los que hacíamos referencia en el apartado 7.3.1 “Ausencia de estructura” y en los que han sido los elementos no estructurales los que han evitado el colapso.

¿Tiene sentido limitar la recuperación del edificio a la simple restitución de estos elementos, sin dotarle de ningún sistema específico de arriostramiento?

No es fácil, al menos para nosotros, responder a este tipo de cuestiones,



[159]

▲ Fotografía nº 8-7

particular, de aquellas en las que se haya desprendido el recubrimiento o presenten armaduras descubiertas o fisuras marcando su posición. En estos casos se picará hasta dejar completamente descubierta la armadura, incluso en su cara interna, para que pueda coser la interfase entre los hormigones nuevo y existente.

Es probable que las características de los morteros de reparación actuales, en cuanto a adherencia, facilidad de aplicación y estabilidad volumétrica, hagan excesiva la exigencia de descubrir por completo la armadura, pero entendemos que cuando un procedimiento se enuncia de forma tan general como lo hacemos aquí ha de ser, ante todo, robusto, esto es, ha de admitir que ni la ejecución ni los materiales sean los ideales.

Esto es importante, a nuestro entender, porque las reparaciones no son siempre ejecutadas por especialistas conscientes de la atención que requiere su trabajo y del mimo con el que se deben utilizar unos materiales que precisan unas condiciones de aplicación muy específicas.

Hemos visto demasiadas “reparaciones” que, debido a la simple retracción de un mortero mal dosificado, se desprenden a las pocas semanas de su ejecución y cuya caída constituye un riesgo añadido.

Quizás el ejemplo más claro del problema que intentamos describir venga dado por la reparación más frecuente, sistemática, y, al menos en teoría, especializada que se nos ocurre, la de los huecos resultantes de la extracción de probetas testigo.



▲ Fotografía nº 8-8

La fotografía nº 8-9 muestra una imagen que, a buen seguro, les resultará familiar a quienes hayan trabajado en Lorca durante algún tiempo: La fisura perimetral que marca de forma clara el desprendimiento del mortero de relleno.

[161]



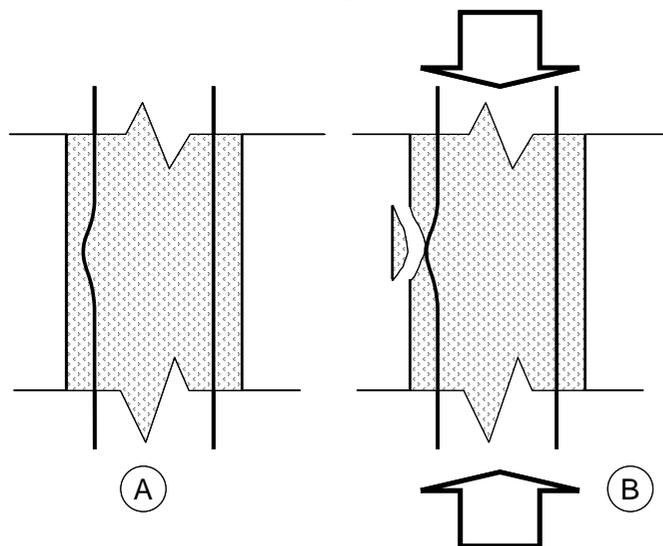
▲ Fotografía nº 8-9



▲ Fotografía nº 8-10

3. Esta fotografía se incluye únicamente a modo de referencia. No ha sido tomada en Lorca y la acción que desencadenó el fallo no era sísmica.

La importancia de estos problemas no siempre se evalúa en su justa medida. Obsérvese en la fotografía nº 8-10³ la trayectoria de rotura del pilar, indudablemente condicionada por la posición del cilindro de relleno del testigo.



▲ Figura nº 8-2

8.4.3 Rotura parcial de la sección con pandeo de la armadura (pilares)

Limitamos la descripción a los pilares simplemente porque no hemos encontrado en Lorca ningún fallo de este tipo en vigas. En realidad, y como ya hemos señalado reiteradamente, no hemos observado daños de importancia en ninguna viga.

Estamos pensando en situaciones como la que muestra la fotografía nº 8-11.

Es estos casos el condicionante básico es eliminar el tramo de barra pandeado para evitar los empujes al vacío que se producirían cuando la barra entre de nuevo en carga (figura nº 8-2).

Alternativamente se podría enderezar por medios mecánicos el trozo deformado (piénsese que tampoco es necesaria una rectitud total si, como es lo lógico, se disponen nuevos cercos en la zona capaces de recoger el efecto de las pequeñas imperfecciones geométricas). No obstante, y de nuevo pensando en la robustez de la solución, consideramos preferible la sustitución del tramo de barra.

En el Anejo II a este texto se describe con algún detalle un procedimiento de reparación de este tipo de daños. Se trata de una adaptación del formulado por INTEMAC para algunos edificios de Lorca en el que hemos omitido la parte relativa a los materiales para evitar referencias comerciales.

8.4.4 Fractura total del elemento (pilar)

Nos referimos en este punto a daños como el que recoge la fotografía nº 8-12.



▲ Fotografía nº 8-11

Desde nuestro punto de vista la reparación más eficaz en este caso es la que reproduce la configuración nominal del elemento dañado con la mayor fidelidad, y ello no sólo en lo que a la geometría se refiere sino también en lo que atañe a las características de los materiales. Como única diferencia recomendamos aumentar el número de cercos y, naturalmente, anclarlos con gancho a 135°.

El proceso de sustitución pasa por eliminar el tramo fracturado, picar los muñones resultantes hasta descubrir la longitud de armadura necesaria para empalmar las nuevas barras, colocar la jaula y hormigonar.

El proceso no es especialmente complejo. De hecho, no lo es más que la reconstrucción parcial descrita en el apartado anterior y la dificultad real en este caso es la estimación de las condiciones de seguridad del resto de la estructura durante y, especialmente, tras la reparación.



▲ Fotografía nº 8-12

En efecto, mientras que en los casos precedentes aún era posible confiar en la capacidad del pilar⁴ para soportar las cargas de servicio, lo que no evita la necesaria comprobación de seguridad según se indica en el Anejo II, en éste ha de suponerse que el pilar ha perdido toda su resistencia.

Ello implica que en el momento de la intervención no está bajando ninguna carga por el soporte, lo que obliga a investigar el destino de la que lo hacía en el momento en el que se produjo el terremoto, que se habrá dirigido necesariamente a los pilares (o a las fábricas, si existieran) aledaños.

Es posible, en consecuencia, que la reparación de una estructura requiera en estos casos no sólo la del pilar colapsado sino también el refuerzo de alguno de los aledaños.

Desde este punto de vista la reparación del pilar colapsado sería la menos importante porque ese pilar sólo recu-

4. Conforme a los ensayos de Sezen y Moehle, [48], sobre pilares con armado estricto llevados hasta el agotamiento en flexión, éstos conservan su capacidad ante esfuerzos axiales prácticamente hasta rotura.

peraría una pequeña parte de las cargas para las que inicialmente fue proyectado (las sobrecargas que van a actuar una vez reparado, esto es, las correspondientes a la diferencia entre las de proyecto y las que actuaban en el momento del sismo, las cuasi-permanentes). Esa diferencia sería precisamente la sollicitación adicional frente a la que se tendrían que comprobar los elementos resistentes aledaños.

Alternativamente, en teoría también se podrían descargar estos elementos introduciendo cargas de signo contrario (mediante gatos hidráulicos, por ejemplo).

La realidad es más compleja y, muy probablemente, más favorable. La fluencia del hormigón de los pilares sobrecargados hará volver parte del axil previo al pilar reparado (cargas “*de ida y vuelta*”, según la acertada designación utilizada por Lloret y Regalado).

El problema es cómo comprobar esa capacidad de redistribución, esto es, que los pilares sobrecargados se puedan acortar (sin reventar) lo suficiente para devolver las cargas a los reparados.

En el lado positivo, es evidente que la capacidad de deformación del hormigón ante cargas mantenidas es muy superior al límite normativo del 2%, resultado de una prescripción general que, lógicamente, ha de considerar todo tipo de cargas. En el lado negativo sería necesario considerar el fenómeno del cansancio del hormigón (pérdida de resistencia ante cargas mantenidas).

También con carácter negativo, aunque relativamente controlable, se

debería contemplar la posible retracción del pilar reparado, que puede llegar a ser condicionante si el tramo sustituido alcanza cierta longitud y se utilizan hormigones de dosificación poco cuidada al respecto.

Evidentemente, las ideas expuestas no son sino las más elementales que se plantean ante cualquier intervención en estructuras existentes. Nuestra intención al reflejarlas ha sido simplemente dejar constancia del cuidado con el que se ha de plantear la reparación de un pilar colapsado, que obliga a pensar no sólo en el propio pilar sino en el conjunto resistente.

Reparar un pilar colapsado, insistimos, es reparar la estructura. Y puede exigir el refuerzo de otros pilares.

8.5. Criterios de refuerzo

No los conocemos. Al menos, ninguno que sepamos justificar en cuanto a su generalidad, aplicabilidad y garantía.

Naturalmente, sí que podríamos, y de hecho, lo haremos al final del apartado, relacionar algunas ideas elementales sobre actuaciones concretas.

También podríamos recomendar los criterios clásicos, enunciados en numerosas referencias. A nosotros nos ha resultado particularmente interesante el manual del ATC y las normas FEMA. Como norma nacional ha de señalarse la parte 3 del Eurocódigo [4]. De entre los textos, el de Fardis [24] contiene unos capítulos específicos muy claros. Nuestro problema en este sentido es que no sabríamos justificar la aplicación de estos criterios a la realidad de Lorca (que, insistimos, no creemos muy distinta a la de muchas otras localida-

des). Entre esta realidad y la que subyace en las referencias clásicas hemos encontrado diferencias que no sabemos salvar. En concreto:

- El objeto del refuerzo en las referencias consultadas es siempre el edificio aislado. En el caso de Lorca, como ya hemos indicado en los capítulos precedentes, la unidad básica es en muchos casos la manzana. En el extremo, algunos edificios comparten incluso elementos estructurales, como los muros medianeros. Más frecuentemente, la costumbre de hormigonar la estructura de un edificio utilizando los adyacentes como costeros de encofrado vincula en la práctica la respuesta de todos ellos.
- El objetivo fundamental del refuerzo en tales referencias es mejorar la respuesta del edificio frente a una posible acción sísmica, entendida como movimiento del suelo. El objetivo fundamental de la

actuación en el caso de Lorca debería ser en muchos casos completamente distinto y consistiría básicamente en proteger el edificio frente a la agresión de los colindantes.

Es el caso del edificio que mostrábamos en la fotografía nº 7-24, incluida aquí en la fotografía nº 8-13. En esta última mostramos, además, el resultado de la reparación, algunos meses más tarde. Se observa el esfuerzo realizado (con buen criterio) para demoler la testa del forjado del edificio situado a la izquierda de la imagen, forjado que había impactado contra el pilar del edificio con el resultado que se puede apreciar.

En definitiva, más que reforzar nuestro edificio el objetivo sería, en muchos casos, actuar sobre los vecinos. Desafortunadamente, en muy pocos casos es posible la actuación global que requeriría esta realidad.

- Mientras que en las referencias habituales el refuerzo del edificio se identifica con el de su estructura, en Lorca ello no es tan evidente. En muchas

[165]



▲ Fotografía nº 8-13



▲ Fotografía nº 8-14

ocasiones sería más lógico debilitar los elementos no estructurales que reforzar los estructurales.

La fotografía nº 8-14, también mostrada en capítulos anteriores, hace referencia a los daños que producen los paños de fábrica, más potentes en muchas ocasiones que los pilares que los confinan. Pues bien, si en las operaciones de rehabilitación se refuerzan estos paños, como muestra la propia fotografía, probablemente se esté empeorando la situación de la estructura. Hemos sido testigos de actuaciones sobre edificios cuyos pilares habían fallado en un claro patrón de “*pilar cautivo*”, que, tras la reparación del pilar, reconstruían los cerramientos con la misma geometría pero con fábricas aún más potentes.

- Aunque hemos encontrado muchas referencias respecto al refuerzo de los elementos no estructurales (petos, cerramientos de fachada, de escalera, etc.) todos ellos exigen intervenciones difícilmente compatibles

con la realidad de los sistemas constructivos habituales.

Con todo, no queremos acabar este apartado sin enunciar algunas ideas elementales respecto a las posibilidades de mejora de los edificios (no nos atrevemos a llamarlas criterios de refuerzo). En realidad, más que reforzar nada se trataría simplemente de corregir las deficiencias observadas con mayor reiteración. En concreto:

- **Petos de fábrica.** Nos parece muy adecuado el planteamiento que se ha seguido en algunos edificios de Lorca: sustituirlos por barandillas metálicas firmemente ancladas al forjado (han de estarlo para soportar la sobrecarga de uso). Lo que ya no sabríamos justificar es la razón por la que esta sustitución no se ha generalizado. De hecho, parecería que tan sólo se haya llevado a cabo en los casos en los que se había producido el fallo previo del peto, casos en los que, en lugar de reconstruirlo en su forma original, con fábrica, se ha dispuesto una barandi-

lla. Desde nuestro punto de vista este planteamiento deja en precario muchos otros petos de fábrica que han resistido este sismo simplemente por estar situados en la dirección de la sacudida (esto es, el terremoto generó en ellos esfuerzos en su plano, de membrana, frente a los que la fábrica sí puede resistir), pero que se caerían ante cualquier terremoto futuro que actuase en una dirección distinta.

En todo caso, sólo en ocasiones muy especiales encontraríamos justificación al refuerzo de los petos de fábrica, que requeriría la construcción de una estructura auxiliar que los atase a la principal.

Además de los petos también sería necesario comprobar la estabilidad del resto de fábricas de cubierta (chimeneas, casetones, etc.), especialmente cuando se sitúan próximos a la fachada y pueden, en caso de fallo, caer sobre los peatones. En algunas situaciones se dispone de un elemento estructural próximo al que poder anclar y esto permite soluciones de atado tan simples como las que muestra la fotografía nº 8-15. Estas actuaciones deberían llevarse al extremo y contemplar elementos tan secundarios como los situados sobre las citadas chimeneas (obsérvese en la fotografía nº 8-16 el rastro de cascotes entre el pie de éstas y el borde la cubierta).

- **Juntas entre fachadas de edificios colindantes.** Al menos es necesario, en nuestra opinión, asegurar que realmente existan, esto es, que no han sido cerradas mediante el habitual relleno con mortero (o con los propios acabados de fachada). Si éste fuera el caso se tendría que reconstruir la junta y disponer alguna de las soluciones comerciales de sellado.

- **Masas.** Desde nuestro punto de vista la existencia de una masa importante (como las aportadas por los depósitos a los que hacíamos referencia en el apartado 7.3.2 “**Disposición inadecuada de masas**”) y ajena a la lógica resistente del edificio exige, como mínimo, la pertinente comprobación estructural.
- **Pilares cortos.** Si se forman entre el muro de sótano y el forjado de primera planta la solución más robusta es subir el muro en todo el perímetro de la planta y conectarlo al forjado. Naturalmente, en ese muro se podrán practicar aberturas, de tamaño contenido, para iluminación y ventilación. Alternativamente se podrían conectar (muro y forjado) de forma parcial, pero asegurando la rigidez, resistencia y simetría de las pantallas de conexión.
- **Escaleras.** Nuestra primera recomendación sería tan elemental como efectuar una cala para comprobar la disposición de la armadura en el quiebro de las zancas. Han sido tantos los casos



▲ Fotografía nº 8-15

en los que hemos podido comprobar el detalle erróneo, inductor de empuje al vacío, que señalábamos en el **apartado 7.6 “Escaleras”** que no creemos que se trate de un problema aislado. Con independencia de esta actuación previa, no conocemos una solución simple al problema que representan las escaleras construidas conforme al sistema habitual. O se deja en el tramo una junta que permita el desplazamiento relativo entre plantas, con las complicaciones que ello supone, o se dota al edificio de suficiente rigidez horizontal para reducir tales desplazamientos a valores soportables por las losas que forman cada tramo.

Con todo, el mayor problema asociado a las escaleras se produce cuando éstas se conectan a los pilares de edificio, entendiéndose por tales no los simples pilarillos que en ocasiones se disponen como soporte de las mesetas sino a los soportes con continuidad vertical que transportan cargas gravitatorias en cada planta. Ello

constituye uno de los casos de pilar corto a los que ya nos hemos referido.

8.6. Actuaciones sobre los edificios

Describimos en lo que sigue el planteamiento general que, a nuestro entender, subyace en algunas de las actuaciones más frecuentemente observadas en Lorca.

Una idea recurrente es la identificación entre daño y refuerzo. Al igual que en el apartado anterior señalábamos que, en general, sólo se está actuando sobre los petos que se derrumbaron durante el terremoto, parecería que sólo se actúa sobre los elementos estructurales que presentan daños, y ello con independencia de que tales daños sean consecuencia del sismo o, incluso, sean reales (y nos remitimos aquí a lo que exponíamos en el primer apartado de este capítulo respecto a las fisuras).

Como, por otra parte, muchas actuaciones tienen claramente carácter de refuerzo, deducimos que el planteamiento

[168]



▲ Fotografía nº 8-16

implícito es que los elementos que han fallado lo han hecho por falta de capacidad y, por tanto, han de ser reforzados.

Nosotros creemos que, al menos en el caso de sismo, éste no es un planteamiento correcto, y ello por varios motivos:

- El carácter singular del terremoto de Lorca impide generalizar sus efectos. Otros tipos de terremoto, también posibles (o, simplemente, el mismo terremoto pero en otra dirección), darían lugar a otros tipos de daños que afectarían a otros elementos. Por lo tanto, reforzar exclusivamente los que han resultado afectados ahora no garantiza la seguridad del edificio ante futuros sismos.
- Reforzar únicamente los elementos dañados equivale a reforzar únicamente los eslabones más débiles de la cadena resistente, pero no la propia cadena. Si al solicitarla se ha roto (y de forma frágil) el eslabón que soportaba una carga de 5 (entiéndase

como simple ejemplo), no es muy útil reforzar ese eslabón hasta 10, porque puede romper el aledaño si sólo soporta 6. Naturalmente, si el fallo hubiese sido dúctil el refuerzo sería incluso peligroso. Los elementos que hayan presentado fallos de tipo dúctil (desgraciadamente muy pocos en Lorca) nunca se deberían reforzar. Únicamente se pueden reparar.

- Sirva como ejemplo concreto el refuerzo del edificio, pilares y fábricas, en planta baja, solución que hemos observado con cierta generalidad. En algunos casos se aplican actuaciones que incrementan tanto la rigidez como la resistencia a ese nivel. Los pilares se recrecen (fotografía nº 8-17) y las fábricas se refuerzan. Pero ello incrementará, con seguridad, la sollicitación sobre el resto del edificio, que no ha sido reforzado, ante un sismo similar.

En el caso de los elementos no estructurales el argumento es aún más

[169]



▲ Fotografía nº 8-17

ciones de refuerzo mas frecuentemente utilizadas en Lorca, el zunchado de pilares con fibras.

En los proyectos más explícitos se justifica tal zunchado como medio para conseguir el confinamiento del hormigón. Pero el confinamiento no debería considerarse el objetivo de la actuación, sino simplemente el medio para obtener el objetivo real que es mejorar la respuesta de la sección en el sentido deseado (aumentar la resistencia a axil, la ductilidad a flexión, etc.) y en una situación de proyecto concreta.

La distinción no es precisamente académica, sino estrictamente práctica: Si el pilar se refuerza para incrementar su capacidad ante los axiles que no pueden llevar unos pilares aldaños colapsados, entonces ese refuerzo debería comprobarse en situación de fuego, que no es especialmente favorable para las fibras. Sin embargo, ese no sería el caso si el refuerzo se contemplase únicamente en situación de sismo. En el mismo sentido, si lo que se desea es mejorar la resistencia ante esfuerzos axiles del pilar el refuerzo debería extenderse a toda su longitud (puesto que el valor del axil permanece prácticamente constante a lo largo de toda la longitud del tramo), mientras que si se desea aumentar la capacidad de deformación en flexión el refuerzo podría limitarse a los extremos (donde el valor de la flexión es máximo).

- **Medios (cómo).** Existe una gran diversidad de medios de refuerzo de elementos y secciones: confinamiento de la sección, recrecio de la misma, sustitución del elemento, etc.

No son tan evidentes, al menos para nosotros, los medios de actuación global sobre el edificio. De hecho, como hemos comentado más atrás,

no nos atrevemos a señalar soluciones concretas aplicables con carácter general.

- **Justificación (por qué).** Los planteamientos más claros de justificación, a nuestro entender, son los descritos en la ATC 40 y en las FEMA.

Estos documentos se formulan en términos de prestaciones, esto es, las actuaciones se hacen depender (y ello tanto en su tipo como en el grado en que se aplican) del objetivo global perseguido para el edificio, que variará en una graduación progresiva de exigencia desde un mínimo, que se referirá siempre a la seguridad de las personas, hasta un máximo consistente en reducir los daños hasta el nivel que permita la ocupación directa del edificio. Para justificar el cumplimiento de esos objetivos se describen procedimientos para traducir las definiciones de objetivos a valores numéricos, para analizar numéricamente la respuesta del edificio y compararla con dichos valores, etc.

8.7. Actuaciones sobre elementos estructurales

Describimos en este apartado algunas de las actuaciones concretas más frecuentemente observadas en Lorca. Limitaremos el alcance del apartado a los soportes, por ser los elementos estructurales en los que se ha producido el mayor número de daños y también de actuaciones de reparación y refuerzo.

En una primera clasificación, extraordinariamente simplificada, las actuaciones se podrían dividir en dos tipos: las que plantean la mejora de las características de la sección o el elemento existente y las que simplemente la suplementan con algún añadido.



▲ Fotografía nº 8-18

[170]
5. INTEMAC analizó, a petición del Consorcio, la idoneidad del proyecto de ejecución de las actuaciones llevadas a cabo sobre numerosos edificios de Lorca.

claro. Si, como indicábamos en el apartado 6.1 “Incremento de las cargas”, en muchos casos las acciones sobre el edificio dependieron más de la resistencia de los elementos no estructurales de sus plantas bajas que del propio sismo, parece ilógico incrementar la resistencia de unas fábricas cuya rotura ha supuesto un fusible limitador de fallos. En algunos casos, no obstante, los cerramientos de planta baja se están reponiendo con fábrica de gran capacidad (bloque de termoarcilla, como muestra la fotografía nº 8-18).

- A nivel de detalle el refuerzo de las fábricas que, desde un planteamiento global, mencionamos en el apartado anterior, es aún más peligroso. Cuando han sido los esfuerzos ejercidos por la fábrica los que han dañado el pilar que la enmarca no tiene mucho sentido volver a topar el paño contra el pilar una vez reforzado éste.

En definitiva, la idea de reforzar los elementos dañados puede llegar a ser contraproducente. La única ventaja que parece presentar es lo cómoda que resulta, porque no requiere ningún análisis estructural, ninguna estimación de la distribución de esfuerzos, de la resistencia de los elementos, etc.

Sólo desde este planteamiento podemos comprender que en muchos de los proyectos de actuación que hemos revisado⁵ no se incluyese una memoria justificativa, documento de importancia fundamental en cualquier proyecto pero, a nuestro entender, inexcusable en un proyecto de refuerzo estructural, en el que habría que explicar al menos lo que se hace, cómo se hace y por qué, esto es, los objetivos de la actuación, los medios y la justificación:

- **Objetivos (qué se hace).** En nuestra opinión se confunde frecuentemente con el “cómo”. Lo que se debería hacer (esto es, el objetivo real de la actuación) es mejorar las prestaciones del edificio expresadas en términos de seguridad o de funcionalidad, y ello se consigue actuando sobre elementos concretos, estructurales o no. Pero esto último forma parte de los medios para conseguir el objetivo (el “cómo”).

Incluso descendiendo al nivel más simple, el de refuerzo de una sección o de un elemento concreto, sería necesario pensar en los términos equivalentes. El objetivo de la actuación sería mejorar su comportamiento, expresado en términos de resistencia o capacidad de deformación, y ante una sollicitación concreta (axil, flexión o cortante) correspondiente a una situación de cálculo determinada (permanente o sísmica).

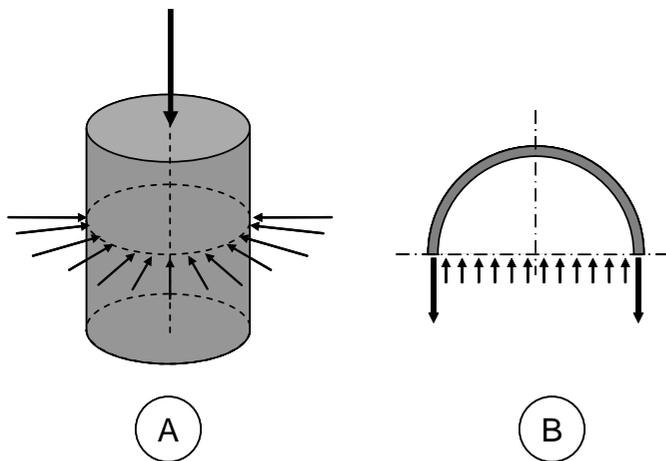
Quizás un ejemplo concreto nos permita expresar estas ideas con mayor claridad. Piénsese en una de las solu-



▲ Fotografía nº 8-19

[172]

Dentro del primer tipo encuadraríamos el confinamiento mediante zunchado de las secciones, que puede efectuarse con fibras, fotografía nº 8-19, con chapas o recrecidos de hormigón.



▲ Figura nº 8-3

Es importante, en nuestra opinión, comprender la idea de confinamiento (véase Mander et al. [53]). Cuando se somete a una probeta de hormigón a presiones radiales (figura nº 8-3 A) su resistencia a cargas axiales aumenta en forma proporcional al valor de aquellas. Una forma simple de aplicar presiones radiales consiste en envolver la probeta en una funda metálica o de fibras. Entonces, la propia fuerza axial induce el acortamiento de la probeta y su expansión radial, lo que produce el alargamiento en dirección circunferencial de la funda metálica (o de fibras) y la aparición de las deseadas tensiones radiales sobre la probeta (figura nº 8-3 B).

Es evidente, por tanto, que en este tipo de actuaciones los elementos que se disponen (los encamisados, según la designación habitual), no están destinados a recibir carga alguna. De hecho, no deberían siquiera topar con los forjados. Su única función es el zunchado y por ello deberían siempre envolver las secciones. Este planteamiento se adapta muy bien a las secciones circulares y resulta menos eficaz en las cuadradas. No debería emplearse en secciones rectangulares de lados muy desiguales.

Dentro del segundo tipo de actuación agrupamos las que se plantean con objeto de recibir parte o la totalidad de las cargas que previamente bajaban por la sección original del pilar. En el extremo se podría pensar en un nuevo pilar construido envolviendo al existente y sin conexión con él. No se pretende mejora alguna de las características de la sección inicial, cuya colaboración frecuentemente se desprecia. La actuación que con mayor frecuencia sigue este planteamiento consiste en la disposición de angulares y presillas metálicas, fotografía nº 8-20.

Como no existe conexión mecánica a lo largo del fuste, este segundo tipo de actuaciones requiere, al contrario que el

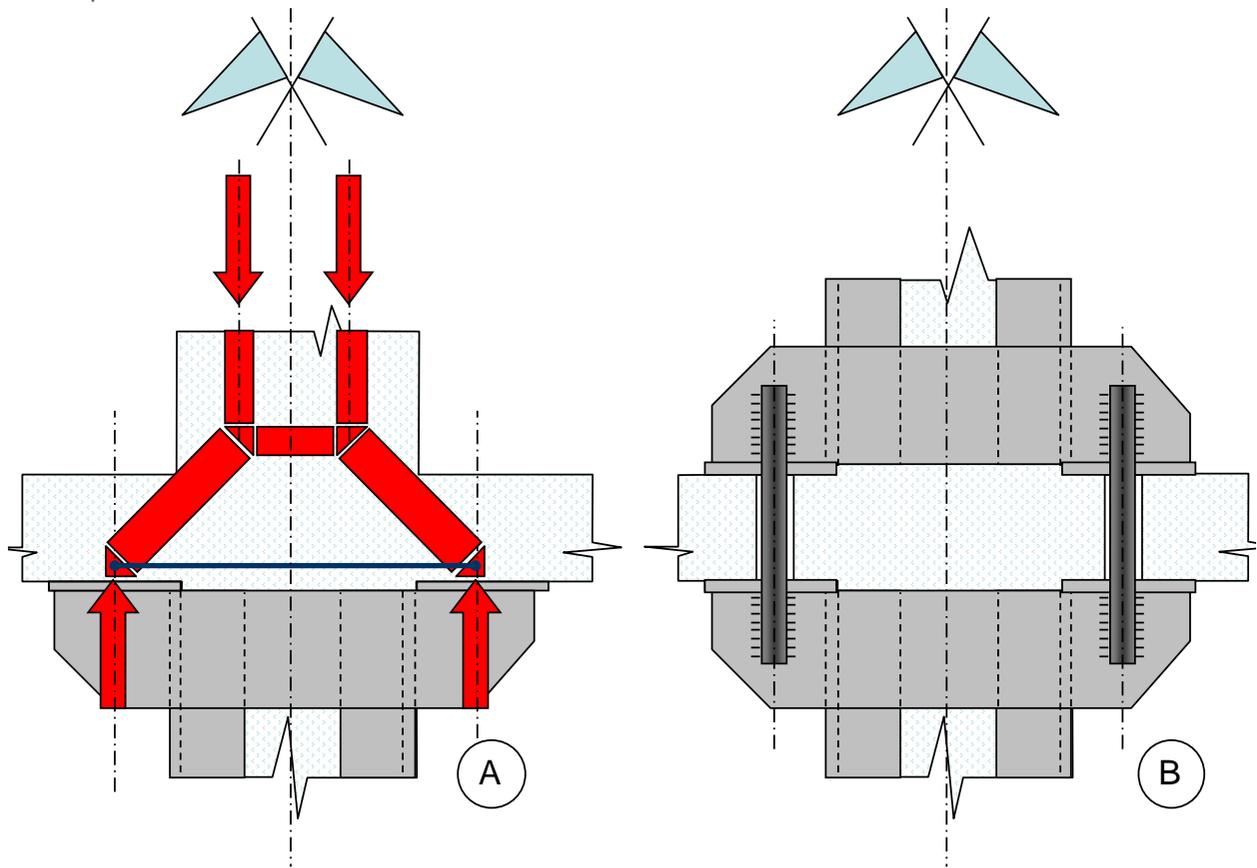
anterior, algún mecanismo que entregue las cargas al nuevo pilar en su cabeza y le permita a su vez transmitir las en la base. Ello obliga a desviar las fuerzas que bajan por los tramos superiores (figura nº 8-4 A), lo que es siempre complicado y no siempre posible, por lo que normalmente es necesario extender el refuerzo a los tramos superiores y atravesar los forjados intermedios mediante elementos metálicos (figura nº 8-4 B). Naturalmente, si se actúa sobre un tramo intermedio la operación ha de extenderse en ambos sentidos (hacia los tramos superiores y hacia los inferiores).

Algunas actuaciones podrían, bajo una apariencia formal parecida, responder a criterios diferentes y, por tanto, exigir un detalle muy distinto. El recrecio de los pilares mediante encamisado de



▲ Fotografía nº 8-20

[173]



▲ Figura nº 8-4

6. Obsérvese en la misma fotografía que se ha mantenido la armadura inicial, pandeada. Conforme a lo explicado en el apartado 8.4.3 nosotros no consideramos adecuado esta actuación.



▲ Fotografía nº 8-21

hormigón armado (fotografía nº 8-21) es el ejemplo más claro.

Si lo que se pretende es el zunchado de la sección existente la armadura importante será la transversal, mientras que la longitudinal debería quedar reducida al mínimo necesario para el montaje y el control de la fisuración. Bajo este planteamiento serían posibles, al menos en

teoría refuerzos parciales del fuste (fotografía nº 8-22).

En la práctica nosotros no consideramos muy adecuadas estas soluciones parciales porque introducen una discontinuidad evidente en las características del tramo que multiplica las solicitaciones sobre el resto del fuste.

En el extremo, se podría llegar a formar un mecanismo de pilar corto (figura nº 8-5). Naturalmente, la importancia de este efecto es mayor en pilares cuya sección inicial no es muy importante. Piénsese que un recocado difícilmente puede ser menor de 10 cm por cada lado, lo que supone que una escuadría inicial de 30x30 cm pasa a ser de 50x50 cm, aumentando la inercia de la sección en casi 8 veces.

Si lo que se pretende con el recocado es construir un pilar de hormigón en torno al existente entonces se hace fundamental la continuidad a través de los nudos extremos, pasando la armadura longitudinal (que adquiere aquí mayor protagonismo) como muestra la fotografía nº 8-23⁶ y prolongando la actuación a los tramos aledaños según el mismo



▲ Fotografía nº 8-22



▲ Fotografía nº 8-23

esquema que se describió al referirnos a las soluciones metálicas.

Algunos autores consideran que las soluciones metálicas empresilladas pueden, al igual que los recrecidos de hormigón, llegar a funcionar como solución de confinamiento.

De hecho, algunos manuales de prestigio indican la posibilidad de utilizar esta disposición en un esquema de zunchado del pilar existente que mejore sus propiedades. Incluso recomiendan el calentamiento de las presillas previamente a su soldadura, al objeto de que el posterior



▲ Fotografía nº 8-24

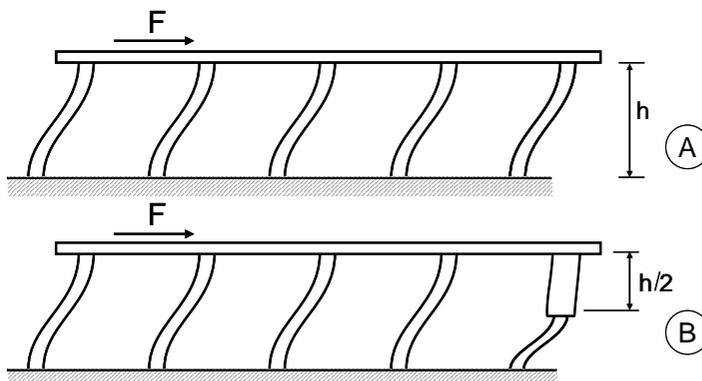
enfriamiento y las deformaciones asociadas produzcan la pre-compresión horizontal de la sección.

Nosotros no sabemos formular un proceso constructivo realista que garantice el más mínimo confinamiento.

En coherencia con este planteamiento no podemos justificar soluciones parciales de empresillado como la que muestra la fotografía nº 8-24, que, a nuestro entender, no puede producir zunchado alguno ni entrar en carga.

Los encamisados con chapa (fotografía

[175]



▲ Figura nº 8-5



▲ Fotografía nº 8-25



▲ Fotografía nº 8-26

nº 8-25) sí podrían, en cambio, introducir un zunchado efectivo porque la inyección, a presión, de mortero en el espacio entre el propio encamisado y la chapa facilita el necesario ajuste.

Lo que no sabríamos justificar son actuaciones como la reflejada en la fotografía nº 8-26, en la que las vigas impiden el cierre perimetral del pilar (se pierde el zunchado) y los casquillos parecen dispuestos para el apoyo de las vigas (como si fueran a recibir su reacción). Obsérvese también la evidente irregularidad longitudinal que introduce el refuerzo en el pilar, lo que incrementará las solicitaciones sobre la parte no reforzada.

Un aspecto que nos llamó la atención en Lorca fue la frecuencia con la que observamos soluciones parciales de confinamiento, en la cabeza de los pilares. La fotografía nº 8-27 muestra un ejemplo especialmente repetido, consistente en el uso de fibras. No obstante, las fotografías precedentes muestran el mismo tipo de solución, parcial, desarrollado con otros materiales.

No estamos seguros de entender esta actuación. Para nosotros es evidente que se trata de un refuerzo, y ello no sólo porque como tal se interpreta en toda la bibliografía sino porque no podemos imaginar que las fibras se dispongan directamente sobre el tramo fracturado, sin una reparación previa del mismo. Luego se trata de una actuación posterior a la reparación que, lógicamente, pretende la mejora de las propiedades nominales del tramo, esto es, su refuerzo.

Ahora bien ¿frente a qué sollicitación se plantea? No puede tratarse de un refuerzo de la resistencia frente a esfuerzos axiales o de corte porque entonces debería abarcar toda la longitud del pilar, ya que el valor de estos esfuerzos es constante a lo largo de todo el soporte. Pero tampoco lo comprendemos como refuerzo de la resistencia a flexión porque entonces debería aplicarse a los dos extremos del pilar (los momentos son siempre muy similares en ambos extremos y las resistencias nominales también suelen serlo). Además, aumentar la resistencia a flexión de las secciones es siempre muy peligroso.

Probablemente se pretenda, entonces, mejorar la ductilidad de la posible rótula plástica, que es objetivo habitual de los refuerzos de flexión por confinamiento, pero ello equivaldría a admitir la plastificación de ambos extremos del pilar, en un mecanismo inadecuado de planta débil. Por otra parte, sólo es lícito suponer la rótula plástica en los extremos de los pilares cuando éstos son exentos a lo largo de toda su longitud. Si están coaccionados por fábricas la rótula puede producirse en cualquier sección y, conforme al Eurocódigo de sismo, todo el tramo ha de ser considerado zona crítica y en todo él se deberían mantener idénticas condiciones de ductilidad. Los soportes que están en contacto con fábricas deberían reforzarse en toda su longitud.

No queremos cerrar este apartado sin insistir en la importancia del cuidado en la ejecución. Como en cualquier otra actuación de este tipo es siempre necesario un control exhaustivo de los detalles, que siempre condicionan el resultado. Obsérvese en la fotografía nº 8-28 el cordón de soldadura en un encamisado, soldadura que no puede evidentemente garantizar resistencia alguna y por la que, sin embargo, han de pasar las tensiones de zunchado. Es claro que mucho antes de entrar en carga el refuerzo se producirá la rotura del cordón, arruinando el conjunto.

En la misma fotografía se observa igualmente que el encamisado se ha presentado directamente contra la superficie del pilar⁷. Ello impide la correcta penetración del mortero de relleno. Se debería dejar siempre un pequeño espacio intermedio que facilitase la distribución homogénea de tal mortero.

En los encamisados con fibras de pilares con sección poligonal es muy importante la preparación previa del tramo, que incluye el redondeo de las aristas vivas con el do-

ble objetivo de limitar la concentración de tensiones en las fibras y mejorar la eficacia del zunchado. Una precaución tan elemental no ha sido, sin embargo, aplicada en todos los casos.

7. En casos extremos el encamisado se ha dispuesto sobre los acabados arquitectónicos del pilar.



▲ Fotografía nº 8-27



▲ Fotografía nº 8-28

[177]



[178]

▲ Fotografía nº 8-29

En la fotografía nº 8-29 se muestra un detalle del empalme de los cercos de un recrecido. Como comentamos en los capítulos precedentes, en zonas sísmicas los cercos deberían anclar en el núcleo, con patillas a 135° . Alternativamente se podrían soldar las ramas, pero lo que no se debería utilizar en ningún caso es el solape simple que muestra la fotografía.

Lecciones de Lorca.



9.1. El papel de los elementos no estructurales	181
9.2. Vulnerabilidad	181
9.3. Cumplimiento de la normativa	183
9.4. Viabilidad de los sistemas constructivos	186
9.5. Necesidades de investigación	191

9. Lecciones de Lorca.

Del trabajo desarrollado en la ciudad tras el terremoto hemos podido aprender mucho, pero no siempre en el sentido que hubiésemos esperado. Nos ha sorprendido, por ejemplo, el protagonismo de los elementos no estructurales en la respuesta de los edificios o la vulnerabilidad del conjunto urbano frente al terremoto, vulnerabilidad que nos ha llevado incluso a cuestionarnos la viabilidad de los sistemas constructivos usuales. En lo que sigue desarrollaremos algunas de estas ideas.

9.1. El papel de los elementos no estructurales

En los capítulos precedentes hemos intentado demostrar la importancia fundamental que en el caso de Lorca tuvieron los elementos no estructurales, especialmente los cerramientos y particiones.

Una de las conclusiones que planteábamos en esos capítulos se refería al carácter, en absoluto singular, de los sistemas constructivos empleados. Muchos paños de fábrica se apoyaban en Lorca de la misma forma, incorrecta, que lo hacen en cualquier otra ciudad Española.

Es precisamente la generalidad del empleo de soluciones que se han demostrado incorrectas y la consecuente urgencia de adoptar medidas al respecto lo que queremos resaltar en este punto. Imágenes como la que refleja la fotografía nº 9-1 alertan sobre la necesidad de, al menos en los edificios que albergan ciertas actividades, considerar el peligro que estos elementos pueden llegar a representar.



▲ Fotografía nº 9-1

9.2. Vulnerabilidad

El riesgo sísmico de un emplazamiento se concibe hoy en día como la conjunción de dos aspectos básicos: el peligro y la vulnerabilidad.

El peligro se refiere a la probabilidad de ocurrencia de terremotos en un entorno dado. Algunas zonas de Japón o de la costa Oeste Americana presentan un peligro elevado, muy superior al que presenta cualquier región de nuestro país.

La vulnerabilidad indica la probabilidad de que un terremoto dado cause daños, y está asociada a factores como la ocupación, la calidad de construcción, la educación específica de los habitantes, etc. La vulnerabilidad de las ciudades de Japón o de Norteamérica es, en general, reducida.

El riesgo, que es el factor realmente determinante, puede ser elevado en países



▲ Fotografía n° 9-2

1. Hemos llegado a ver griferías que salen de pilares.

de sismicidad moderada, como el nuestro, si la vulnerabilidad es alta, algo que, al menos en nuestra opinión, el terremoto de Lorca ha puesto en evidencia.

La vulnerabilidad de nuestro parque de viviendas es la que corresponde a unas construcciones de baja calidad e insuficientemente cuidadas, al menos en términos generales.

La calidad observada en Lorca, tanto de materiales (fotografía n° 9-2) como de ejecución, es en ocasiones tan pobre que suscita serias dudas en cuanto al planteamiento de las reparaciones necesarias tras el sismo. Es difícil limitar el alcance de tales reparaciones a las secciones dañadas de un pilar cuando las vigas que acometen en él presentan la apariencia de la fotografía. El tan manido argumento de “*lleva así 50 años*” no aporta demasiada confianza.

También podemos hablar de vulnerabilidad en referencia a la degradación de los edificios con el tiempo.



▲ Fotografía n° 9-3

El esquema básico de comportamiento sismorresistente de las estructuras de pórticos introduce las mayores sollicitaciones en la base de los pilares, donde inevitablemente ha de formarse una rótula plástica. Pero si las bases de los pilares se encuentran totalmente degradadas (fotografía n° 9-3) a causa, entre otros, de las humedades que ascienden por capilaridad desde el terreno, difícilmente podrán resistir tales sollicitaciones. El aislamiento inadecuado de la estructura respecto al suelo ha producido daños en una gran proporción de los edificios de Lorca.

El mismo tipo de degradación por humedad se observa sistemáticamente en las proximidades de las bajantes, tanto pluviales como sanitarias. El mantenimiento inadecuado (obsérvese en la fotografía n° 9-4 el estado de la armadura de la viga en contacto con la bajante “*reparada*”) o inexistente de estas instalaciones ha producido daños aparentemente generalizados.

En otras ocasiones ha sido la subordinación de la estructura a las exigen-

cias funcionales lo que ha contribuido a su degradación. Ya en anteriores apartados hemos citado la introducción incontrolada de grandes masas, pero igualmente podríamos citar la habitual apertura de huecos en los forjados para pasar las instalaciones, huecos como el que muestra la fotografía nº 9-5.

Los cambios en la distribución de las viviendas no siempre han respetado la estructura. Obsérvese en la fotografía nº 9-6 que no se ha dudado en practicar una roza en el pilar para el paso de la conducción, roza que llega a afectar al propio núcleo, pasando por dentro del cerco¹.

El problema no se limita a las estructuras. Muchos de los daños declarados en las fachadas (fotografía nº 9-7) parecen más el resultado previo del comportamiento reológico de los paños de fábrica que de la acción del sismo. La degradación de las fachadas de ladrillo visto alcanza en nuestro país una generalidad alarmante.

En el mismo sentido, la caída generalizada de los aplacados de fachada (fotografía nº 9-8) probablemente tiene más que ver con lo precario de su sujeción que con el terremoto. Esa forma de disponer aplacados constituye una degradación evidente del edificio.

9.3. Cumplimiento de la Normativa

Una de las causas de la vulnerabilidad reseñada en el apartado precedente es, en nuestra opinión, el escaso grado de cumplimiento normativo. De hecho, es tal la importancia de este aspecto que hemos considerado necesario tratarlo de forma separada.



▲ Fotografía nº 9-4



▲ Fotografía nº 9-5



▲ Fotografía nº 9-6



▲ Fotografía nº 9-7



▲ Fotografía nº 9-8

En los capítulos precedentes hemos señalado reiteradamente cómo ninguno de los graves efectos del terremoto de Lorca representan en realidad la menor novedad. Todos ellos son bien conocidos desde hace muchos años y, de hecho, aparecen ampliamente descritos en la bibliografía específica.

Naturalmente, todo ese conocimiento se refleja en las normativas aplicables, normativas que previenen explícitamente respecto a muchas de las formas de fallo observadas en Lorca: la caída de petos y fachadas, los pilares cortos o cautivos, el colapso de las escaleras, el golpeteo entre edificios aledaños, etc.

Es evidente, por tanto, que ni las prescripciones normativas ni la experiencia más básica se han tenido en cuenta en muchos casos, y se han citado muchas razones para ello.

Se suele argüir que algunas construcciones son anteriores a las normas y que consecuentemente, no quedaban sometidas a sus prescripciones. Ello sólo sería cierto en un número reducido de casos, toda vez que la gran mayoría de los edificios contemplados en el presente texto tienen menos de 50 años, lo que supone que ya existía una norma sismorresistente de obligado cumplimiento en el momento en que se construyeron. Por otra parte, algunos de los problemas más graves, como la caída de los parapetos o el golpeteo entre edificios, afectan muy especialmente a las construcciones más recientes, que se suponen sujetas a la regulación actual.

También se señala que la solicitud introducida por el terremoto fue, al menos en cuanto a los parámetros básicos de cálculo, mayor que la normativa, por lo que el fallo no implicaría necesariamente el incumplimiento de la norma. Tampoco este argumento es

totalmente consistente, porque como se ha demostrado en los capítulos precedentes los esfuerzos producidos por el terremoto son superiores a los previstos en la norma pero similares o inferiores a los producidos por otras solicitaciones prescritas por la instrucción (viento o sobrecarga de uso, en el caso de los parapetos) y frente a las que se deberían haber comprobado estos elementos. Por otra parte, y en relación al mismo aspecto, la caída de parapetos, lo que la norma (la de fábricas del Código Técnico, en este caso) excluye directamente es el propio sistema (al no permitir confiar en la capacidad a flexión en dirección de los tendeles), y ello con independencia del valor de la solicitación.

Es posible, por fin, que el tamaño de las juntas entre edificios prescrito por la norma hubiese sido insuficiente frente a una solicitación como la que supuso el terremoto, pero ello no justifica el hormigonado directo del forjado de un edificio contra los pilares del aldaño.

En definitiva, es necesario reconocer que las prácticas constructivas y de proyecto observadas en Lorca no respetan las prescripciones normativas. En contra de lo que se pudiera deducir de la sismicidad del emplazamiento, tales prácticas no son distintas a las aplicadas en cualquier otra ciudad Española situada en zonas en las que no existe riesgo sísmico, al menos conforme a nuestra apreciación. En términos generales, los edificios no parecen haberse proyectado o construido pensando en la posibilidad de un sismo.

Nuestra impresión es que, en el mejor de los casos, el proyecto sísmico se reduce al cálculo de la estructura ante las cargas equivalentes, planteamiento que el terremoto de Lorca ha demostrado claramente insuficiente.

La comprobación de la estructura es totalmente inútil si no se respetan las reglas básicas del proyecto sismorresistente, reglas tan elementales como la exigencia de un mínimo de orden frente a la confusión que, en ocasiones, pudimos observar en Lorca y que se extiende a todas las fases del proceso constructivo. Así:

- El propio entramado urbano resulta ya, en muchas partes de la ciudad (y no siempre las más antiguas) tan complicado que en ocasiones se nos hacía difícil precisar los límites de un edificio, dada la irregularidad del trazado de las fincas que ocupan. En esas condiciones es impensable cualquier análisis o actuación sobre un edificio. La unidad básica de comportamiento ante sismo es la manzana y las acciones más importantes sobre cada edificio son las ejercidas por los aldaños.
- La configuración de muchos de tales edificios es ajena por completo a una lógica estructural que, en definitiva, sólo exige un mínimo de simplicidad, regularidad y simetría.
- Las modificaciones del proyecto durante la construcción introducen nuevas incertidumbres. Nos consta que algunas de las configuraciones de pilares cortos que tan graves daños han inducido responden a tales modificaciones.
- Las disposiciones constructivas que, de forma totalmente falaz, se presentan en ocasiones como “*sancionadas por la práctica*” en realidad no responden a ninguna tradición. Este aspecto es especialmente relevante en el caso de las fachadas, que plantean un problema de fijación a la estructura que aún no se ha resuelto en España de forma general.

2. Siempre y cuando la sección de los pilares no disminuya en exceso con la altura.

Parecería que la existencia de una normativa obligatoria, clara y precisa como la nuestra no ha sido suficiente para imponer un orden mínimo en la edificación, algo importante desde nuestro punto de vista porque afecta no sólo a los aspectos sismorresistentes, sino al conjunto de la construcción.

Lorca ha puesto en evidencia, en nuestra opinión, las carencias de todo nuestro sector.

9.4. Viabilidad de los sistemas constructivos

A la luz de los resultados obtenidos parece razonable plantearse la viabilidad real del sistema constructivo más frecuente en los países Mediterráneos, conforme al cual el edificio resulta de la suma de elementos tan incompatibles como son una estructura flexible, de pórticos (en el mejor de los casos), unida a cerramientos y particiones mucho más rígidos y, lo que aún es peor, más resistentes en la mayoría de los casos.

Desafortunadamente, el problema no tiene fácil solución. Las posibilidades se limitan a disminuir la rigidez y resistencia de los elementos no estructurales, aumentar las de la estructura o separar ambos:

- Disminuir la rigidez o la resistencia de cerramientos y particiones no es fácil porque supone renunciar a las fábricas, para las cuales no existe una alternativa general y económica, al menos en la edificación convencional.
- El independizar los elementos no estructurales de la propia estructura se planteó hace ya muchos años (Dowrick) pero conlleva algunos problemas importantes, problemas relativos a la estabilidad de los cerramien-

tos y particiones, a su estanquidad, capacidad de aislamiento térmico y acústico, etc. Aunque, es la solución prescrita por algunas de las normativas más avanzadas, como la Japonesa o la Neozelandesa, no parece que se pueda aplicar fácilmente al caso Español.

En estos países existe una conciencia social respecto al peligro sísmico que justifica el importante incremento de costes que suponen este tipo de medidas. En cambio, en países en los que el sismo no se percibe como una amenaza real sino más bien como una lejana imposición normativa, es más difícil justificar ese esfuerzo.

Por otra parte, los niveles de solici-tación que supone el sismo en estos países son tan elevados que no permiten otra alternativa (al menos, sus Técnicos no la han encontrado).

- Incrementar la rigidez de la estructura resulta, al menos en apariencia, la única alternativa lógica en nuestro entorno, por lo que será la que se desarrolle en lo que sigue.

Quienes defienden esta última vía plantean la necesidad de sustituir los pórticos por sistemas basados en el empleo de pantallas, lo que presenta algunas ventajas evidentes.

Las pantallas no sólo aportan rigidez, sino que además inducen un tipo de deformación del edificio menos agresivo para los cerramientos que el de los pórticos. La forma modal típica de uno de estos últimos, conforme al modelo tradicional de pórtico a cortante (figura nº 6-5) presenta las mayores deformaciones angulares en las plantas inferiores², al contrario de lo que ocurre en los modos de vibración de

las pantallas³, figura nº 9-1. En un sistema de pantalla no tienen sentido los problemas de planta blanda a los que hemos hecho referencia en el texto.

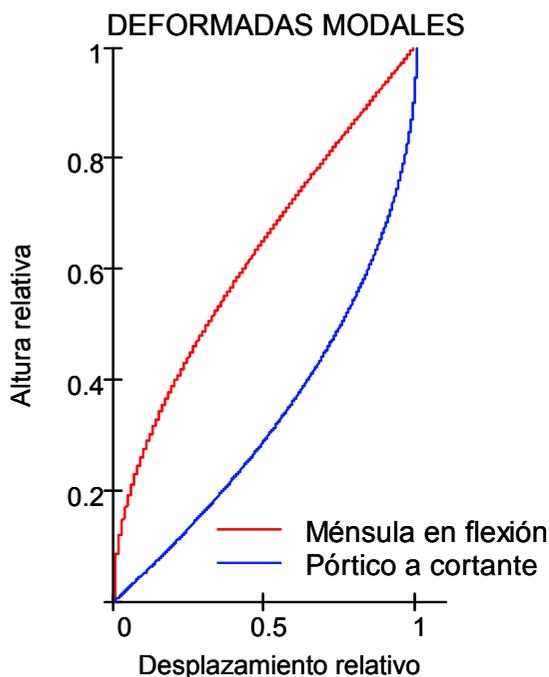
Aunque conceptualmente son claras las ventajas de los sistemas apantallados, su desarrollo práctico plantea problemas importantes. En el apartado **7.3.4 “Disposición inadecuada de las pantallas”** hemos relacionado los más claros y en lo que sigue abordaremos el más evidente desde nuestro punto de vista, la determinación de la rigidez necesaria.

Dos son los criterios básicos, a nuestro entender, para cuantificar la rigidez que debe aportar la estructura. Debería, por un lado, ser suficiente como para controlar la respuesta del edificio ante el sismo y también, por el otro, limitar los daños en los elementos no estructurales. En lo que sigue trataremos de analizar ambos criterios.

9.4.1 Eficacia de la estructura

En cuanto al primer criterio, la idea es simple: si la estructura no es lo bastante rígida no llega a participar en la respuesta del edificio ante el terremoto, y ésta depende entonces del comportamiento de unos elementos, los no estructurales, que no fueron pensados para ello (lo que no implica necesariamente que sea inadecuado). Y ello con independencia de lo absurdo de proyectar una estructura resistente para después envolverla en una caja rígida que le impide funcionar.

Para tener una primera idea de la rigidez necesaria para que la estructura realmente participe ante acciones horizontales analizaremos las dimensiones que tendría que tener una pantalla que dotase a un pórtico típico de la misma rigidez que le aportan los ce-



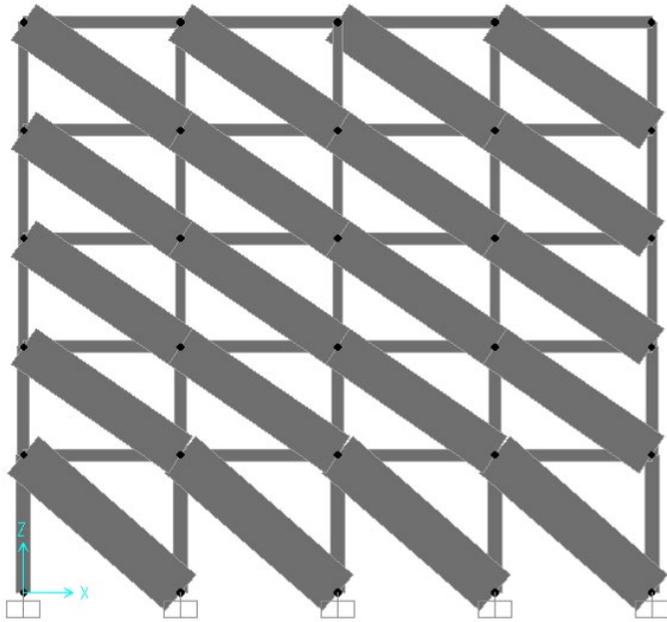
▲ Figura nº 9-1

ramientos de medianería (para que, al menos, compartieran las cargas).

Estudiaremos el mismo pórtico que ya hemos utilizado repetidas veces en el texto, el de cinco plantas y cuatro vanos que utilizamos en el **Capítulo 5 “Edificios convencionales. Comportamiento de las fábricas”**. En esta ocasión lo completaremos con los puntales equivalentes a los paños de fábrica. En la figura nº 9-2 reproducimos el modelo ajustando las dimensiones de las barras a la escala geométrica real. Aunque el ancho dibujado no refleja la proporción real de rigideces, ya que el material de las diagonales tiene un módulo elástico (el correspondiente a la fábrica) que no llega al 20% del de la estructura (hormigón), constituye un reflejo claro de la importancia de los puntales.

Del análisis modal se obtiene un valor para el período fundamental de 0,31

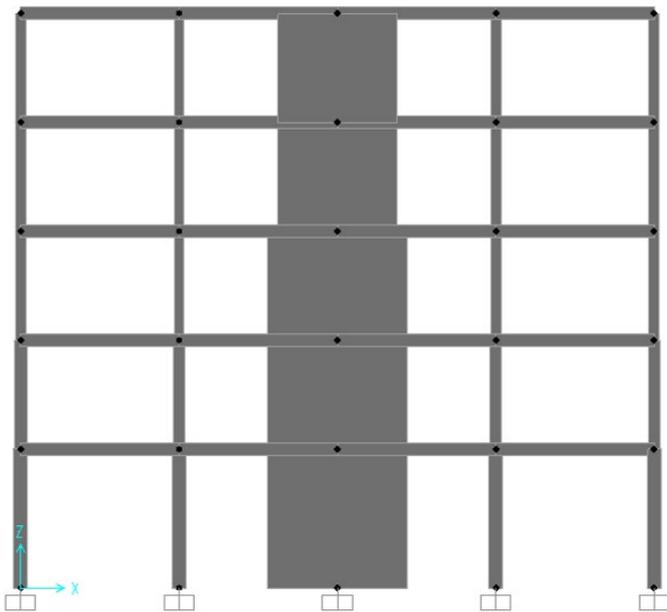
3. Al menos en fase elástica. Si la respuesta al sismo de la estructura se desarrolla en régimen plástico (porque en proyecto se ha hecho uso de un alto valor de reducción por ductilidad) las formas de deformación deberían parecerse y ser básicamente lineales.



▲ Figura nº 9-2

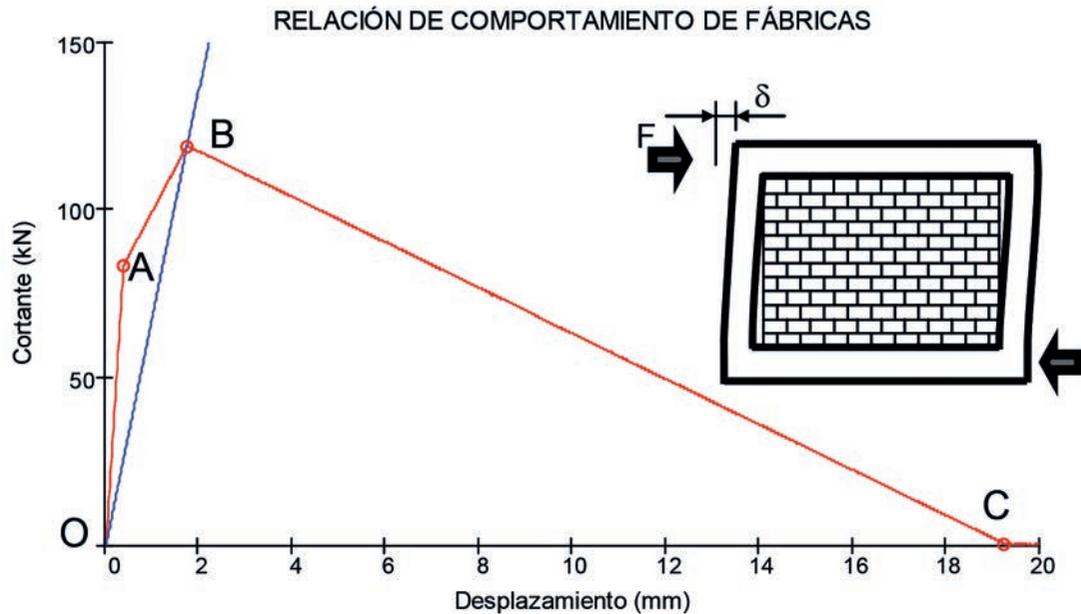
segundos. Una pantalla de rigidez comparable a la de los cerramientos debería reducir el período del pórtico desnudo en la misma proporción. Tras probar con distintos tamaños de pantallas, las dimensiones de la que proporciona un valor semejante del período son las que, aproximadamente a escala, refleja la figura nº 9-3 ¡Pantallas de 3,5 m de anchura y 0,4 m de espesor!

Parece claro, en consecuencia, que las pantallas no resuelven todos los problemas. Incluso en los sistemas apantallados es necesario considerar los posibles efectos estructurales de las tabiquerías a los que hacíamos referencia en el Capítulo 6: El incremento de las cargas, la introducción de irregularidades en planta o en alzado y los daños a la estructura.



▲ Figura nº 9-3

Este último punto puede resultar determinante, porque los pilares de los edificios apantallados se dimensionan normalmente para soportar tan sólo las cargas gravitatorias, lo que conduce a secciones muy reducidas que no soportan los cortantes que les puedan introducir los paños de fábrica.



▲ Figura nº 9-4

9.4.2 Limitación de daños

Si el objetivo es evitar la rotura de las fábricas ante un terremoto de cierta importancia habría que, en primer lugar, saber en qué momento rompen.

La relación fuerza-deformación de un paño tiene la forma general que muestra la figura nº 9-4 (que se ha particularizado para el paño descrito en el **apartado 6.1 “Incremento de las cargas.”**)

La primera rama, “OA”, representa la rigidez del paño a corte, cuando aún no se ha separado de la estructura. Su límite, el punto “A” se sitúa entre el 60 y 75% de la resistencia máxima del conjunto paño-marco. En realidad esta parte de la gráfica (tanto el segmento “OA” como el “AB”) no tienen demasiado interés práctico porque se supone que la adherencia en la interfase se rompe ya en las primeras sacudidas y que, por tanto, la rigidez real durante la mayor parte de la sollicitación vendría dada por la línea azul, “OB”, que representa la del

puntal comprimido. La rama de caída BC, tiene una pendiente más suave, en torno a 10 veces menor que la OB cuando la rotura se produce por deslizamiento de los tendeles.

Aunque los valores concretos de los ejes pueden variar enormemente dependiendo del tipo de fábrica (también, aunque en menor medida, de la relación de rigideces fábrica-estructura y de la geometría del conjunto), el valor más significativo que se desprende de este gráfico es el correspondiente al desplazamiento del paño en el momento en que se produce la rotura, en torno a 2 mm, o lo que es lo mismo, una deformación del 0,06% (2 mm /3.500 mm).

Verderame et al. [60], sugieren para este mismo parámetro, la deformación en rotura, valores superiores, entre 0,15 y 0,2% (que, para nuestro paño vendrían a representar algo más de 5 mm). Obsérvese que se trata de valores expresados en milímetros, es decir, un orden de magnitud inferior al de los que se refieren a la estructura,

que se expresaban en centímetros (véase el **apartado 3.4.2 "Desplazamientos"**). Son resultados, además, coherentes con los que obteníamos en el **apartado 6.1 "Incremento de las cargas"**, en el que comprobamos cómo las solicitaciones sobre la fábrica eran de una magnitud muy superior a su capacidad.

Dicho de otra forma, tendríamos que plantearnos estructuras decenas de veces más rígidas que las actuales, lo que nos lleva inmediatamente a preguntarnos si eso es posible.

Para comprobarlo hemos integrado de nuevo la respuesta al sismo de Lorca del pórtico convencional que hemos utilizado a lo largo del citado capítulo pero añadiendo pantallas de dimensiones crecientes hasta obtener desplazamientos de la primera planta en el entorno de 5 mm. El resultado es que tendríamos que llegar a una sección de 3 m de anchura y 40 cm de espesor para reducir a 4 mm los desplazamientos de la planta baja.

Y todo ello para un único pórtico, lo que implica que en el conjunto del edificio habría que disponer varias de esas pantallas en cada una de las dos direcciones en planta.

En realidad, esto sólo demuestra lo evidente, y es que nadie puede esperar que un edificio de estas características, por otra parte muy habituales en la ciudad, pueda resistir una sacudida como la de Lorca sin daños. De hecho, el haber desarrollado los cálculos precedentes directamente a partir del registro de aceleraciones de este terremoto resulta excesivamente exigente.

Por un lado, el de Lorca es un tipo de registro especialmente exigente

con los sistemas rígidos porque, tal y como explicamos al describir su espectro de respuesta, es precisamente en estos sistemas en los que se producen las máximas amplificaciones. Los edificios rígidos son más adecuados en suelos blandos, en los que la zona de amplificación del espectro se sitúa en un rango de períodos más altos, que en roca.

Por otro lado, no parece razonable utilizar en la comprobación de daños el mismo registro que en otros apartados hemos utilizado para las comprobaciones de seguridad. La limitación de daños se plantea, en algunas de las normas más recientes, para solicitaciones menos severas que las utilizadas en la comprobación de la seguridad, en un formato similar al utilizado frente a las solicitaciones variables, en las que los daños se comprueban en combinaciones de estado límite de servicio, menos exigentes que las de estado límite último utilizadas en las comprobaciones de seguridad. El Eurocódigo de sismo no plantea explícitamente este esquema, pero reduce los desplazamientos obtenidos en la solicitud de cálculo (equivalente al estado límite último) multiplicándolos por un factor de valor 0,4 ó 0,5 (en función de la importancia del edificio), lo que viene a ser equivalente.

La vigente Instrucción NCSP-07 [11] de puentes plantea un esquema similar.

En un contexto normativo así tendría más sentido la utilización de pantallas para reducir los daños.

En cualquier caso, no deberíamos olvidar que si la rotura de los paños puede ocasionar daños a las personas entonces ya tendríamos que considerarla un estado límite último. El problema que se plantea entonces es

delimitar los casos en los que la rotura puede causar daños a personas.

9.4.3 Criterios de proyecto

Lo descrito en los apartados precedentes no es sino otro aspecto más, muy parcial, de la más general y tradicional polémica acerca de la conveniencia de los sistemas rígidos o flexibles.

En la introducción del texto de Akiyama [32] se presenta un magnífico repaso histórico de la evolución de estos planteamientos desde los primeros años del análisis sísmico. El Autor cita hasta cuatro diferentes etapas en la discusión, a las que designa como “*Polémicas sobre la Flexibilidad y Rigidez*”, etapas en las que las tendencias de proyecto se inclinaban en una u otra dirección. Lejos de considerar cerrado el tema, el Autor se permite aventurar una futura “*Quinta Polémica sobre la Flexibilidad y la Rigidez*”.

Existen incluso tradiciones locales en este sentido. En México es habitual el empleo de pórticos dúctiles, relativamente flexibles, mientras que en Chile se suelen plantear soluciones apantalladas de gran rigidez.

La raíz de la discusión está en la propia naturaleza de la solicitud. En principio, parece deseable el que las estructuras dispongan siempre de una rigidez suficiente que limite sus deformaciones. Pero en el caso del sismo el problema es que añadir rigidez puede añadir solicitud, con lo que se llegaría al contrasentido de emplear el dinero en elementos cuya función básica es absorber la carga que ellos mismos crean.

Desde otro punto de vista, el tipo de sismo previsible en un emplaza-

miento puede decantar la elección en uno u otro sentido. Las estructuras rígidas se justificarían más fácilmente en regiones en las que sean frecuentes las solicitudes sísmicas de intensidad limitada. Las flexibles, en cambio, constituirían el modelo adecuado en zonas en las que cabe suponer la posibilidad de eventos de gran intensidad con largo período de retorno.

9.5. Necesidades de investigación

Se nos ocurren muchas, todas ellas muy simples y de carácter eminentemente práctico. Algunas tendrían por objeto el conocimiento de lo que hemos construido hasta ahora, de los problemas que plantea esa realidad y de cómo solventarlos. Otras se plantean en la fase de proyecto y se refieren, por tanto a las edificaciones futuras. Algunas más se referirían a la definición de la propia solicitud sísmica.

Las fábricas y su interacción con la estructura constituyen un ejemplo claro. Es necesario identificar y catalogar las soluciones constructivas que se han empleado en nuestro país. Ello permitiría al menos reconocer aquellas que entrañen el mayor riesgo (entre las que muy probablemente se situarían las fachadas apoyadas de forma parcial o en perfilera metálica) y tomar las decisiones consecuentes. La caída de fachadas constituye uno de los problemas más graves de entre los que afectan a nuestras viviendas. En el momento en que redactamos estas líneas, otoño de 2012, leemos en la prensa que el derrumbe parcial de una fachada en Oliva (Valencia) durante una tormenta ha causado cinco heridos.

También es fundamental identificar las soluciones que se están empleando ahora mismo. Hemos señalado cómo

el Eurocódigo de sismo obliga a comprobar los pilares para un cortante no menor que la resistencia del paño de fábrica de relleno, pero también hemos señalado la imposibilidad práctica de calcular esa resistencia debido a la gran variedad de propiedades de las fábricas. Cuando una norma exige comprobaciones imposibles pierde credibilidad.

Sería deseable ordenar mínimamente la oferta de soluciones cerámicas para reducir la dispersión de propiedades y poder concentrar la investigación en un número acotado de ellas. Alternativamente se podría evitar el contacto de las fachadas con los pilares retranqueando éstos para permitir el paso del paño.

Los problemas asociados a los pilares cortos son otro ejemplo. No es necesario en este caso investigar sobre su comportamiento, que ya es sobradamente conocido, sino sobre las razones que los justificaron en su día. Sólo así sabremos dónde buscarlos y cómo actuar en cada caso.

No se trata, en definitiva, de investigación básica, que tampoco nos vendría mal, sino simplemente de comprender los efectos del terremoto en Lorca para evitarlos en Totana (ciudad muy semejante y próxima a la propia Lorca), en Murcia, Granada...

Anejo I. Espectros de respuesta.

10

10.1. Formulación básica	196
10.2. Caracterización de la sollicitación sísmica	198
10.3. Espectros normativos	202
10.4. El papel de la ductilidad	204
10.5. Factor de reducción por ductilidad	208
10.6. Conclusiones	211

10. Anejo I.

Espectros de respuesta.

En su acepción más básica un espectro de respuesta no es más que la expresión, normalmente en forma de gráfica, del valor máximo de la respuesta a una excitación dinámica de un oscilador lineal simple en función de su período. Así, para el oscilador al que hacíamos referencia en el capítulo 3, una masa concentrada en el extremo de un fuste, la excitación sería cualquier desplazamiento sísmico de la base y el espectro sería, por ejemplo, el desplazamiento máximo de la masa para cada período del oscilador (figura nº 10-1).

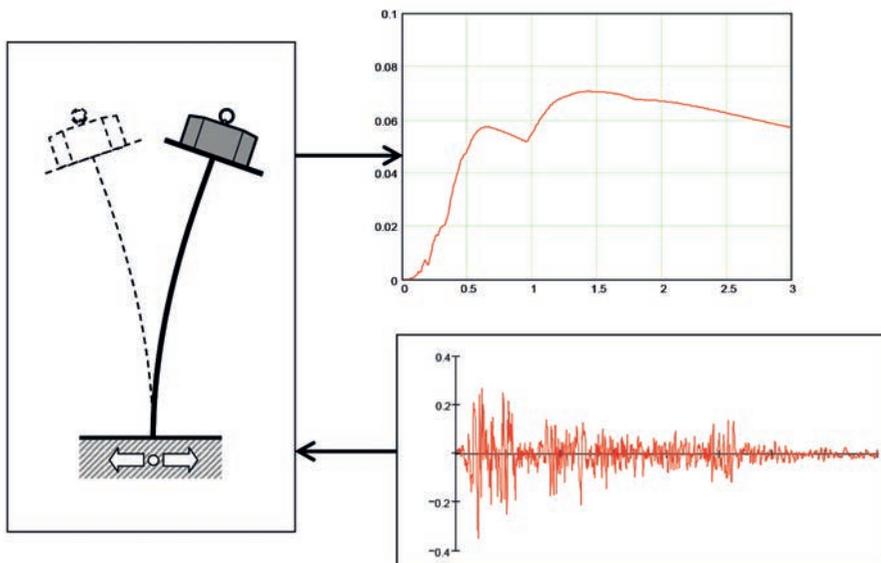
La idea se podría generalizar a cualquier respuesta de un sistema frente a una entrada dada (figura nº 10-2). Desde este punto de vista el espectro no sería más que la forma de describir una señal: A través de la respuesta que produce en cada sistema. De hecho, en el capítulo 3 utilizamos este planteamiento para caracterizar el registro sísmico de Lorca.



▲ Figura nº 10-2

Se podría argüir que como método de caracterización de una señal resulta artificioso e innecesario, puesto que ya disponemos de la señal (el propio acelerograma). Sin embargo, no hace falta pensar mucho para comprender que un registro, por sí solo, no nos dice gran cosa acerca del fenómeno.

Si así fuera bastaría con proyectar cualquier nuevo edificio de la zona introduciendo en el cálculo como solicitud el registro de 2011, pero es evidente que eso no supone ninguna garantía por la imposibilidad de que se repita un registro idéntico, segundo a segundo. El próximo terremoto en la localidad producirá una historia de aceleraciones muy diferente,



▲ Figura nº 10-1

si se compara en cada instante, a la que produjo el sismo de Lorca. Sin embargo, esa nueva historia probablemente nos resulte familiar ya a simple vista y, de alguna forma, parecida a ésta.

Esta idea es la que subyace en las prescripciones normativas al respecto. Todas las normas permiten comprobar la seguridad de una estructura estudiando su respuesta a registros sísmicos, acelerogramas reales o simulados, pero previamente debe calcularse el espectro de cada uno de esos registros para verificar que excede, punto a punto, al normativo.

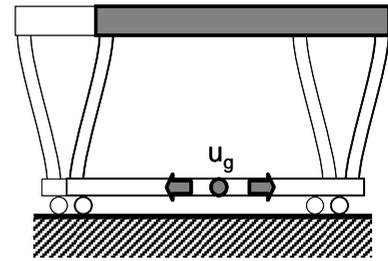
Los sísmicos constituyen uno de los tipos de registros que se pueden estudiar como procesos estocásticos. Desde este punto de vista lo que nos interesa de un registro no es tanto el simple listado de puntos (tiempo-aceleración) como la relación entre cada punto y los vecinos, el contenido en frecuencias, la esperanza de determinado umbral, etc. En definitiva, una serie de parámetros de carácter global que identifiquen lo que de común puedan tener todos los registros.

Una de estas herramientas de caracterización es precisamente, el espectro.

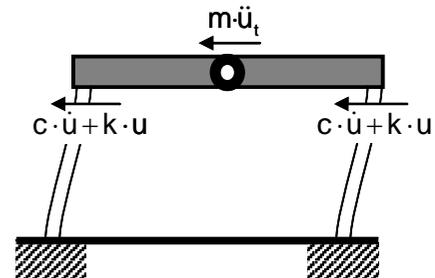
10.1. Formulación Básica

Imaginemos la estructura más simple y representativa, el pórtico elemental al que ya nos hemos referido reiteradamente en el texto. La forma más intuitiva, al menos en apariencia, de considerar la sollicitación sísmica sería la imposición de la historia de desplazamiento de la base (mover la cimentación en la misma forma que lo hace el terremoto, figura nº 10-3).

En la práctica, sin embargo, es más frecuente plantear directamente el equilibrio de fuerzas sobre el dintel (figura



▲ Figura nº 10-3



▲ Figura nº 10-4

nº 10-4). Añadiendo las fuerzas que le introducen los pilares (elásticas y de rozamiento) a las de inercia debidas a su masa se obtiene la ecuación:

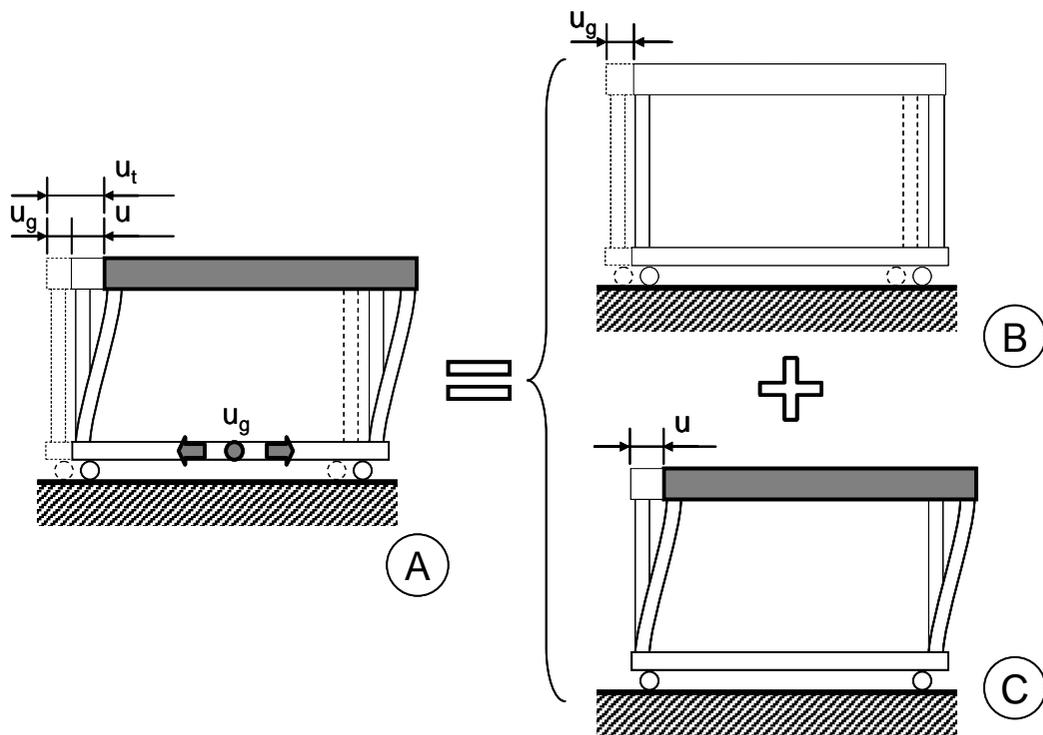
$$m \cdot \ddot{u}_t + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0$$

Para justificar la ecuación sólo hace falta comprender que las fuerzas ejercidas sobre el dintel por los pilares son proporcionales al desplazamiento relativo del dintel respecto a la base (figura nº 10-5 C) mientras que las de inercia siempre se refieren, conforme a los principios elementales de mecánica, al total, suma del desplazamiento del suelo y del relativo ($u_t = u_g + u$, conforme a la figura nº 10-5).

Operando:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g$$

Aunque todo esto pueda parecer un simple formalismo sin mayor trascendencia, es interesante comprender el proceso seguido.

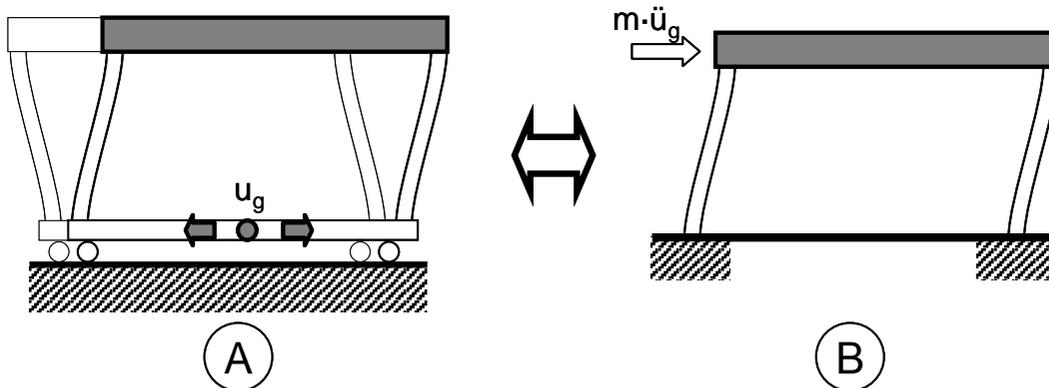


▲ Figura nº 10-5

La realidad física es que la base del pórtico se ve sometida a un desplazamiento variable, una sacudida más o menos violenta y repetida (que trata de representar la figura nº 10-6 A). Esto es, no se aplica ninguna fuerza exterior al sistema y la acción sísmica consiste en un desplazamiento variable en la base.

La forma en la que modelizamos esta realidad es, sin embargo, muy distinta. La base del pórtico permanece quieta y la acción sísmica es una fuerza sobre el dintel, variable con el tiempo, y proporcional a su masa y a la aceleración del suelo, figura nº 10-6 B.

[197]



▲ Figura nº 10-6

1. El período “T” se relaciona con la frecuencia angular “ ω ” a través de la expresión $T=2\cdot\pi/\omega$

Hemos convertido un problema formulado en desplazamientos en otro, equivalente, en fuerzas, cuya expresión nos resulta más familiar a quienes trabajamos con estructuras. El cambio también responde a una evidencia clara, y es que los movimientos sísmicos se han registrado tradicionalmente en términos de aceleración.

En todo caso, la ecuación obtenida es típica en cualquier rama de la física, por lo que se suele normalizar en la forma:

$$\ddot{u} + 2 \cdot \zeta \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = \ddot{u}_g$$

Donde $2 \cdot \zeta \cdot \omega = \frac{c}{m}$ y $\omega^2 = \frac{k}{m}$

10.2. Caracterización de la sollicitación sísmica

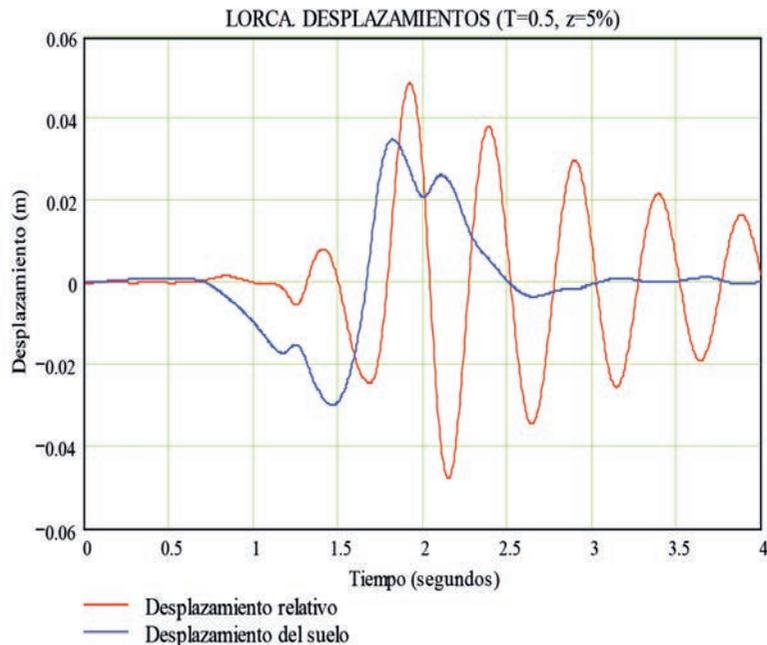
Resolver la ecuación anterior para el registro de un terremoto cualquiera es trivial. La figura nº 10-7 muestra el resultado de integrar numéricamente el acelerograma de Lorca para un sistema de

$T=0,5^1s$. Se obtiene un desplazamiento máximo de 4,9 centímetros

Repitiendo la integral para sistemas con diferente período se obtiene la gráfica de la figura nº 10-8, a la que se llama “Espectro de desplazamientos” y que representa simplemente el valor máximo de los desplazamientos que el terremoto de Lorca produce en sistemas de diferente período. La ordenada de esta gráfica para un período de 0,5 s serán los 4,9 cm obtenidos previamente.

Para facilitar la comprensión del espectro se puede pensar en un aparato mecánico de registro de espectros tan simple como el que muestra la figura nº 10-9, un conjunto de varillas metálicas fijadas a una base común, con una pequeña masa en el extremo libre y de longitud ajustada para conseguir un valor concreto del período fundamental (por ejemplo, 0,1 s; 0,2 s; 0,3 s...). Cuando sobre la base del aparato actúe el terremoto cada masa se moverá una cantidad que será precisamente el valor espectral para su período. Si en cada una

[198]



▲ Figura nº 10-7

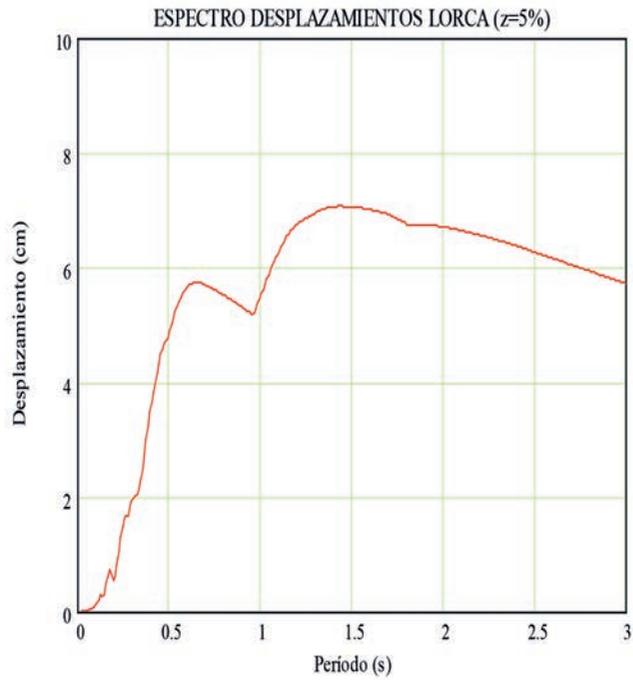


Figura nº 10-8

[199]

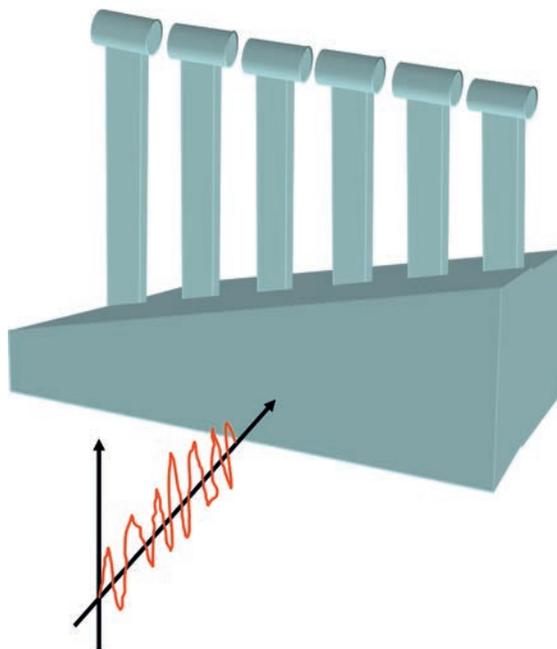
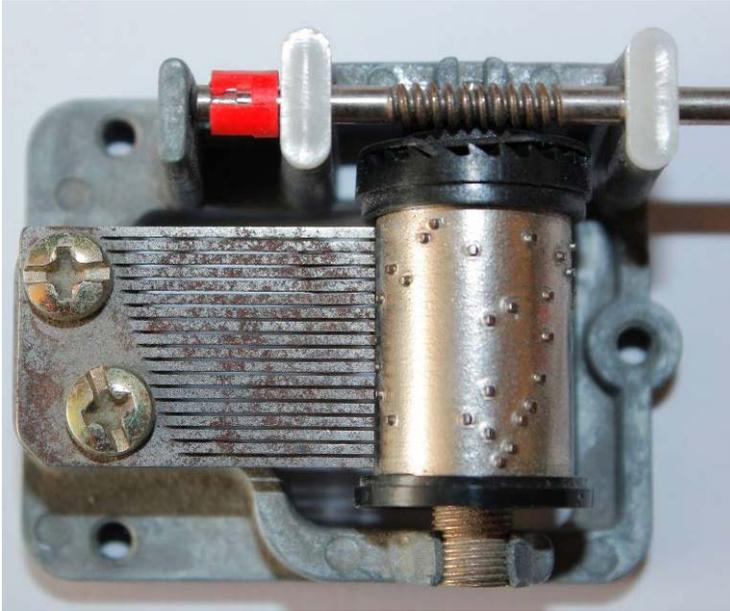


Figura nº 10-9



▲ Fotografía nº 10-1

2. En un artículo de Walsh y Blake de 1948, referenciado por Hacar y Alarcón [29], hemos encontrado la fotografía de uno de estos aparatos.

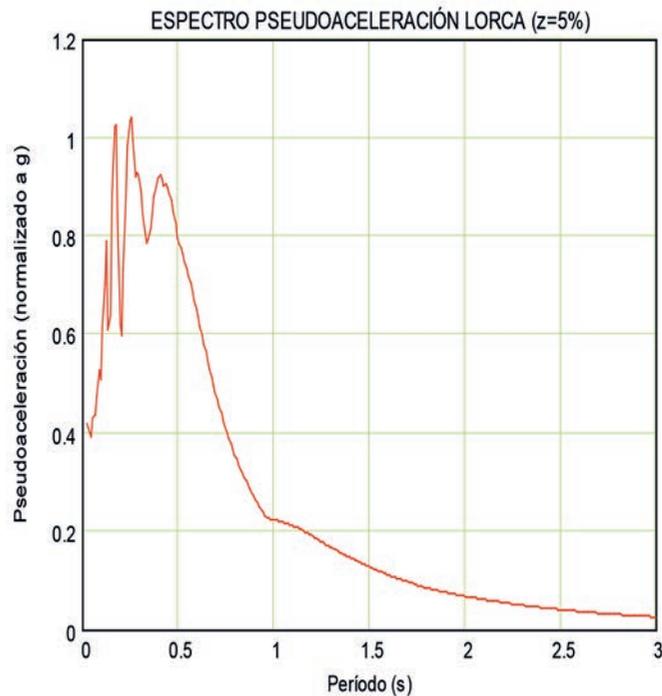
[200]

de esas pequeñas masas se dispone un grabador cualquiera se tendrá registrado el espectro².

La idea de ajustar los periodos aumentando la longitud libre de las varillas metálicas no es, por otra parte, muy original: constituye la base del mecanismo de cualquier caja de música (fotografía nº 10-1).

Es interesante comprobar que, sea cual sea el acelerograma que se integre, todos los espectros de desplazamiento tienen la misma forma:

- Todos arrancan de 0, porque cuando el período es cero es porque el sistema tiene o bien rigidez infinita con independencia del valor de la masa (en cuyo caso no puede haber ningún desplazamiento relativo) o masa nula



▲ Figura nº 10-10

con independencia del valor de la rigidez (en cuyo caso no hay fuerzas de inercia que produzcan desplazamiento alguno).

- Todos tienden, para valores altos del período, a un valor del desplazamiento relativo que es el del suelo durante el terremoto. Lógicamente, $T \rightarrow \infty$ implica que la rigidez es nula, en cuyo caso el dintel no se moverá por mucho que se mueva el suelo, o que la masa es infinita.

Como el cálculo de estructuras se ha basado tradicionalmente en la comprobación ante sistemas de fuerzas y no ante desplazamientos, es frecuente comprobar las estructuras no directamente para el desplazamiento máximo sino para la fuerza que produce ese desplazamiento, esto es:

$$F_{\text{equi}} = k \cdot u_{\text{max}}$$

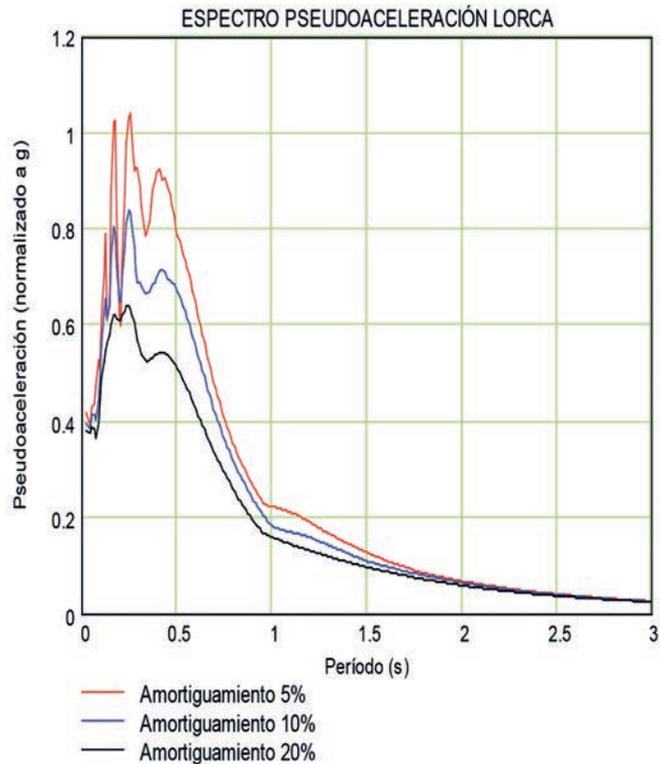
Pero, como $k = \omega^2 \cdot m$, la relación más frecuentemente utilizada es:

$$F_{\text{equi}} = m \cdot \omega^2 \cdot u_{\text{max}} = m \cdot S_a$$

Al término $\omega^2 \cdot u_{\text{max}}$ se le suele llamar pseudo-aceleración (es inmediato comprobar que se expresa en las mismas unidades, m/s^2) y a la gráfica que resulta de multiplicar las ordenadas del espectro de desplazamientos por este término se le llama “*espectro de pseudo-aceleración*” (aunque es habitual referirse a ella simplemente como “*espectro*”).

La figura nº 10-10 muestra el espectro correspondiente al acelerograma de Lorca. Para $T=0,5$ s su valor será:

$$S_a(0,5s) = \omega^2 \cdot u_{\text{max}}(0,5s) = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2 \cdot 4,875 \text{ cm} = \left(\frac{2 \cdot \pi}{0,5s}\right)^2 \cdot 4,875 \text{ cm} = 769,8 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} = 0,79 \text{ g}$$



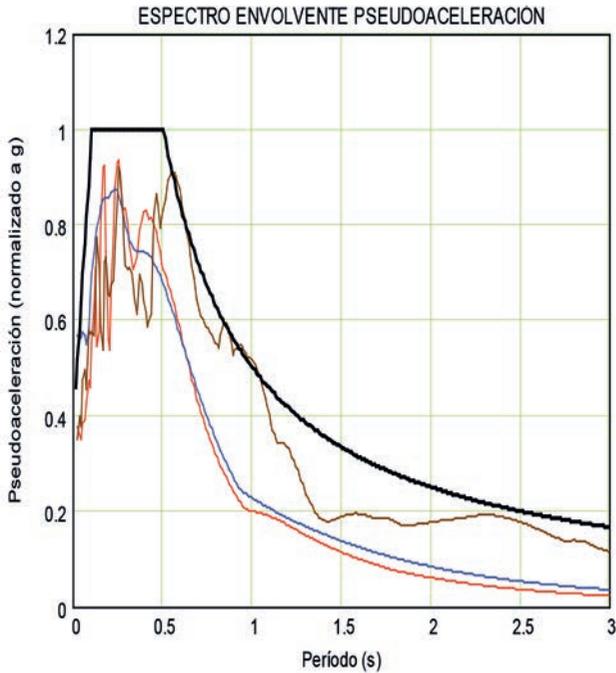
▲ Figura nº 10-11

Todo lo expuesto puede generalizarse a sistemas con diferentes amortiguamientos. La figura nº 10-11 muestra el espectro correspondiente a valores de amortiguamiento entre el 5% y el 20%. Lógicamente, al aumentar el amortiguamiento se reduce la respuesta.

Como en el caso del espectro de desplazamientos, el de pseudo-aceleraciones tiene siempre la misma forma:

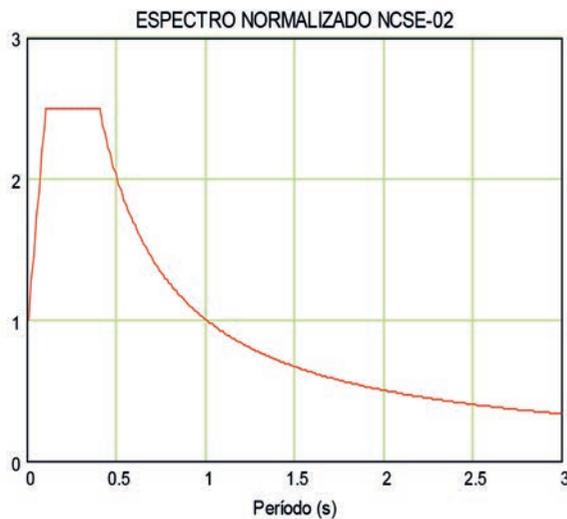
- Todos los espectros arrancan de una aceleración que coincide con la máxima del suelo, porque, como ya hemos visto, cuando el período es cero el movimiento del sistema es el del suelo.

- Todos tienden, para valores altos del período, a un valor nulo de la aceleración, porque entonces la masa no se mueve (el desplazamiento relativo es igual y contrario al del suelo).



[202]

▲ Figura nº 10-12



▲ Figura nº 10-13

Llegados a este punto es fácil comprender lo atractivo que resulta caracterizar la sollicitación sísmica mediante espectros: Bastaría para ello dibujar los correspondientes a todos los acelerogramas disponibles obtenidos en emplazamientos similares y buscar una expresión simple y envolvente de todos ellos.

La figura nº 10-12 muestra un ejemplo. La envolvente dibujada consta de tres tramos:

- Una primera rama lineal creciente desde la máxima aceleración del suelo que cabe esperar en el emplazamiento hasta la meseta de máxima amplificación.
- Una rama de amplificación constante, independiente del período.
- Una última rama de caída inversamente proporcional al valor del período.

10.3. Espectros Normativos

El razonamiento precedente explica el planteamiento adoptado por las normativas sísmicas, que definen la sollicitación a partir de un espectro de cálculo. La idea es sencilla:

- Se parte de una forma general del espectro, normalmente referido al que correspondería un acelerograma registrado en roca y un sistema con amortiguamiento de valor el 5% del crítico. La figura nº 10-13 representa el de la norma Española, pero resulta muy similar al propuesto por cualquier otra norma (incluso el valor máximo de amplificación, 2,5, es común a gran número de normas). Obsérvese que responde casi exactamente al espectro envolvente descrito en el apartado precedente.

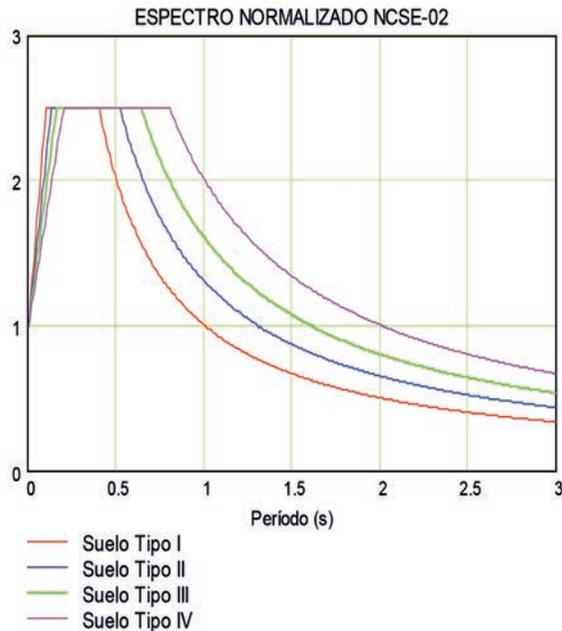
- Sobre la forma básica descrita se incorporan sucesivas modificaciones. La más importante se refiere al efecto local del suelo en el emplazamiento concreto en el que se situará la estructura a comprobar. Como explicábamos en el apartado 3.2 “Efectos del suelo”, la existencia de capas superficiales de suelo blando filtra las frecuencias más altas. La forma del espectro se desplaza hacia la derecha (el rango de períodos más altos). Este efecto es el que recoge la figura nº 10-14 para el caso de la norma Española. Otro efecto que recoge nuestra NCSE-02 es la proximidad del emplazamiento a la falla de las Azores (coeficiente “K”).

- Por último, las ordenadas se escalan multiplicando el espectro por una constante (aceleración de cálculo) que engloba la sismicidad de la zona (aceleración básica), la importancia del edificio (coeficiente “p”), el tipo de suelo y otros coeficientes correctores. Aunque el resultado tendría dimensiones de aceleración es frecuente normalizarlo a la aceleración de la gravedad, como se ha hecho en la figura nº 10-15 donde se representan los espectros particularizados al caso de Lorca.

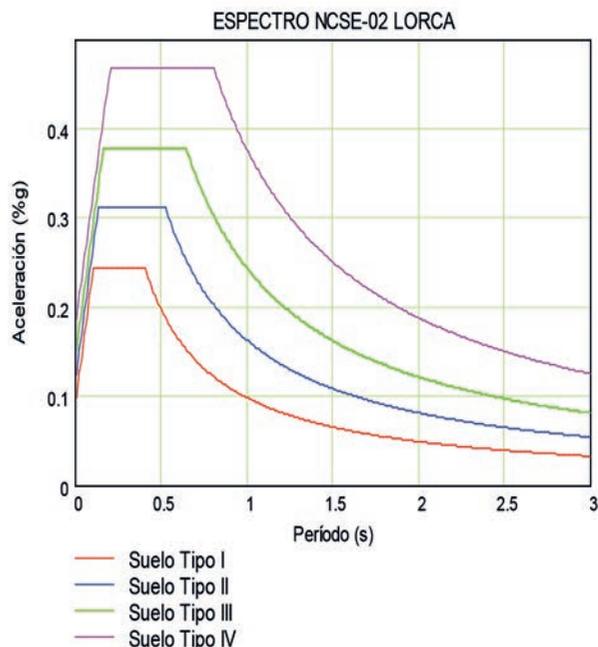
El resultado final de todo lo expuesto es muy atractivo como método de caracterización del sismo pero también como procedimiento de análisis de la estructura: Si se dispone del espectro de un terremoto es muy fácil comprobar la seguridad de cualquier estructura frente a ese terremoto, ya que sólo hace falta un cálculo estático mediante la aplicación de una carga equivalente cuyo valor es el producto de la masa por un término en aceleración.

El planteamiento resulta además aparentemente intuitivo porque parecería

que la fuerza que se ejerce sobre el dintel es el simple producto de su masa por la máxima aceleración que alcanza. En realidad ello no es cierto (salvo cuando el amortiguamiento es nulo) y, en todo caso, se trataría de la aceleración total, suma de la del suelo más la relativa.



▲ Figura nº 10-14



▲ Figura nº 10-15

10.4. El papel de la ductilidad

Las fuerzas equivalentes deducidas de los espectros elásticos son tan elevadas que su aplicación directa a las estructuras implicaría diseños extraordinariamente robustos. El coste de las estructuras necesarias para resistir estas fuerzas en régimen elástico sería muy elevado incluso en las regiones de sismicidad media.

La alternativa surgió ya en los años 50 y consiste en admitir la plastificación de la estructura. Imagine el lector el caso más simple posible, el depósito elevado de la figura nº 10-16. Si asimilamos el vaso a una masa puntual y despreciamos el amortiguamiento, la fuerza que actúa sobre el propio vaso será el simple producto de su masa por la aceleración total.

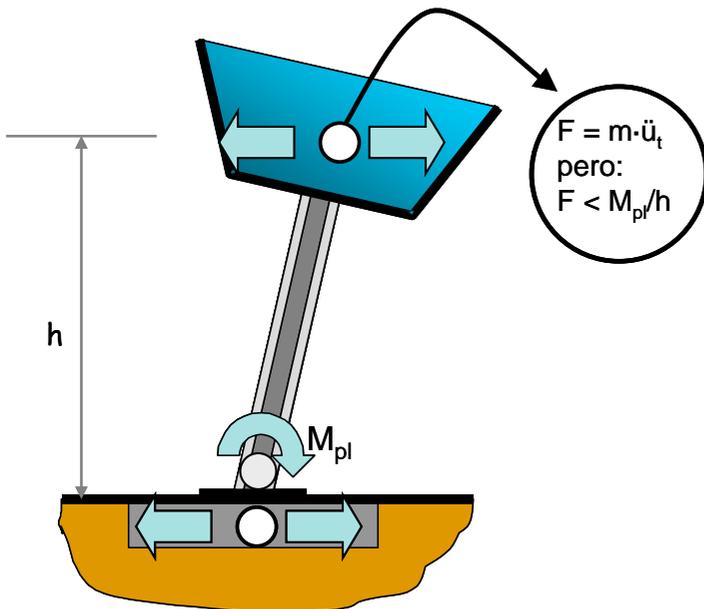
Lógicamente, el valor de esa fuerza no debería superar al que produce la plastificación de la base del fuste, porque

entonces el conjunto no estaría en equilibrio. Dicho de otra forma, desde la rótula no puede llegarle al vaso una fuerza mayor que el momento plástico dividido por la altura.

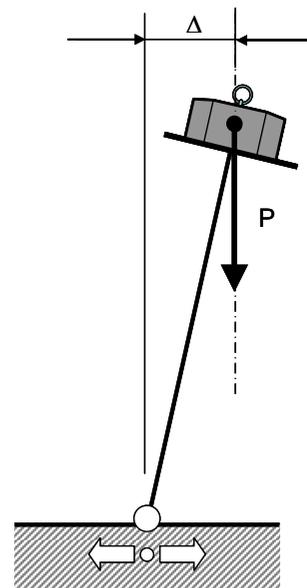
Desde este punto de vista parecería incluso razonable reducir la resistencia a flexión del fuste en la base porque así acotaríamos la sollicitación sísmica que le llega arriba, al vaso. Naturalmente, tal reducción no puede ser excesiva porque podría afectar a la seguridad frente a otras sollicitaciones horizontales (viento, imperfecciones) o, incluso, frente a las verticales a través del efecto P-Δ, efecto que consiste simplemente en el incremento del momento en la base como resultado del desplazamiento horizontal del vaso, que induce un flector adicional producto del peso por el desplazamiento (figura nº 10-17).

Una idea tan simple choca con el planteamiento tradicional, en términos de fuerza, del problema.

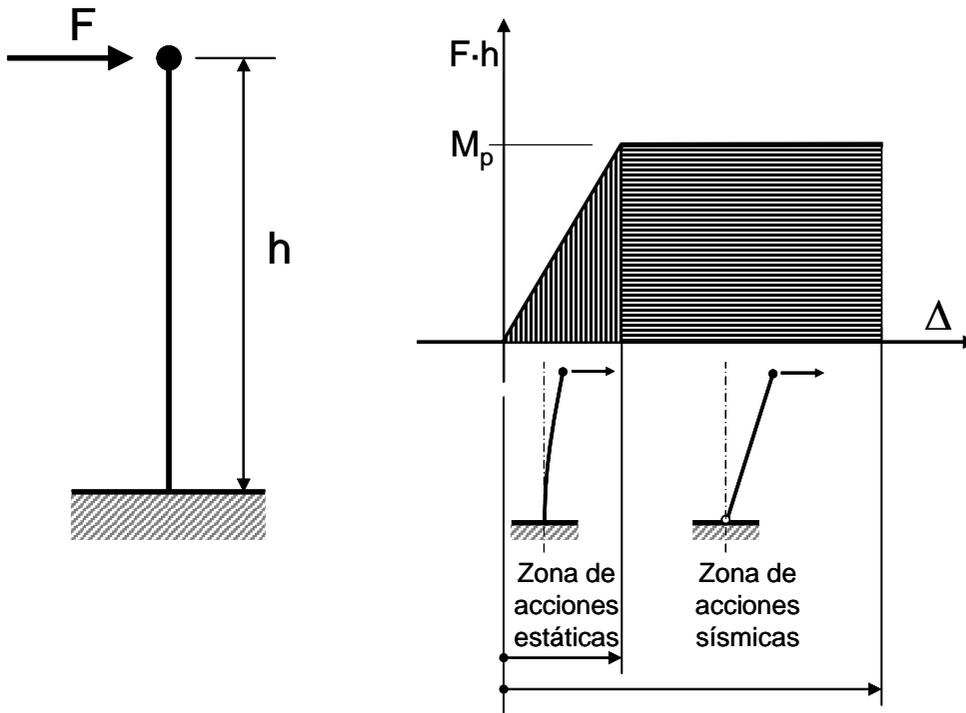
[204]



▲ Figura nº 10-16



▲ Figura nº 10-17



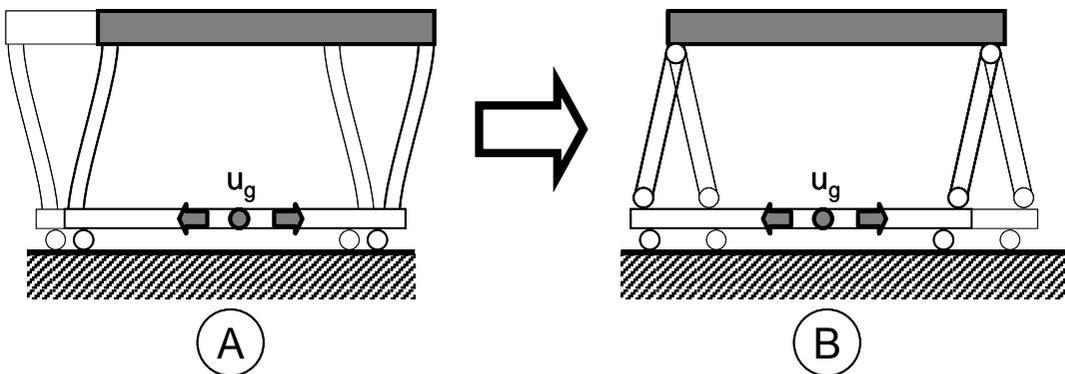
▲ Figura nº 10-18

Habituados al cálculo estático, en el que el criterio de fallo era la formación de un mecanismo y las estructuras se dimensionaban para evitarlo, nos resulta difícil asimilar que el criterio en caso de sollicitación sísmica sea justamente el contrario, no sólo formar el mecanismo sino, incluso, hacerlo mover (esto es, hacer girar la rótula, figura nº 10-18).

En este sentido nos ayuda poco el cambio al que hacíamos referencia en el primer apartado, de una formulación en desplazamientos a una formulación equivalente en fuerzas.

En efecto, si volvemos al planteamiento en desplazamientos es más fácil explicar la idea. Sea, de nuevo el pórtico de la figura nº 10-3 (que reproducimos por comodidad de lectura en la figura nº 10-19 A). Si redu-

[205]



▲ Figura nº 10-19

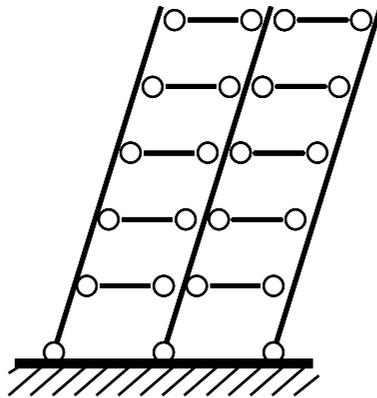
3. Desplazamiento que tampoco es muy importante, del orden de 3 cm para cada lado en el caso de Lorca.

cidos la capacidad a flexión de los pilares hasta formar rótulas (rótulas a secas, ni siquiera rótulas plásticas, con alguna capacidad a flexión) habremos convertido la estructura en un mecanismo.

Al sacudir la base del mecanismo lo que ocurrirá ya no se parecerá a lo que dibujábamos en el primer apartado (figura nº 10-19 A). El dintel se quedará quieto, en la posición inicial (figura nº 10-19 B) y el desplazamiento relativo del dintel en cada instante será igual y contrario (del mismo valor y sentido contrario) al de la base, el suelo,³ para que el total sea nulo.

En definitiva, si lo lógico para absorber fuerzas es utilizar estructuras, rígidas y resistentes, para absorber desplazamientos lo razonable es utilizar mecanismos.

En la realidad son necesarios ambos esquemas, porque en caso de sismo actúan simultáneamente fuerzas estáticas (como mínimo las gravitatorias) y desplazamientos (el propio sismo). Por eso no se puede llegar al extremo de rotular totalmente los pilares, que deberían conservar el momento resistente plástico necesario para, al menos, absorber el flector que surgiese por efecto P-Δ.



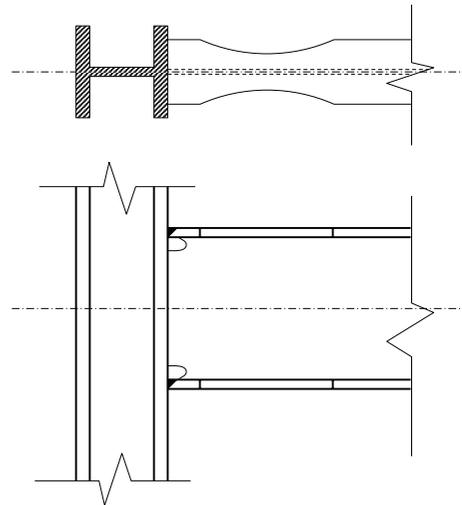
▲ Figura nº 10-20

Una idea tan simple como la enunciada constituye de hecho la base del análisis sísmico moderno, y ello en cualquier nivel.

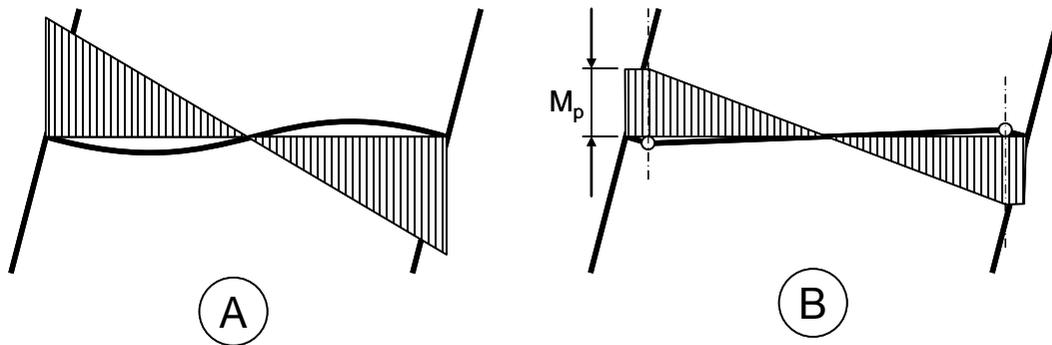
A nivel general, el objetivo básico del proyecto sismorresistente convencional es la formulación de un mecanismo plástico. Evidentemente, los edificios reales son algo más complicados que el pórtico simple que hemos utilizado en la exposición y, consecuentemente, los mecanismos plásticos asociados son también más elaborados (figura nº 10-20).

A nivel local la idea de reducir la resistencia de las secciones para producir su plastificación y controlar así las sollicitaciones es la base del llamado "cálculo en capacidad". Veamos un ejemplo.

El terremoto de Northridge en 1994 se cita frecuentemente como uno de los puntos de inflexión en la ingeniería sísmica y, muy especialmente, en el campo de las estructuras metálicas. Tras el terremoto se observó el fallo generalizado de las uniones viga-pilar, uniones solda-



▲ Figura nº 10-21



▲ Figura nº 10-22

das en las que se producía la rotura de los cordones de las alas.

La solución propuesta, de aplicación general hoy en día, no consistió en el refuerzo de esos cordones, sino en el “*debilitamiento*” de las secciones extremas de las vigas, en los que se practica un rebaje del ancho de las alas (se le suele llamar “*dogbone*”, figura nº 10-21).

Con ello se consigue controlar el momento que le llega a la unión, que será el plástico correspondiente a la sección reducida (figura nº 10-22 B).

Como planteamiento de refuerzo de estructuras en zonas sísmicas, debería evitarse siempre el refuerzo de los elementos ante modos dúctiles de fallo, tal y como comentábamos en los capítulos precedentes.

Un último apunte respecto a la idea expuesta se refiere al criterio de fallo. Cuando la sollicitación se define en fuerzas es muy fácil definir el límite. Cuando, por el contrario, se define en desplazamientos tal definición resulta más problemática. Volviendo a la simple ménsula de la figura nº 10-18, sería necesario disponer de algún criterio que nos permitiera calcular el desplazamiento máximo de la masa, pero esto no es fácil. Normalmente ni siquiera se utilizan directamente términos en desplazamiento, sino que

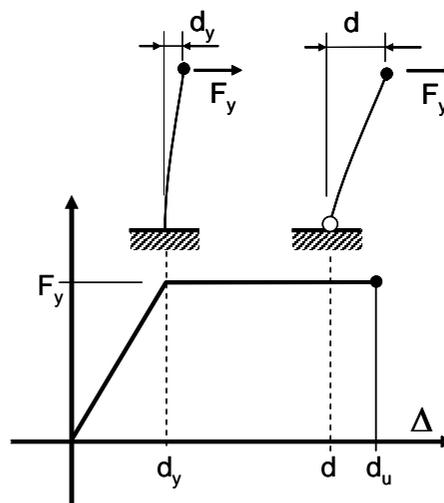
se normalizan respecto a los valores en el límite elástico. Así, se suele hablar de ductilidad como el simple cociente entre el desplazamiento total y el elástico:

$$\mu = \frac{d}{d_y}$$

Donde “d” es el desplazamiento total y “d_y” el elástico (figura nº 10-23).

Obsérvese que, conforme a este nuevo punto de vista la comprobación de una estructura ya no se basaría en la tradicional comparación en fuerzas, entre esfuerzos y resistencias, sino en desplazamientos, entre los impuestos por el sismo y los que la

[207]



▲ Figura nº 10-23

estructura puede acomodar de forma estable. En definitiva, la comparación se establecería entre la “*demanda de ductilidad*” (cociente entre el desplazamiento máximo inducido por el sismo y el elástico) y la “*capacidad de ductilidad*” (cociente entre el desplazamiento máximo y el elástico).

10.5. Factor de reducción por ductilidad

Llegados a este punto se nos plantea un problema.

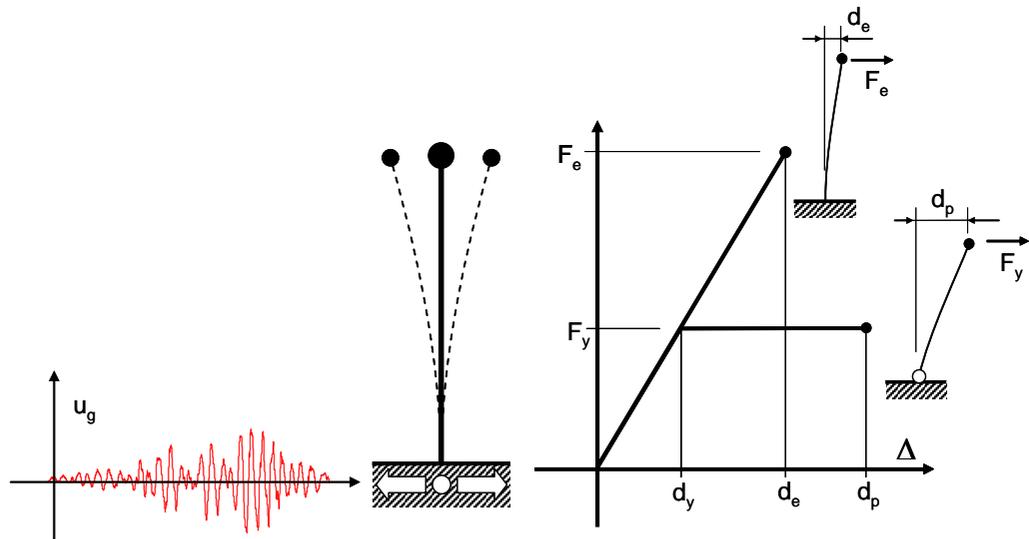
Disponemos, por un lado, de un método de análisis, basado en los espectros de respuesta, extraordinariamente simple y eficaz, pero que parte de la hipótesis de comportamiento elástico de la estructura y conduce, por ello, a esfuerzos tan elevados que no pueden ser utilizados en el proyecto, ya que daría lugar a un edificio excesivamente robusto y costoso. Por otro lado disponemos de una solución aceptable, pero se basa en la plastificación de la estructura y, por tanto, no permite el empleo de espectros de respuesta. Al fin y al cabo, la plastificación supone una no-linealidad clara, que invalida todas las hipótesis en las que se basa el método.

A falta de mejores alternativas lo que se hace es aplicar las fuerzas equivalentes resultantes del espectro elástico en un cálculo también elástico. El truco es que esas fuerzas se reducen en un factor al que se designa como “*de ductilidad*” en la NCSE-02 y “*de comportamiento*” en el Eurocódigo de sismo.

Para explicar esto volvamos al ejemplo más elemental, el de un oscilador simple formado por una ménsula con la masa concentrada en el extremo al que ya hemos hecho referencia tantas veces (el depósito elevado o el pórtico simple dibujados más atrás) y al que aplicaremos el desplazamiento sísmico en la base.

Si la ménsula no llega a plastificar en ningún momento durante la actuación del sismo estaremos en la situación que hemos descrito con detalle más atrás: El desplazamiento de la masa alcanzará un valor máximo al que designaremos “ d_e ” que dará lugar a una fuerza equivalente “ F_e ” (el subíndice hace referencia al régimen elástico, figura nº 10-24).

Si ahora limitamos la capacidad del fuste de tal manera que plastifica frente



▲ Figura nº 10-24

a una fuerza “ F_y ” y volvemos a calcular el desplazamiento ante el mismo sismo obtendremos un valor que, en general, será distinto al elástico. Lo designaremos “ d_p ”.

La relación $\mu=d_p/d_y$ será la “*demanda de ductilidad*” y el cociente F_e/F_y el factor de reducción de fuerzas⁴.

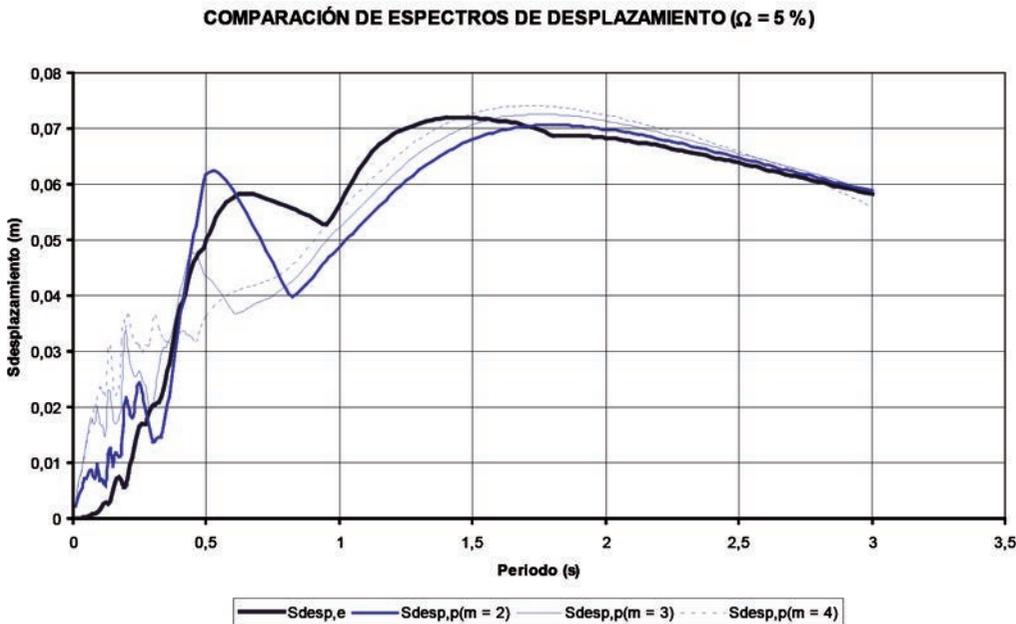
No existe una relación directa entre la ductilidad y el factor de reducción de fuerzas. En la figura nº 10-25⁵ se presentan los espectros de desplazamiento para el acelerograma de Lorca correspondientes a sistemas con diferentes factores de reducción de fuerza, comprobándose la inexistencia de una relación clara.

Tras el análisis de gran número de espectros correspondientes a registros reales integrados en régimen elástico y plástico se comprueba que la mostrada en la figura nº 10-25 es una tendencia general.

En el caso de los sistemas muy flexibles, esto es, para valores altos del período, los desplazamientos de los sistemas elástico y plástico son iguales y coinciden con el del suelo (en realidad, de sentido contrario). Para sistemas algo menos flexibles, en la rama de caída del espectro, los desplazamientos (de los sistemas elástico y plástico) siguen siendo parecidos (figura nº 10-26 A), aunque superiores a los del suelo. En el caso de los sistemas más rígidos, correspondientes a la rama ascendente del espectro (piénsese que la meseta es el resultado de dibujar una envolvente y no responde en realidad a un espectro típico), los desplazamientos plásticos son en general superiores a los elásticos (figura nº 10-26 B).

4. Aunque con alguna diferencia de matiz, coincide con el factor de comportamiento o de ductilidad.

5. Esta figura ha sido preparada por D. José Ramón Arroyo, ingeniero industrial de IN-TEMAC.



▲ Figura nº 10-25

En este caso se suele decir que el desplazamiento plástico es el que produce la misma energía que el elástico. Esto es, en la figura nº 10-26 B:

$$\frac{1}{2} f_e \cdot d_e = f_y \cdot \frac{d_p + (d_p - d_y)}{2}$$

Operando

$$\frac{f_e}{f_y} \cdot d_y \cdot \frac{f_e}{f_y} = 2 \cdot d_p - d_y$$

De donde:

$$\frac{f_e}{f_y} = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$$

Se dice que estas formas de comportamiento siguen las "reglas de igualdad de desplazamientos o de energía".

Lo importante de todo esto es que para reducir las fuerzas en una cantidad dada hemos de asegurar la ductilidad del sistema en una proporción variable que aumenta para los sistemas rígidos. Así, si el sistema es flexible y queremos reducir la fuerza equivalente a la cuarta parte

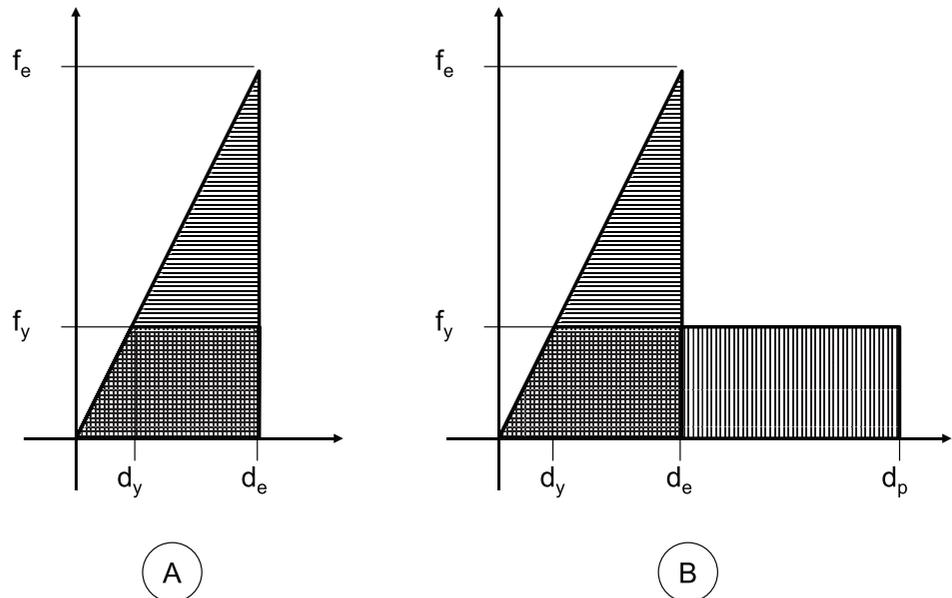
de la elástica tendríamos que asegurar una ductilidad de desplazamiento de 4. Sin embargo, para los edificios más rígidos tendríamos que conseguir una ductilidad de 8,5 para poder emplear el mismo nivel de reducción de fuerzas.

Para los valores más bajos del espectro las exigencias de ductilidad se disparan. En el extremo, cuando el período tiende a cero todo el desplazamiento sería plástico (el elástico sería nulo) y consecuentemente la ductilidad tendería a infinito.

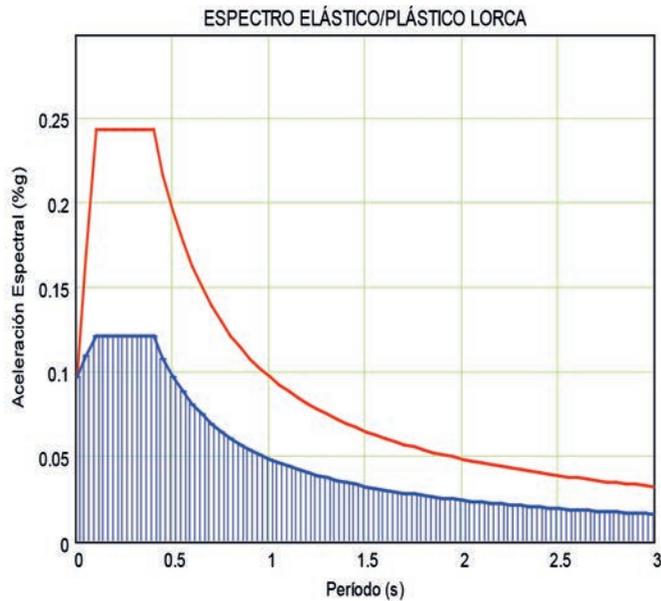
La lectura final de todo esto es que cuando los edificios son muy rígidos es difícil conseguir la ductilidad suficiente para asegurar una reducción apreciable de las fuerzas.

Las normativas reflejan esta idea reduciendo el espectro elástico en un factor variable. En la figura nº 10-27 se muestra el espectro elástico (traza roja) y el plástico (traza azul) correspondiente a un factor de ductilidad 2 y al emplazamiento de Lorca. Se observa que la reducción de las fuerzas sólo alcanza el

[210]



▲ Figura nº 10-26



▲ Figura nº 10-27

valor del factor de ductilidad para períodos medios y altos. Para los más bajos se interpola de forma lineal hasta una reducción nula cuando $T \rightarrow 0$.

10.6. Conclusiones

Si bien el espectro constituye una excelente forma de caracterizar el sismo, como método de análisis estructural resulta claramente discutible.

Los espectros de proyecto, basados en la reducción de las acciones por la ductilidad de la estructura, carecen en realidad de una base consistente que los justifique. Los espectros elásticos de los que parten, que aparentemente serían más fácilmente justificables, constituyen a su vez una clara simplificación de la acción sísmica que omite consideraciones tan importantes como la que se refiere a la duración del terremoto.

Si, por otra parte, pretendemos aplicar el método a estructuras más complejas que los osciladores simples empleados hasta ahora, de nuevo tenemos que re-

currir a planteamientos que, como los que se refieren a los criterios de combinación modal, resultan muy discutibles.

Es evidente, por tanto, que el de los espectros de respuesta no es el método ideal. Sin embargo, se trata del método de referencia desde hace más de 50 años, en el transcurso de los cuales han surgido muchos otros que, como mínimo, aportan un mayor rigor. La razón de esta continuidad es simplemente la facilidad con la que se aplica el método, que compensa ampliamente sus muchas carencias.

Anejo II. Propuesta de procedimiento de reparación.



11.1. Operaciones previas	215
11.2. Procedimiento	215
11.3. Control	219

215
215
219

11. Anejo II. Propuesta de procedimiento de reparación.

Se indica en lo que sigue el procedimiento de reparación de fracturas locales de pilares que hayan dejado a la vista armaduras pandeadas

En estas roturas es preciso retirar el hormigón dañado en la zona afectada y restituir la sección inicial.

11.1. Operaciones previas

Sólo se actuará sobre la zona tras la comprobación de seguridad pertinente, que puede basarse en la disposición de elementos temporales de apeo o en el cálculo de la capacidad residual de la sección durante las operaciones.

En el caso de las actuaciones en cabeza de pilar, previamente a realizar ninguna operación se deberán disponer los medios de acceso oportunos (andamios).

11.2. Procedimiento

El procedimiento para la reparación de estas fracturas parciales en pilares será el siguiente:

Debe procederse a sanear y rectificar toda la zona afectada por la fractura, mediante picado con martillos de bajo poder de demolición, hasta conseguir un cajeado limitado por superficies verticales y sensiblemente horizontales (esta última deberá quedar ligeramente inclinada, tal y como se muestra en la figura nº 11-1,

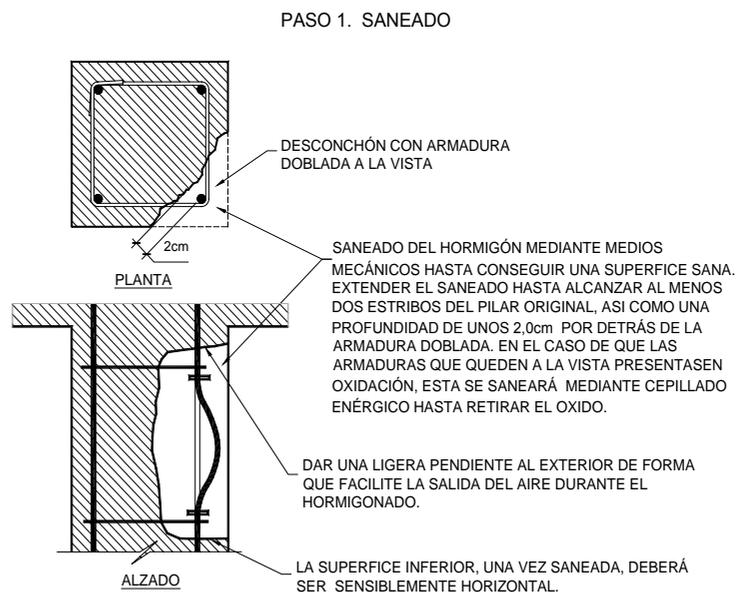
para así facilitar la salida de aire durante el hormigonado).

Se procederá al corte de las armaduras que presenten deformaciones tales que se hayan separado del hormigón del núcleo. Ver figura nº 11-2.

El corte se realizará, preferentemente, con disco, aunque se admite el empleo de oxicorte en barras de acero de dureza natural y diámetro no superior a 14 mm.

Se procederá a adosar a los muñones de las armaduras cortadas dos barras del mismo diámetro que la suprimida, una a

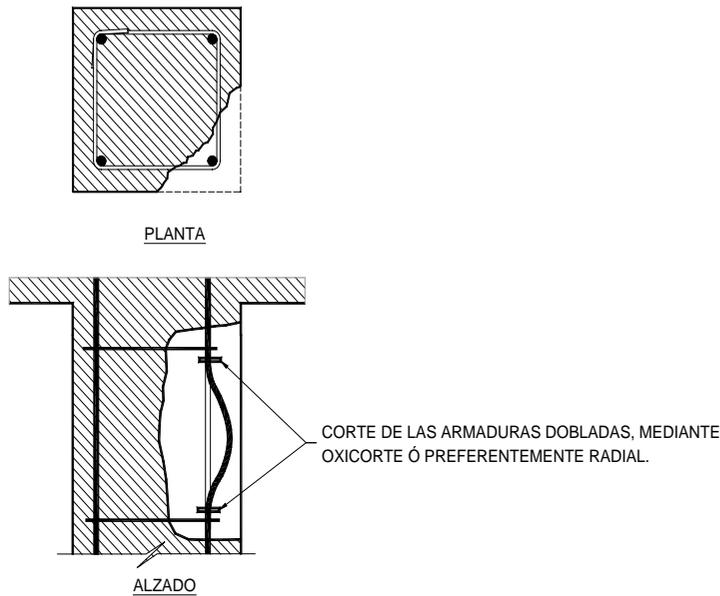
PROCEDIMIENTO DE REPARACIÓN
CASO 4.1. UNA BARRA DOBLADA.



[215]

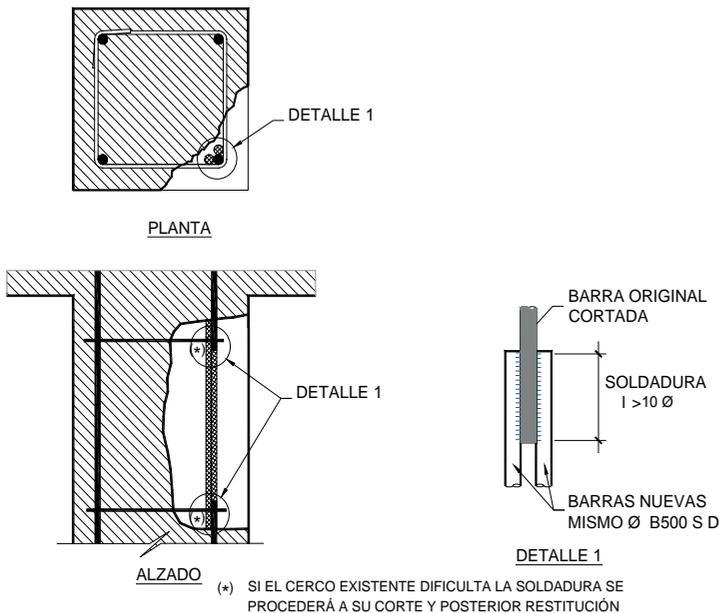
▲ Figura nº 11-1

PASO 2. CORTE DE LAS ARMADRAS DOBLADAS



▲ Figura nº 11-2

PASO 3. REPOSICIÓN DE LAS ARMADRAS CORTADAS



▲ Figura nº 11-3

cada lado. Seguidamente se procederá al empalme por soldadura de una de las barras, con una longitud de cordón no inferior a 5 diámetros si es posible sol-

dar por ambas caras – lo que consideramos, a priori, muy problemático – o a 10 diámetros en el caso contrario, que estimamos que debe ser el caso habitual. Una vez retirada la escoria y enfriada la soldadura, se podrá proceder, de forma análoga, al empalme por soldadura de la otra barra.

Debe prestarse atención a que los cordones de soldadura de la segunda barra se realicen entre ésta y los muñones de la eliminada, y no sobre la primera barra ya dispuesta. Ver la figura nº 11-3.

En aquellos casos en los que la presencia de cercos del pilar original dificulten los trabajos de soldadura, dichos cercos se cortarán, siendo repuestos en fases posteriores.

En el caso de que la distancia entre el corte superior y el nivel inferior del nudo viga – pilar no permitiera proceder a la soldadura por solapamiento indicado, se permite proceder al empalme en continuidad, con preparación de los bordes de ambas barras, pero consideramos que esta operación debe utilizarse solamente de forma excepcional.

Las soldaduras deberán realizarse exclusivamente por soldadores homologados y, en el caso de barras de acero deformado en frío sería preferible que fuera efectuado por personal con experiencia en soldadura de este tipo de acero, y se vigilará especialmente el cumplimiento de las especificaciones que existían en su día para minimizar el calentamiento de la barra.

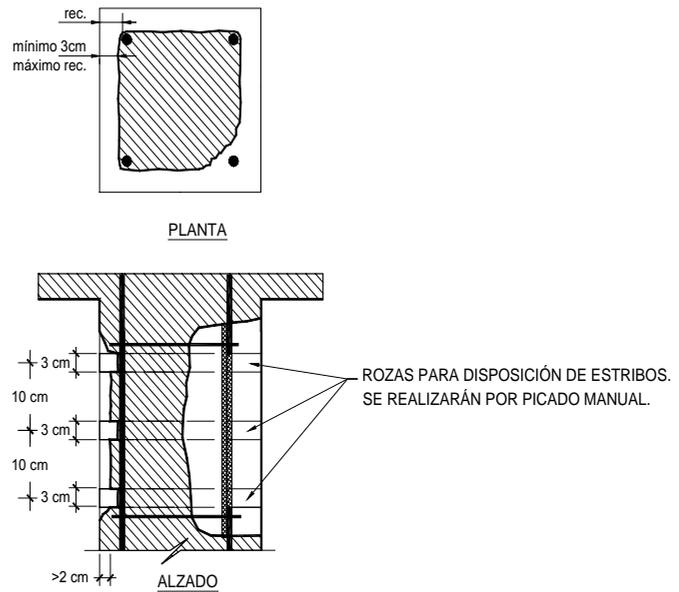
A continuación se procederá a abrir rozas en las caras accesibles del pilar, de aproximadamente tres centímetros de altura y con una profundidad igual al recubrimiento de la armadura, igualmente distanciadas entre sí a lo largo de la zona en reparación, y con una separación máxima entre ellas de 10 cm. Entre

rozaz se retirará igualmente el hormigón existente en una profundidad de al menos 2 cm. Ver figura nº 11-4.

En el caso de los pilares de junta de dilatación, se perforarán taladros horizontales de 12 mm de diámetro coincidentes con las rozaz y paralelos a la junta, a una distancia suficiente de ésta como para que queden en el interior de la armadura principal. Estos taladros se limpiarán interiormente mediante soplado con aire comprimido y se rellenarán inyectando en ellos masilla epoxídica tixotrópica inmediatamente antes de proceder a la operación siguiente.

Seguidamente se procederá a la disposición de estribos de 6 mm de diámetro y acero B 500 SD en las rozaz practicadas, que vendrán preparados en dos ramas en U para posibilitar su colocación, empalmándose las dos ramas por soldadura. En los pilares de junta de dilatación, una de las ramas estará preparada en L, y se enhebrará en los taladros practicados en el pilar antes del tiempo

PASO 4. PREPARACIÓN DE SUPERFICIE PARA COLOCACIÓN DE CERCOS

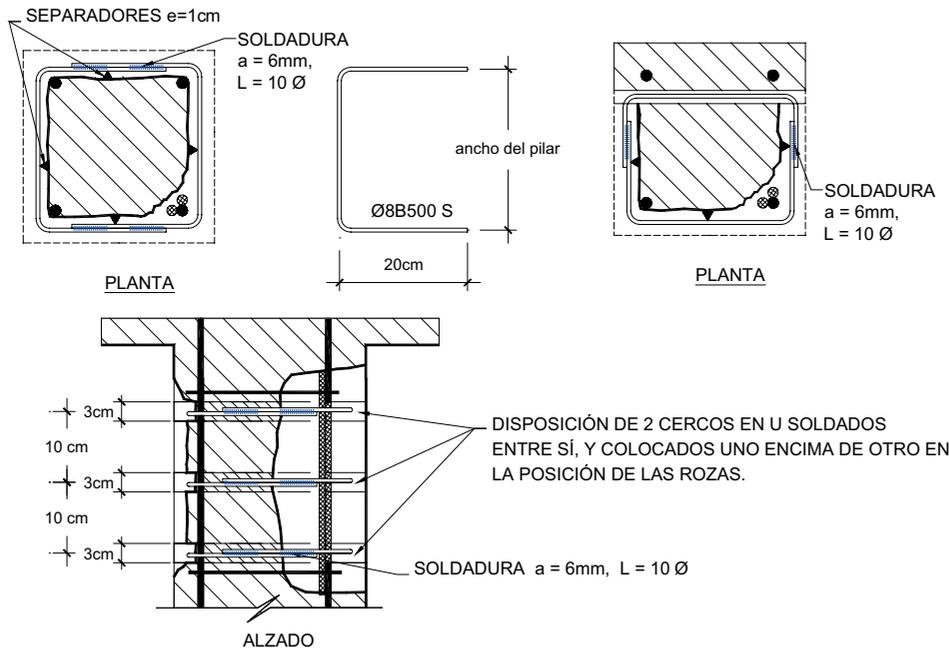


▲ Figura nº 11-4

de endurecimiento de la resina específica para anclaje, procediéndose a continuación a su doblado para solaparse con la otra rama. Ver figura nº 11-5.

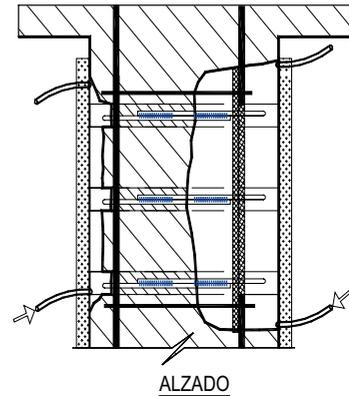
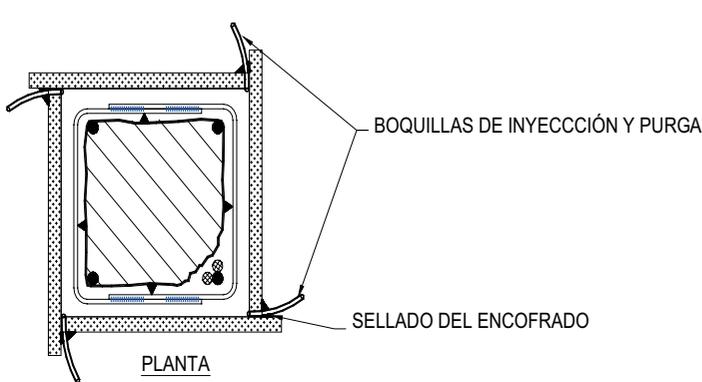
[217]

PASO 5. COLOCACIÓN DE ESTRIBOS



▲ Figura nº 11-5

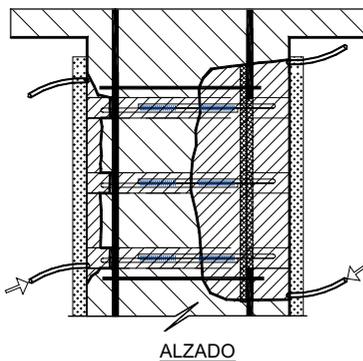
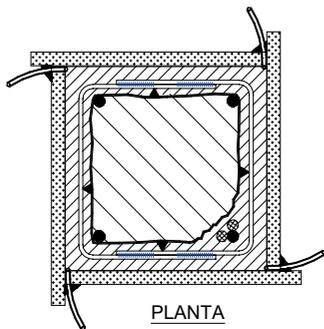
PASO 6. ENCOFRADO Y DISPOSICIÓN DE BOQUILLAS DE INYECCIÓN



DISPOSICIÓN DEL ENCOFRADO ENRASADO CON LAS CARAS DEL PILAR Y DISPOSICIÓN DE LAS BOQUILLAS DE INYECCIÓN Y PURGA PARA EL POSTERIOR RELLENO.

▲ Figura nº 11-6

PASO 7. INYECCIÓN



▲ Figura nº 11-7

[218]

Tras una esmerada preparación y limpieza de las superficies de hormigón, se colocará un encofrado estanco en torno a la zona a reparar, que llevará embutidas boquillas de inyección y de purga para proceder al relleno por inyección del conjunto de la zona en que se ha realizado el saneado del hormigón y las rozas de alojamiento de los estribos de cosido. Para garantizar la estanqueidad podrá disponerse un sellado en las juntas de encofrado, mediante un material que sea compatible con las características del producto de inyección. Ver figura nº 11-6.

Seguidamente, se procederá al llenado de rozas y zona saneada utilizando un mortero de inyección de adherencia mejorada a una presión de 2,0 N/mm² a 4,0 N/mm² en función de la formulación empleada y de acuerdo con las especificaciones del suministrador. La inyección se realizará comenzando por la boquilla situada a más bajo nivel. Véase la figura nº 11-7.

Por último se procederá al retiro del encofrado y a las operaciones de acabado que resulten precisas. Ver figura nº 11-8.

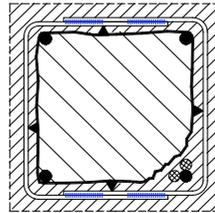
11.3. Control

Deberá dejarse constancia documental de que los productos que vayan a emplearse son adecuados para los usos previstos y constan con el marcado de calidad CE.

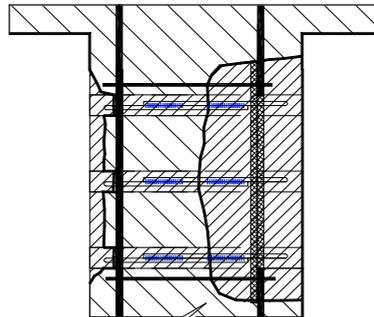
En caso de no procederse al apeo de seguridad las distintas fases de ejecución deberán realizarse en presencia de los técnicos responsables de la Dirección Facultativa, cuidándose especialmente que se respeten las profundidades especificadas para las rozas indicadas en las fases descritas.

El Control de Ejecución comprenderá la inspección directa de la primera reparación que se realice en la obra y de al menos el 25 % de los restantes. Adicionalmente se deberá controlar la totalidad de los refuerzos ejecutados en pilares de junta de dilatación.

PASO 8. TERMINADO



PLANTA



ALZADO

▲ Figura nº 11-8

Anejo III. El Consorcio de Compensación
de Seguros y la cobertura aseguradora
de los daños por terremoto.

12

12. Anejo III. El Consorcio de Compensación de Seguros y la cobertura aseguradora de los daños por terremoto.

Por Alfonso Najera Ibañez
Consorcio de Compensación de Seguros.

Los terremotos destructivos en España son afortunadamente poco habituales, y están lejos de alcanzar la frecuencia y la intensidad de fenómenos sísmicos que asolan otras zonas del mundo. No obstante, y aunque en la práctica son la inundación y el viento los riesgos que concentran el mayor volumen de pérdidas económicas por fenómenos naturales en España, el terremoto es el peligro al que cabe atribuir la mayor pérdida potencial, si tomamos como referencia sismos del pasado con alto grado de intensidad, que pueden volver a ocurrir.

Por no remontarnos en la serie histórica de terremotos registrados, en 1755, el sismo que destruyó Lisboa originó un tsunami que batió las costas del sur de la península ibérica, afectando de forma intensa a las provincias de Huelva y Cádiz, donde las víctimas mortales fueron más de mil. En 1884, un terremoto de magnitud 6,7 y de intensidad IX causó importantes pérdidas en el municipio granadino de Arenas de Rey y en otras pequeñas poblaciones colindantes, pereciendo alrededor de 900 personas. Ha habido en esa época y después otros sismos de menor impacto y, ya en nuestros días, el terremoto de Lorca (Murcia) de 11 de mayo de 2011, con una magnitud de 5,1 (Mw) y una intensidad máxima de VII (E. Mercalli), produjo 9 víctimas mortales, más de trescientos heridos y unos daños materiales importantes en viviendas, comercios y edificios históricos. A results de este siniestro el Consorcio de Compensación de Seguros (CCS) ha registrado 32.500 solicitudes de indemnización, cuya atención ha representado pagos por un monto cercano a los 462 millones de euros. Para el CCS, cuyos antecedentes más lejanos se remontan a los tiempos inmediatamente posteriores a la Guerra Civil (1936-1939), ésta ha sido la siniestralidad más significativa a la que ha tenido que hacer frente por actividad sísmica. Le sigue en importancia el terremoto de Mula (Murcia), de 2 de febrero de 1999, en relación con el cual el CCS atendió 6.852 solicitudes de indemnización, a las que correspondieron indemnizaciones por importe de 15,9 millones de euros (actualizados a 31-12-2011).

En España disponemos de un sistema de aseguramiento de catástrofes naturales, a través del denominado Seguro de Riesgos Extraordinarios, sistema que goza de amplia notoriedad y reconocimiento en el ámbito internacional, y que es gestionado por el CCS, entidad pública empresarial dependiente del Ministerio de Economía y Competitividad, a través de la Dirección General de Seguros y Fondos de Pensiones.

[223]

1. Estos ramos son: Incendios y eventos naturales; vehículos terrestres (daños al vehículo, no responsabilidad civil); vehículos ferroviarios; otros daños a los bienes (robo, rotura de cristales, daños a maquinaria, equipos electrónicos y ordenadores), y pérdidas pecuniarias diversas.

2. En los daños a los bienes se incluyen los daños materiales directos, esto es, la destrucción o deterioro de los bienes asegurados como consecuencia directa del fenómeno causante, así como la pérdida de beneficios resultante del daño directo, pero sólo si estuviera amparada en la póliza. No se cubren otro tipo de pérdidas derivadas o consecuenciales.

3. En el caso de daños directos en los bienes, excepto por lo que atañe a automóviles, viviendas y comunidades de propietarios de viviendas, del importe que resulte a indemnizar se deducirá una franquicia del 7%. En los seguros de personas (accidentes, vida) no se efectuará deducción alguna por franquicia, y en el caso de pérdida de beneficios la franquicia a cargo del asegurado será la prevista en la póliza.

En el ámbito del aseguramiento de los Riesgos Extraordinarios se cubren los daños producidos por siniestros generados por eventos de la naturaleza o por actos de carácter violento. Entre los primeros quedan comprendidos: inundación, terremoto y maremoto, tempestad ciclónica atípica (vientos a partir de 120 km/h.), erupción volcánica y caída de cuerpos siderales y aerolitos. Y entre los segundos se encuentran, entre otros, el terrorismo y el tumulto popular.

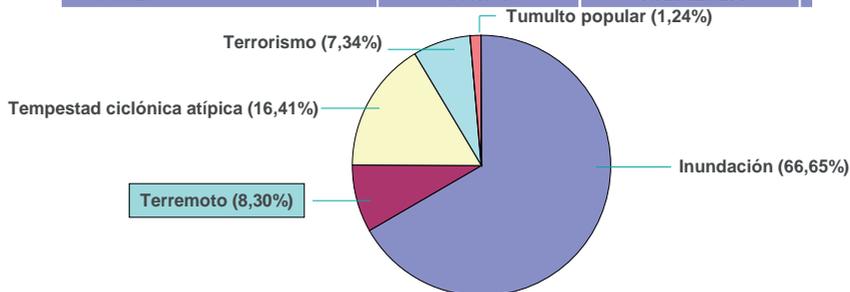
En España, la cobertura de los Riesgos Extraordinarios está obligatoriamente incluida en las pólizas de la mayoría de los ramos de daños en los bienes¹, así como en las de accidentes personales y vida. De tal manera que, si la compañía que emitió la póliza no asume expresamente por su cuenta la cobertura de dichos riesgos, es el Consorcio el que automáticamente se hará cargo de ella, asumiendo los daños que afecten a las personas o a los bienes² protegidos en la póliza, y por los mismos capitales asegurados fijados en ella, siempre en supuestos de siniestros producidos por algunos de los fenómenos citados anteriormente. Para ello el CCS, tras producirse el siniestro, y a partir de la comunicación de daños que presenten los asegurados afectados, se encargará de valorar las pérdidas y procederá a la indemnización correspondiente³.

Todo ello significa, primero, que el CCS sólo indemnizará daños a los afectados que dispongan de un seguro en los citados ramos; y, segundo, que el CCS no emite póliza propia sino que utiliza como base las pólizas emitidas por las compañías privadas, que, junto con sus primas, cobran un recargo para el CCS. Destáquese, no obstante, que la protección frente a los riesgos extraordinarios es absolutamente independiente de la de otros riesgos garantizados en la póliza, si bien toma en consideración los mismos bienes y personas amparados en ésta, y la misma suma asegurada.

Daños en los bienes, pérdida de beneficios y daños personales Solicitudes de indemnización y pagos según causa del siniestro 1987-2011

Importes en euros (actualizados a 31-12-2011)

Causa	Nº Solicitudes	Pagos	%
Inundación	416.237	3.946.715.136	66,65
Terremoto	42.683	491.232.017	8,30
Tempestad ciclónica atípica	417.074	971.361.480	16,41
Caída de cuerpos siderales y aerolitos	3	98.429	0,00
Terrorismo	22.174	434.883.578	7,34
Motín	152	1.096.493	0,02
Tumulto popular	5.951	73.127.999	1,24
Actuaciones de FF.AA. en tiempo de paz	1.086	2.613.164	0,04
Otros	-	-	-
TOTAL	905.360	5.921.128.296	100,00



Fuente: Consorcio de Compensación de Seguros

Según el Reglamento del Seguro de Riesgos Extraordinarios⁴, se entiende por terremoto, a los efectos de la cobertura del CCS, “la sacudida brusca del suelo que se propaga en todas las direcciones, producida por un movimiento de la corteza terrestre o punto más profundo”. Es una definición amplia que, a diferencia de lo que ocurre en algunos sistemas que cubren terremoto en el mundo, no fija mínimos en cuanto a magnitud o intensidad.

4. Aprobado por el Real Decreto 300/2004, de 20 de febrero, y modificado por el Real Decreto 1265/2006, de 8 de noviembre, y por el Real Decreto 1386/2011, de 14 de octubre.

5. Ver <http://www.wf-catprogrammes.com>

Como muestra el cuadro, en el período 1987-2011, el Consorcio ha pagado en indemnizaciones por daños producidos por terremoto un total de 491,23 millones de euros (actualizados a 31-12-2011), distribuidos entre 42.683 solicitudes de indemnización. El citado importe, que incluye indemnizaciones por daños en los bienes, pérdida de beneficios y daños a las personas, representa el 8,3 % de todas las indemnizaciones pagadas por el CCS en ese período a resultas de siniestros ocasionados por riesgos extraordinarios. Así, entre 1987 y 2011, el terremoto ocupa el tercer lugar entre las causas de siniestralidad, tras la inundación (66,7 %) y la tempestad (16,4 %), y por delante del terrorismo (7,3 %).

En el mundo existen otros sistemas de aseguramiento específicos para cubrir los daños por catástrofes naturales. Las soluciones aseguradoras que encarnan son muy heterogéneas, pues tratan de responder a situaciones que difieren enormemente de unos países a otros en multitud de aspectos: tipos de peligros naturales a los que están expuestos, nivel de desarrollo económico, estructura del mercado asegurador, cultura aseguradora, etc.

Dado el potencial de daño atribuible a las catástrofes naturales y la capacidad financiera y de gestión requeridas para garantizar las indemnizaciones, un gran número de estos sistemas cuenta con participación pública, con mayor o menor grado de implicación. Es el caso de los sistemas que operan en Bélgica, California (solo para este estado), Caribe, Estados Unidos (ámbito federal), Dinamarca, Francia, Islandia, Japón, Nueva Zelanda, Rumania, Suiza, Taiwán, Turquía..., además de España⁵.

La cobertura que otorgan tales sistemas es, en la mayoría de los casos, obligatoria. La obligatoriedad va ligada o bien a la posesión de una vivienda (Suiza, Islandia, Rumania, Turquía), o a la contratación de una póliza ordinaria (Bélgica, Dinamarca, España, Francia, Nueva Zelanda, Japón, Taiwán). Y en cuanto a los riesgos naturales que se incluyen en la garantía la situación es también muy variopinta. Hay sistemas de monocobertura, caso de Dinamarca (inundación marina), Japón (terremoto en vivienda), Turquía (terremoto en vivienda), Taiwán (terremoto en vivienda), Estados Unidos (inundación en todo el territorio nacional), California (terremoto en su territorio), Florida (huracán en su territorio). Por su parte, el sistema francés tiene una cobertura abierta a todos los riesgos considerados no asegurables por el mercado, mientras que el sistema español tiene una pluricobertura, que incluye los riesgos anteriormente citados.

Los esquemas de aseguramiento difieren en el objeto de cobertura (por ejemplo Japón, Nueva Zelanda, Rumania y Turquía solo cubren viviendas), pero también en la clase de daños que son indemnizables. Así unos cubren únicamente daños ma-

teriales directos (Estados Unidos, Islandia, Nueva Zelanda, Japón, Turquía); otros, además de daños directos, garantizan pérdida de beneficios (Francia, Noruega, Dinamarca), y solamente el sistema español incluye daños directos, pérdida de beneficios y daños personales.

Señálese, además, que la mayoría de esquemas tienen fijado un límite de indemnización (excepto España y Francia), y que gran número de ellos disfrutaban de la garantía del Estado, algunos de forma ilimitada (España, Francia, Nueva Zelanda).

Son muchas más las diferencias que se pueden observar entre los distintos sistemas, pero cabe concluir que el sistema español, gestionado por el Consorcio de Compensación de Seguros, es uno de los más completos si tenemos en cuenta el número de riesgos, la diversidad de intereses objeto de cobertura y la variedad de daños cubiertos.

En determinados países y mercados, generalmente en los más desarrollados, podemos encontrar soluciones aseguradoras ofertadas por el sector asegurador privado. Son soluciones que, con mayor o menor amplitud de cobertura (en cuanto a bienes protegidos, daños garantizados, límites de indemnización, tipos de peligros naturales cubiertos, etc.), habitualmente recurren a la protección del reaseguro y/o de otros instrumentos propios de los mercados de capitales (bonos de catástrofes, etc.), recursos de gestión financiera de los riesgos que son también utilizados por buena parte de los sistemas con participación pública.

[226]

SOLICITUD DE INDEMNIZACIÓN

Producidos daños en las personas y/o en los bienes asegurados como consecuencia de algunos de los riesgos cubiertos por el CCS, la solicitud de indemnización por parte del asegurado, tomador o beneficiario, o de sus respectivos representantes legales, debe presentarse lo antes posible en alguna de las formas siguientes:

Presentación por teléfono, llamando al 902 222 665, de lunes a viernes, de 9:00 a 18:00 horas.

Presentación on-line, a través de la web del CCS (www.conorseguros.es). Esta opción requiere disponer de certificado o DNI electrónicos.

No obstante, si no pudiera solicitarse la indemnización por teléfono o a través de la web, se podrá proceder rellenando la **hoja de comunicación de daños** (descargable desde la citada web), y presentándola directamente o a través de correo ordinario en la **Delegación Regional del CCS**, o a través de la entidad aseguradora con la que se contrató la póliza, o del agente o corredor que intervino en su contratación, pero no podrá remitirse al CCS a través de fax ni por correo electrónico.

Más información en: www.conorseguros.es

Referencias.

13

13.1. Normativa
13.2. Textos
13.3. Artículos

229
230
231

13. Referencias.

13.1. Normativa

- [1]. AENOR. UNE-EN 1991-1-4:2007 “Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento”. 2007.
- [2]. AENOR. UNE-EN 1996-1-1:2011 “Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar”. 2011.
- [3]. AENOR. UNE-EN 1998-1:2011. “Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación”. 2011.
- [4]. AENOR. UNE-EN 1998-3:2012. “Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 3: Evaluación y adecuación sísmica de edificios”. 2012.
- [5]. ATC-20-1 “Field Manual: Postearthquake Safety Evaluation of Buildings” Applied Technology Council. Second Edition 2005.
- [6]. ATC-40 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings” Applied Technology Council. California Seismic Safety Commission. November 1996.
- [7]. FEMA-274 “NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” Federal Emergency Management Agency. October 1997.
- [8]. FEMA-306 “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. Basic Procedures Manual”. Federal Emergency Management Agency. May 1999.
- [9]. Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España. “CTE-SE-F: Seguridad Estructural Fábricas. Aplicación a edificios de uso residencial vivienda-DAV”. Monografías CTE.
- [10]. Ministerio de Fomento. “Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)”. Mayo 2003.
- [11]. Ministerio de Fomento. “Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)”. Enero 2008.
- [12]. Ministerio de Fomento. “EAE Instrucción de Acero Estructural”. 2011.
- [13]. Ministerio de Fomento. “EHE Instrucción de Hormigón Estructural”. 2008.
- [14]. Ministerio de la Vivienda. “Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural: Acciones en la edificación”. Abril 2009.

[15]. Ministerio de la Vivienda. “Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural: Fábricas”. Abril 2009.

13.2. Textos

[16]. Alarcón Álvarez, E; Gómez Lera, S; Álvarez Cabal, R. “Cálculo Matricial de Estructuras” Edit. Reverté 1985.

[17]. Alex H. Barbat; J. M. Canet “Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Cálculo por ordenador” CIMNE. Barcelona 1994.

[18]. Amadeo Benavent-Climent “Estructuras sismorresistentes” Maia Ediciones. 2010.

[19]. Arcos Trancho, H; Cristina Porcu, M. “Movimientos sísmicos y estructuras murarias” Consorcio de Compensación de Seguros. 2003.

[20]. Bungale S. Taranath. “Wind and Earthquake Resistant Buildings. Structural analysis and design”. Marcel Dekker. New York 2005

[21]. Calavera, J. “Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón en masa, armado y pretensado”. 2ª Edición INTEMAC. 2008.

[22]. Crisafulli, F. J. “Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills”. Doctoral Thesis. University of Canterbury. New Zealand. 1997.

[23]. Dowrick, D.J. “Earthquake Resistant Design”. John Wiley & Sons. 1977.

[24]. Fardis, Michael N. “Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8” Springer. 2009.

[25]. Fardis, M. N; Carvalho, E; Elnashai, E; Faccioli, E; Pinto, P; Plumier, A. “Designers’ Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5”. Tomas Telford. 2005

[26]. GEHO (Grupo Español del Hormigón) “INYECCIÓN DE FISURAS CON FORMULACIONES EPOXÍDICAS” Boletín N°2 Marzo 1988.

[27]. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. HISPALYT. “Catálogo de soluciones cerámicas para el cumplimiento del código técnico de la edificación”. 2008.

[28]. Luis M. Bozzo; Alex H. Barbat “Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas”. Edit. Reverté 2000.

[29]. M. A. Hacar; E. Alarcón. “Elementos de Dinámica Aplicada a las Estructuras”. Edix. 1972.

- [30]. M. Ferrer Gijón; L. I. González de Vallejo; J.C. García López-Davalillo; J.A. Rodríguez Franco. “*PERDIDAS POR TERREMOTOS E INUNDACIONES EN ESPAÑA DURANTE EL PERÍODO 1987-2001 Y SU ESTIMACIÓN PARA LOS PRÓXIMOS 30 AÑOS (2004-2033)*”. Consorcio de Compensación de Seguros. 2004.
- [31]. Miha Tomazevic. “*Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*” Series on Innovation in Structures and Construction. Imperial College Press. 2000.
- [32]. Hiroshi Akiyama. “*Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético*” Edit. Reverté, S.A. 2003.
- [33]. Paulay, T; Priestley, M.J.N. “*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*”. John Wiley & Sons. 1992.
- [34]. R. Capote del Villar; J.J. Martínez Díaz. “*EL RIESGO SÍSMICO. PREVENCIÓN Y SEGURO*”. Consorcio de Compensación de Seguros. Mayo 2001.
- [35]. Ramos Gutierrez, S. “*Modelización de fachadas ante solicitaciones sísmicas*”. Proyecto de fin de Carrera. Universidad de Politécnica de Madrid. 2012.
- [36]. Rojo Lahuerta, F. J. “*Caracterización de los daños inducidos por el terremoto de Lorca de Mayo de 2011*” Proyecto de fin de Carrera. Universidad de Politécnica de Madrid. 2012.
- [37]. Sánchez Marta, L. “*Efecto de los rellenos de fábrica en la distribución de esfuerzos en los edificios*” Proyecto de fin de Carrera. Universidad de Zaragoza. 2012.

[231]

13.3. Artículos

- [38]. Álvarez Cabal, R. “*El Eurocódigo 8*” Jornada Técnica Anual ACHE Comportamiento de estructuras de hormigón en zonas sísmicas”. 2004.
- [39]. Arroyo Arroyo, J.R; Benito Muñoz, J.J; Álvarez Cabal, R. “*Análisis de la acción del viento en los edificios*” Cuadernos de INTEMAC. 4º trim. 1997.
- [40]. Benito, Belén; Gaspar Escribano, Jorge. “*Informe sobre el terremoto de Lorca*”. Informe interno. Universidad Politécnica de Madrid. 2011.
- [41]. Bertero, V; Brokken, S. “*Infills in seismic resistant building*” Journal of Structural Engineering 109, 1337. 1983.
- [42]. Carlos Puertas del Río, José Blanco Perrín. “*La estabilidad de los cerramientos de ladrillo. Luces y sombras*” Asociación Española para la Calidad. Sección de Construcción Noviembre 2003.

- [43]. Dávila, S; Álvarez, R; Arroyo, J.R. “*La estimación del período fundamental de los edificios*” III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Zaragoza. 2005.
- [44]. Dávila Sánchez-Toscano, S; Hoogendoorn, P. P; Álvarez Cabal, R: “*ACCIONES EN FACHADAS*”. Memorias de las I JORNADAS HITOS ESTRUCTURALES. IETCC Madrid 2011.
- [45]. Dávila Sánchez-Toscano, S; Hoogendoorn, P. P; Álvarez Cabal, R: “*ACCIONES EN FACHADAS*”. Cuadernos de INTEMAC. Madrid 2011.
- [46]. European Consortium of Earthquake Shaking Tables. “*Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions*”. Michael N. Fardis Editor. 1996.
- [47]. Gutiérrez Jiménez, J.P; Oteiza S. José; Monjo Carrió, J; Rey González, J.R: “*Estudio del comportamiento mecánico de los muros no portantes de fábrica de ladrillo, en fachadas*”. Memorias de las II Jornadas de Investigación en Construcción, celebradas en Madrid en mayo de 2008 Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc-CSIC. 2008.
- [48]. Halil Sezen, Jack P. Moehle “*Seismic Tests of concrete columns with Light Transverse reinforcement*” ACI Structural Journal. Nov. Dec. 2006
- [49]. Instituto Geográfico Nacional, Universidad Complutense de Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, Instituto Geológico y Minero de España, Asociación Española de Ingeniería Sísmica. “*Informe del sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011*”. Madrid, Julio 2011.
- [50]. Institut Geològic de Catalunya, Universitat Politècnica de Catalunya, Asociación Española de Ingeniería Sísmica, Generalitat de Catalunya. “*El terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011: Informe de la inspección y de los trabajos de campo realizados*”. Barcelona 2011.
- [51]. Lia Orosco, I. Alfaro. “*Potencial destructivo de sismos*”. Cuadernos de la Facultad nº3, 2008.
- [52]. L. Hermanns, A. Fraile, E. Alarcón, R. Álvarez “*Performance of masonry buildings during the 2011 Lorca earthquake.*” 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon 2012.
- [53]. J. B. Mander; M.J.N. Priestley; R. Park “*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*” Journal of Structural Engineering. Vol. 114, nº 8. August 1988.
- [54]. M.J. Nigel Priestley “*Myths and Fallacies in Earthquake Engineering -Conflicts between Design and Reality*” Concrete International. February 1997.

-
- [55]. Pujol, S; Benavent-Climent, A; Rodríguez, M.E; Smith-Pardo, J.P. “Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures” Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. 2008.
- [56]. R. Álvarez, S. Gómez, E. Alarcón. “Amplificación sísmica: una aproximación por elementos finitos”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 4. 2, pp. 217 a 235. 1988.
- [57]. R. Vicente, H. Rodrigues, A. Costa, H. Varum, J. A. R. Mendes da Silva “Masonry Enclosure Walls. Lessons learnt from the recent Abruzzo Earthquake”. Proceedings of the 14 ECEE 2010.
- [58]. V. Lloret, F. Regalado. “Análisis y reflexiones sobre los terremotos del 11 de mayo de 2011 acontecidos en Lorca (sugerencias para el futuro)” Florentino Regalado & Asociados, Ingeniería y Proyectos. 2011.
- [59]. V. Schmidt, C. Quirós. “Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica”. Ingeniería 17, 2007.
- [60]. Verderame, G. M; De Luca, F; Ricci, P; Manfredi, G. “Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L’Aquila earthquake” Earthquake engineering and structural dynamics, 40 925-944. 2011.
- [61]. Weng Yuen Kam; Stefano Pampanin. “The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake”. Structural Concrete 12, nº 4. 2011.

