



# GUÍA PARA LA RESTITUCIÓN DE LA CAPACIDAD FRENTE AL SISMO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TABIQUES, CERRAMIENTOS, PETOS Y ESCALERAS DE EDIFICIOS DAÑADOS EN EL SISMO DE LORCA



CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y ORDENACIÓN DEL TERRITORIO



AYUNTAMIENTO DE LORCA

**F H E C O R** ■  
Ingenieros Consultores

GUÍA METODOLÓGICA PARA LA REPARACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE  
EDIFICIOS DAÑADOS EN EL SISMO DE LORCA

ISBN: 978-84-87138-71-3

Depósito legal: MU-395-2013

## **Contenido**

1	ANTECEDENTES Y OBJETO.....	4
2	REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVA.....	5
3	METODOLOGÍA DE PROYECTO DE REPARACIÓN.....	7
4	CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES EN LORCA .....	9
	4.1 CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN ANTERIORES A LA NORMA NCSE-94.....	10
	4.2 CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN POSTERIORES A LA NORMA NCSE-94.....	12
5	DAÑOS DEBIDOS AL SISMO EN EDIFICACIONES DE LORCA.....	14
	5.1 DAÑO TIPO D.1: DAÑOS EN PILARES .....	14
	5.2 DAÑO TIPO D.2: DAÑOS EN TABIQUERÍA.....	18
	5.3 DAÑO TIPO D.3: CHOQUE ENTRE EDIFICIOS.....	20
	5.4 DAÑO TIPO D.4: DAÑOS EN VOLADIZOS.....	20
	5.5 DAÑO TIPO D.5: COLAPSO DE REVESTIMIENTOS, PETOS, ANTEPECHOS E INSTALACIONES.....	21
	5.6 DAÑO TIPO D.6: DAÑOS EN OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	22
6	REPARACIONES RECOMENDADAS Y CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO .....	24
	6.1 REPARACIÓN TIPO R.1: PILARES.....	24
	6.1.1 REPARACIÓN TIPO R.1.1: Fisuras .....	24
	6.1.2 REPARACIÓN TIPO R.1.2: Pérdida de recubrimiento.....	26
	6.1.3 REPARACIÓN TIPO R.1.3: Pérdida de sección, pandeo de armaduras y fisuras por esfuerzos..	29
	6.1.4 REPARACIÓN TIPO R.1.4: Reparación de pilares cortos.....	41
	6.2 REPARACIÓN TIPO R.2: TABIQUERÍA.....	41
	6.3 REPARACIÓN TIPO R.3: CHOQUE ENTRE EDIFICIOS.....	42
	6.4 REPARACIÓN TIPO R. 4: CERRAMIENTOS Y REVESTIMIENTOS DE FÁBRICA.....	42
	6.5 REPARACIÓN TIPO R.5: COLAPSO DE PETOS, ANTEPECHOS E INSTALACIONES .....	43
	6.6 REPARACIÓN TIPO R.6: DETALLES ESTRUCTURALES .....	44
7	BIBLIOGRAFÍA .....	45

## ANEJO 1

COMPORTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES EN RELACIÓN AL SISMO DE LORCA.....	46
A-1.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO.....	48
A-1.2. COMPARACIÓN DE ESPECTROS.....	48
A-1.3. IMPORTANCIA DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES .....	50
A-1.4. ESFUERZOS EN PILARES .....	54
A-1.5. MOVIMIENTOS.....	58
A-1.6. PILARES CORTOS.....	59

## ANEJO N° 2

EJEMPLOS DE REPARACIONES YA REALIZADAS EN ALGUNOS EDIFICIOS DE LORCA.....	61
A-2.1. REPARACIÓN DE PILARES CON BANDAS DE FIBRA DE CARBONO.....	62
A-2.2. REPARACIÓN DE PILARES CON ESTRUCTURA METÁLICA.....	63
A-2.3. REPARACIÓN DE PILARES CON ENCAMISADOS DE HORMIGÓN .....	65
A-2.4. REPARACIÓN DE PILARES CORTOS.....	67
A-2.5. REPARACIÓN DE ESCALERAS.....	67

## ANEJO N° 3

FICHAS TIPO DE REPARACIÓN .....	68
---------------------------------	----

**GUÍA PARA LA RESTITUCIÓN DE LA CAPACIDAD FRENTE AL  
SISMO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, TABIQUES,  
CERRAMIENTOS, PETOS Y ESCALERAS DE EDIFICIOS DAÑADOS  
EN EL SISMO DE LORCA**

## 1 ANTECEDENTES Y OBJETO

El 11 de mayo de 2011, la región de Lorca (Murcia) sufrió una serie de movimientos sísmicos que dieron lugar a la pérdida de nueve vidas humanas y a daños muy graves en el patrimonio construido en la ciudad. Algunos edificios colapsaron durante el seísmo y otros lo hicieron en los días siguientes. Los daños en otros muchos fueron tan graves que su demolición resultaba obligada. Otros edificios presentaban daños de diversa consideración, sin llegar a justificar su demolición y posterior reconstrucción, admitiéndose para ellos diferentes medidas de reparación y refuerzo. A estos últimos edificios está dedicado el presente documento.

Tras una primera campaña de inspección para calibrar el alcance y primera clasificación de los daños, el Gobierno de la Región de Murcia resolvió encargar la redacción de esta guía con el propósito de poner a disposición de los técnicos una guía práctica y simplificada para abordar los trabajos de reparación de los edificios de la ciudad de Lorca con un criterio comprensivo y definido, que atienda a las diferentes edades y tipologías estructurales.

Es importante dejar claro desde el principio que **no se trata de plantear una metodología de adecuación sísmica de los edificios a la normativa vigente ahora para el proyecto de nuevos edificios, sino de plantear para los ya existentes**, que han sido capaces de resistir, aunque con daños, un sismo severo como el del 11 de mayo de 2011, **un conjunto de soluciones de reparación, de reposición de lo que existía**, con elementos que han evidenciado un comportamiento aceptable. En otras palabras, se trata de restablecer en esos edificios el nivel de seguridad que tenían antes del 11 de mayo de 2011 y, por lo tanto, restituir una capacidad resistente capaz, con daños similares a los evidenciados, de resistir un sismo similar al ocurrido.

Hay que añadir, finalmente, que las soluciones de reparación que se proponen en este documento incluyen también actuaciones para restablecer los elementos no estructurales como tabiques, cerramientos, petos y cornisas.

## 2 REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVA

A continuación se enumeran, sin pretender ser exhaustivos, los reglamentos y normas de aplicación en el ámbito estructural que existen para este tipo de trabajos.

### a) Legislación:

- Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación,
- Ley 8/2005, de 14 de diciembre, para la calidad en la Edificación de la Región de Murcia.

### b) Reglamentación o normativa técnica:

No existe reglamentación para la evaluación y reparación de estructuras existentes. En el ámbito de los Eurocódigos no existen aún documentos disponibles. Con carácter normativo, pero no de obligado cumplimiento, están disponibles los documentos siguientes:

- Código Técnico de la Edificación, CTE, aprobado por Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, cuyo “Documento Básico SE de Seguridad Estructural” contiene un Anejo D de Evaluación estructural de edificios existentes.
- Norma UNE-EN-1504 “Productos y sistemas para la reparación y protección de estructuras de hormigón”, que se ciñe, obviamente, al ámbito de las estructuras de ese material.
- Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02), aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre. En este ámbito, la figura 2.1 muestra una evolución de la normativa sísmica española.
- Instrucción de hormigón estructural, EHE-08, aprobada por Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio.
- Instrucción de acero estructural, EAE, aprobada por Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo.

### c) Recomendaciones técnicas:

En el ámbito de las asociaciones de carácter técnico, existen distintos documentos de referencia. De todos ellos son especialmente destacables los producidos, a nivel internacional, por las siguientes asociaciones:

*fib* (Fédération International du Béton) ([www.fib-international.org](http://www.fib-international.org))

ICRI (International Concrete Repair Institute) ([www.icri.org](http://www.icri.org))

A los efectos del presente documento es importante destacar la citada norma europea UNE-EN-1504 “Productos y sistemas para la reparación y protección de estructuras de hormigón”, que entró en vigor en el espacio europeo el 1 de enero de 2009.

Dicho documento trata todos los aspectos del proceso de reparación incluyendo, entre otros aspectos, los siguientes:

- Definiciones y principios de reparación.
- Comprensión profunda de las necesidades del cliente.
- Requisitos de comportamiento del producto y métodos de ensayo, incluido el marcado CE correspondiente.
- Métodos de aplicación en obra y control de calidad de los trabajos.

Si se observan las indicaciones de esta norma UNE-EN-1504 debe quedar asegurada una buena calidad de la reparación. Sus principios inspiradores son compartidos por el equipo redactor del presente documento.



### 3 METODOLOGÍA DE PROYECTO DE REPARACIÓN

El *modus operandi* que se plantea en el presente documento para la definición de las actuaciones de restitución de la capacidad resistente a llevar a cabo en las estructuras es el siguiente:

- a) **Observación, análisis e interpretación de los síntomas observados.** Esta fase es crucial para plantear con tino la solución terapéutica correspondiente. Pasa por la realización de una inspección visual de la estructura concreta que se pretende reparar para entender no sólo la configuración estructural del edificio, que deseablemente deberá venir acompañada de la recopilación previa de tanta documentación disponible como se pueda acumular, sino a qué causas mecánicas, cinemáticas, de durabilidad, o de vicios ocultos ahora puestos de manifiesto, obedecen los daños observados. Si eso no se entiende adecuadamente se corre el riesgo de aplicar una solución inadecuada que podría, además, generar disfunciones y respuestas estructurales que, aun con daños, se han mostrado suficientes tras el terremoto del 11 de mayo de 2011.

El apartado 5 del presente documento se refiere a este análisis e interpretación de los síntomas observados.

- b) **Selección de los criterios de reparación** aplicables a cada uno de los daños tipo a los que se asimilan los daños observados.

El apartado 6 del presente documento recoge algunas recomendaciones de reparación de los daños originados por el sismo en los edificios existentes, cuando sea posible, con los condicionantes que puedan presentarse en cada caso concreto.

- c) **Dimensionamiento de los elementos de reposición** de elementos dañados o de reparación de los mismos con arreglo a los criterios que, en este documento, se presentan también en el apartado 6.

- d) **Adecuación de los refuerzos y reparaciones** planteadas a otras exigencias como fuego, durabilidad, etc.

En este documento no se tratan las soluciones no estrictamente estructurales que deben cumplir las reparaciones o refuerzos que se proponen. Además de los criterios aquí establecidos, las reparaciones o refuerzos deben cumplir con las exigencias requeridas por la normativa en vigor sobre fuego, durabilidad y otros requerimientos.

Para la elaboración de este documento se ha llevado a cabo en primer lugar una búsqueda de información sobre los edificios existentes en Lorca y sus estructuras. Las conclusiones de ese estudio se presentan en el apartado 4 de este documento.

A continuación, con los datos obtenidos, y tras el estudio de las características del sismo del 11 de mayo de 2011, se ha podido analizar en profundidad el comportamiento de los edificios frente al sismo y el origen de los diferentes daños detectados para, con esta información, definir una serie de métodos de reparación asociados a los daños detectados. Este análisis se presenta en el Anejo nº 1.

Como se ha señalado ya, no se trata de abordar una campaña de adecuación de los edificios a la normativa sísmica vigente ahora porque el comportamiento aceptable observado, para el tipo de sismo ocurrido, puede justificar la validez de la estructura, con daños semejantes a los observados tras el sismo último. En cualquier caso, debe evitarse que las intervenciones que se lleven a cabo puedan interferir negativamente en el funcionamiento estructural, en general, y frente al sismo, en particular. Por esa razón es importante añadir que las reparaciones que se proponen en este documento deben llevarse a cabo de manera que respeten la configuración de la estructura del edificio sin alterar la rigidez de sus elementos, ni la posición del centro de rigideces original.

A título informativo, se presenta en el Anejo nº 2 una síntesis de los tipos de reparación ya realizados en diferentes edificios de Lorca.

## 4 CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES EN LORCA

Se describen a continuación de forma somera las distintas tipologías constructivas de los edificios en el área de Lorca. Estas estructuras se pueden agrupar según los materiales de construcción o su fecha de realización.

Las edificaciones tradicionales responden al esquema clásico de muros de mampostería, sillería o fábrica de ladrillo que habitualmente soportan forjados formados por viguetas de madera, un socarrado y el piso.

Las construcciones con estructura de hormigón son las más habituales en Lorca. Éstas corresponden en su mayoría al tipo C1, según la clasificación que realiza el documento FEMA 547 “TECHNIQUES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS” (figura 4.1), de la agencia de emergencia estadounidense. El tipo C1 consiste en edificios realizados con pórticos y forjados de hormigón, con conexiones rígidas en los nudos viga – pilar.

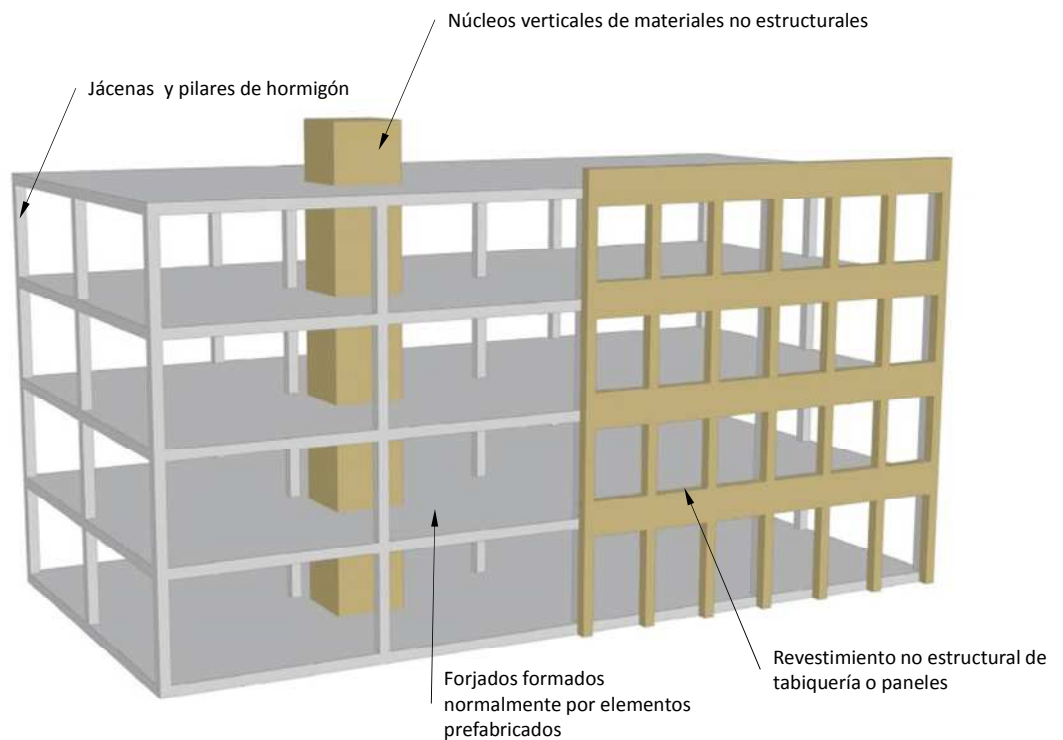


Figura 4.1. Estructura tipo C1, con pórticos de hormigón.

Por otro lado, las estructuras de hormigón se pueden clasificar en función de su fecha de proyecto, agrupándolas en función de la normativa sísmica vigente en el momento de su construcción.

En este documento se ha optado por dividir las edificaciones en anteriores o posteriores a la norma NCSE-94, dado que ésta recoge los criterios de cálculo sísmico contenidos en la normativa vigente, que data de 2002.

En la figura 4.2 se muestra un resumen simplificado de la situación de las construcciones de Lorca, en relación con la normativa existente en el momento de su construcción y las tipologías más utilizadas en esas épocas. El gráfico es sólo informativo y no pretende ser un indicador exhaustivo de la situación.

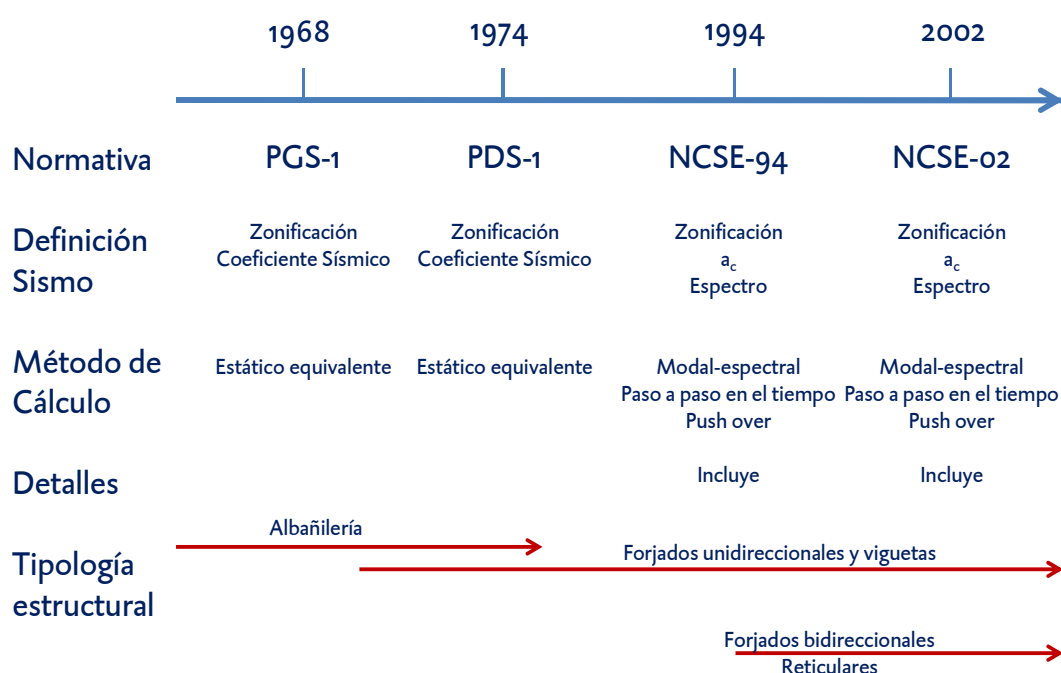


Figura 4.2 Situación esquemática y simplificada de la evolución de la normativa sísmica y los tipos constructivos a lo largo del tiempo.

#### 4.1 CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN ANTERIORES A LA NORMA NCSE-94

Tras una búsqueda de información relativa a edificaciones proyectadas y construidas antes de la entrada en vigor de la citada norma NCSE-94, se han obtenido datos de interés de dos edificios. Por una parte, se tiene el edificio situado en el cruce de las calles Albañilería y Jardineros y, por otra, el edificio de la calle Salud número 3, en la zona de la Viña y las barriadas sociales de San Fernando.

En el segundo de los casos, la cimentación se ejecutó (figura 4.3), bien por medio de zapatas con vigas centradoras, o bien por pilotes. En el caso de la barriada de San Fernando, se emplearon pilotes en la cimentación debido a la baja capacidad portante del terreno.

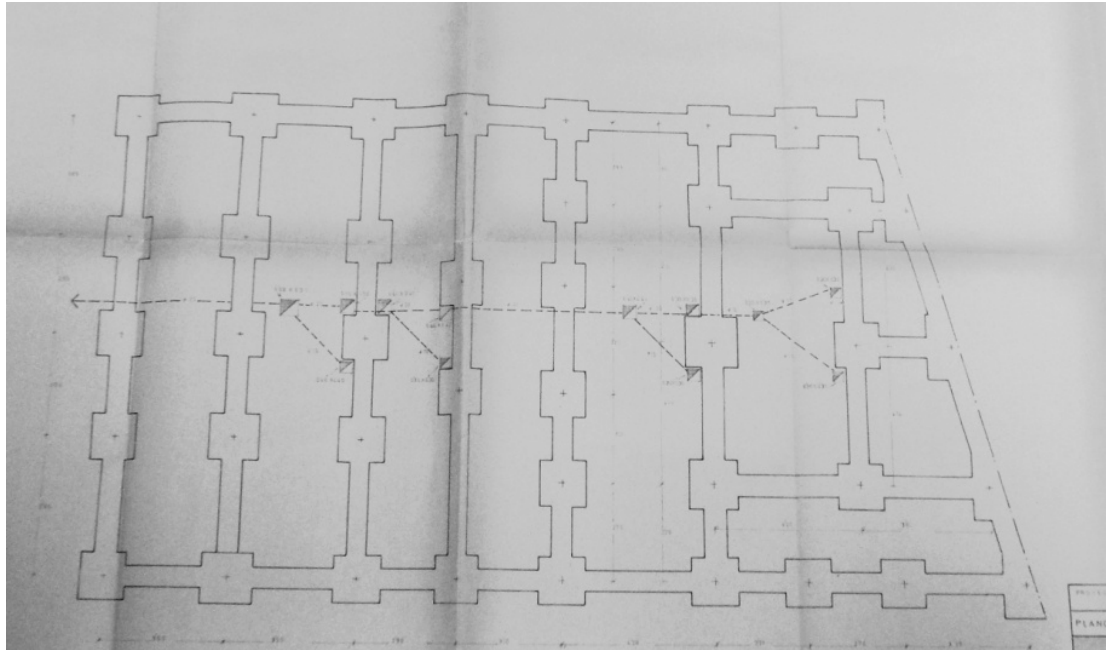


Figura 4.3. Planta de cimentación del edificio situado en la Av. de la Salud

En estos edificios la estructura vertical se resuelve mediante pórticos de hormigón armado de cuatro o cinco plantas de altura. Cabe señalar que únicamente en el proyecto del edificio de la Av. de la Salud número 3 se hace referencia a concentración de cercos en la zona de arranque y cabeza de pilares.

Los forjados se resuelven por medio de viguetas y bovedillas con cantos en torno a los 24 cm (figuras 4.4 y 4.5). Las luces entre pilares son de 4 metros aproximadamente.

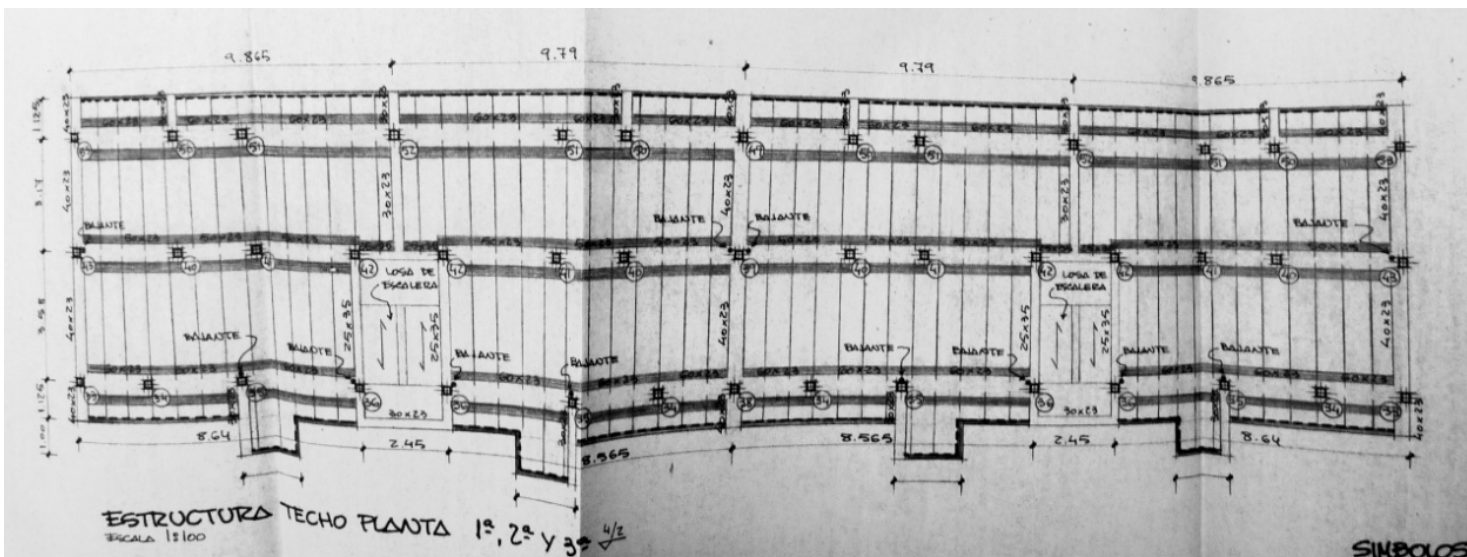


Figura 4.4. Planta de forjado en el edificio de la calle Jardineros.

Los materiales utilizados en estas construcciones son hormigones de resistencia característica 15 MPa en cimentación y 17,5 MPa en el resto de la estructura. Los aceros son de límite elástico 420 MPa.

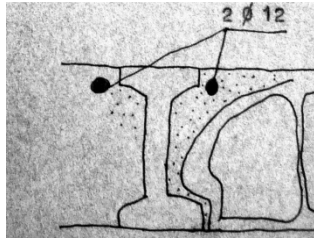


Figura 4.5. Detalle de vigueta y bovedilla

#### 4.2 CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN POSTERIORES A LA NORMA NCSE-94

De los edificios pertenecientes a este grupo cabe destacar el situado en el cruce de las calles Infante y Talleres. Este es el único edificio que colapsó durante el movimiento sísmico.

En los edificios de esta época las cimentaciones suelen estar resueltas por medio de zapatas o de pilotes, aunque en el caso del edificio de la calle Infante la cimentación consistía en una losa maciza de cimentación de 0,6 m de espesor (figura 4.6).

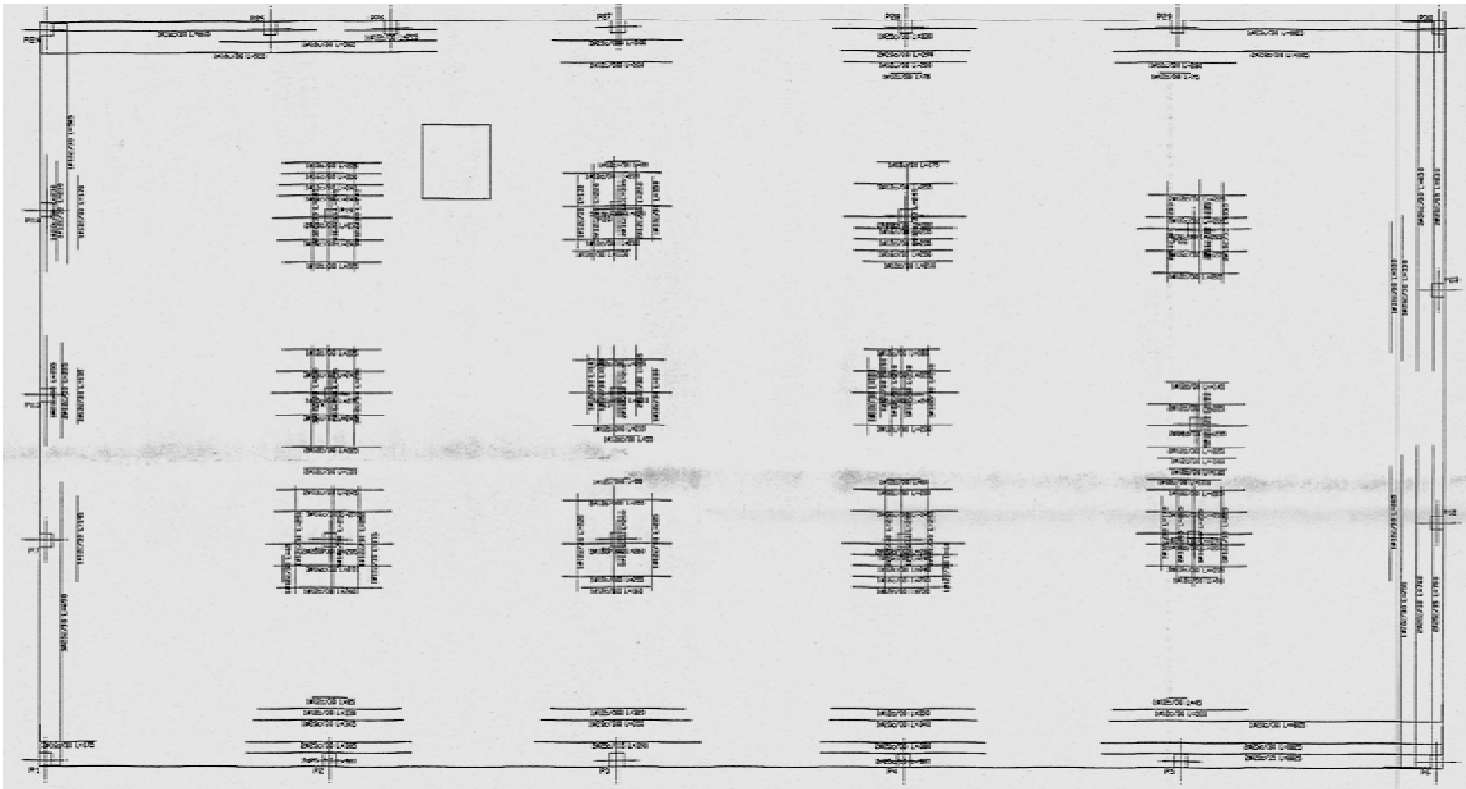


Figura 4.6. Planta de cimentación del edificio de la calle Infante

En los edificios de esta época la estructura horizontal suele estar resuelta mediante forjados de vigueta y bovedilla (figuras 4.4 y 4.5) que apoyan en jácenas y zunchos, o bien mediante forjados reticulares. En el caso concreto de la calle Infante, el forjado es de tipo reticular, con 0,35 m de canto, sobre pilares de sección rectangular de hasta 0,50 m de canto (figura 4.7). Las luces entre pilares llegan a los 6 m.

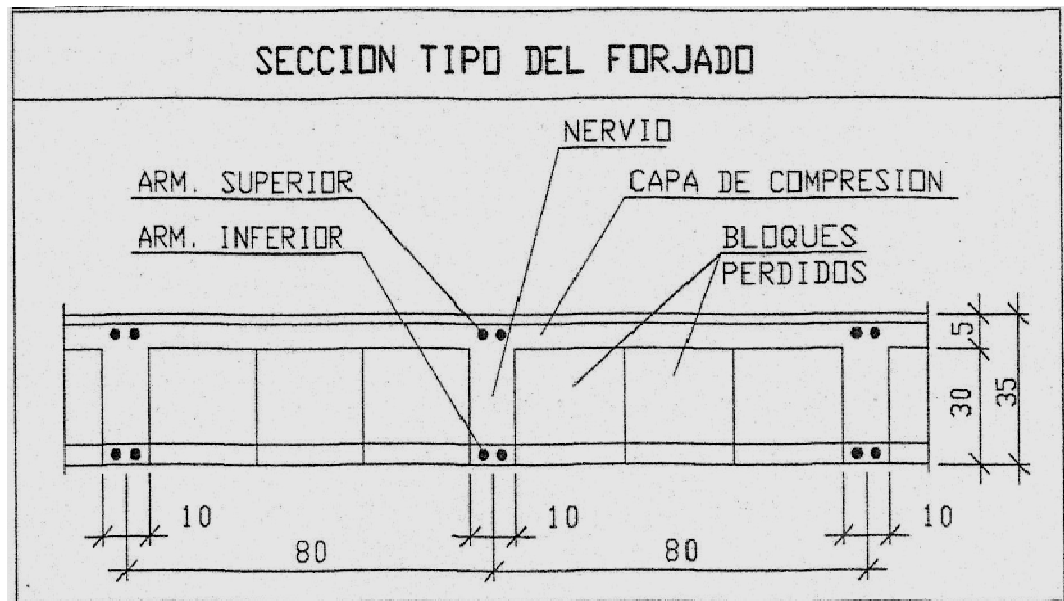


Figura 2.7. Sección tipo de forjado reticular del edificio de la calle Infante

Los materiales utilizados en estas construcciones son hormigones de resistencia característica de entre 20 y 25 N/mm<sup>2</sup> y aceros de resistencia 400 ó 500 N/mm<sup>2</sup>.

## 5 DAÑOS DEBIDOS AL SISMO EN EDIFICACIONES DE LORCA

Como se ha señalado en el apartado 3 del presente documento, al presentar la metodología de trabajo propuesta, es preciso que el técnico que se enfrente a la necesidad de reparar o reforzar los edificios entienda cuál ha sido la mecánica de los procesos que explican los daños producidos en los elementos estructurales y no estructurales. En ese sentido, se ha realizado un estudio de las características del sismo del 11 de mayo de 2011 y el comportamiento consiguiente de los edificios. Este análisis se presenta en el Anejo nº 1 al presente documento.

Asimismo, con el fin de sistematizar los trabajos, se ha procedido a agrupar éstos según se presenten en los diferentes elementos, tanto estructurales como no estructurales.

### 5.1 DAÑO TIPO D.1: DAÑOS EN PILARES

Los daños en cabeza y base de pilares son frecuentes en los edificios en los que los pilares recibieron directamente la acción del sismo de Lorca.

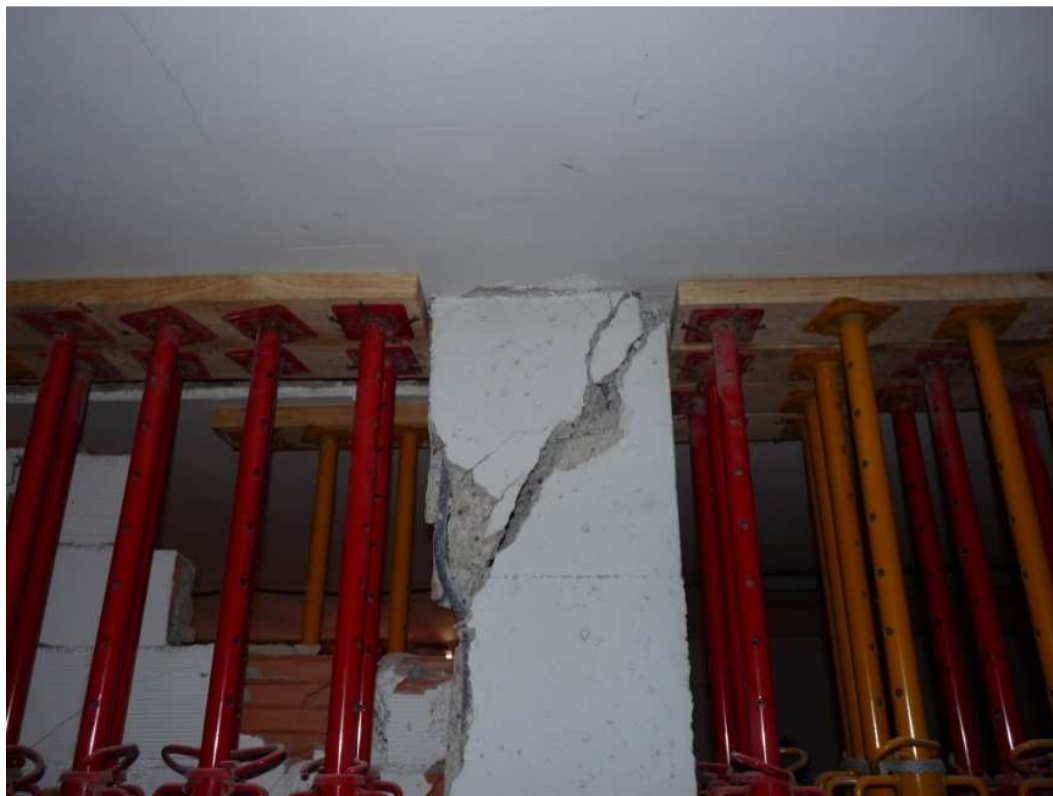


Figura 5.1. Rotura de cabeza de pilar con deformaciones en la armadura.



Estos daños se presentan con diferentes intensidades, de modo que se observan desde pilares fisurados o con pérdida de recubrimiento, hasta pilares donde la armadura vertical ha pandeado, se han roto los cercos transversales o existe una pérdida importante de sección de hormigón.

Entre los factores que pueden producir estos daños, como se señala en el Anejo nº 1, destaca el cambio brusco de rigidez entre plantas, por la existencia de plantas diáfanas o pilares cortos.

En las figuras 5.1 y 5.2 se muestran ejemplos de pilares con daños frecuentes.



Figura 5.2. Pérdida de recubrimiento en pilar y fisuras de trazado oblicuo.

En la figura 5.3 se puede observar la distribución de momentos flectores en pilares, obtenida a partir de un modelo de elementos finitos de un edificio tipo de Lorca, en el cual se consideran los tabiques existentes en las plantas superiores y se mantiene la planta baja diáfana. Se puede observar cómo los flectores aumentan drásticamente en la planta diáfana, debido al fuerte cambio de rigidez como consecuencia de la inexistencia de tabiques en esta planta.

También se han detectado varios casos de edificios en Lorca que han colapsado por la presencia de soportes cortos, muy rígidos, sobre los muros de sótano, que reciben una parte importante de la acción sísmica.

Asimismo, se han dado casos de pilares de dimensiones convencionales coaccionados por cerramientos cuya altura era inferior a la de los pilares, que convirtieron en cortos a pilares no proyectados con esa configuración.

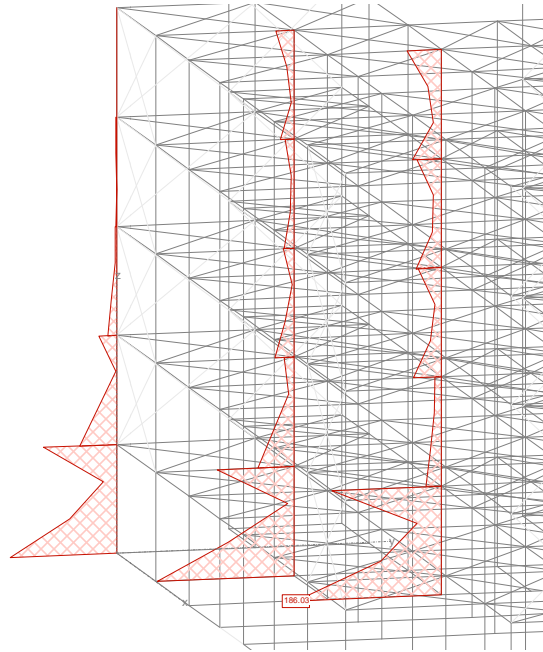


Figura 5.3. Distribución de momentos flectores en pilares en un edificio con planta diáfana.



Figura 5.4. Ejemplo de edificio colapsado con planta baja diáfana.

Las figuras 5.5 y 5.6 presentan casos de pilares cortos con importantes daños por la elevada rigidez que presentan frente a la acción sísmica, absorbiendo un esfuerzo cortante muy importante hasta el colapso.

En algunos casos, como se ha podido observar durante las inspecciones realizadas en Lorca, se ha detectado que los únicos elementos que podían transferir las cargas horizontales a la cimentación eran los pilares, lo que ha sido causa de daños en los mismos.



*Figuras 5.5 y 5.6. Roturas de pilares cortos entre muro de sótano y planta baja.*

También se han observado daños en pilares debido a la escasez de armadura de transversal, tanto en la cabeza como en la base de los mismos, o a que la distancia entre

cercos era excesiva para esas zonas, con lo que no se producía el deseable efecto de confinamiento y no se impedía el pandeo de las armaduras verticales (figura 5.7).



Figura 5.7. Pandeo de armadura. Se puede observar la excesiva distancia entre cercos.

## 5.2 DAÑO TIPO D.2: DAÑOS EN TABIQUERÍA

La rotura de tabiques por el sismo ha sido generalizada. Esto es debido a que los lienzos, tanto de cerramientos como de particiones interiores, presentan una gran rigidez en su plano oponiendo una coacción a los movimientos inerciales impuestos por el sismo.

La contribución, no explícitamente considerada en el proyecto, de cerramientos y tabiques interiores, en menor medida, unida a un sismo caracterizado por un solo impulso de ida y vuelta, posiblemente justifique el comportamiento resistente que han mostrado las estructuras de pórticos de hormigón en Lorca.

No obstante la gran rigidez y su contribución al comportamiento, la prácticamente nula capacidad resistente a tracción de las fábricas y su propia anisotropía explican el tipo de daños observados, concluyéndose que estos elementos están agotados, por lo que se hace necesaria su sustitución, dada la gran dificultad que presenta su reparación.

En otros casos, disponer elementos de fábrica de ladrillo dentro de los recuadros formados por los pilares y vigas, pero de manera incompleta, pudo producir daños en pilares, puesto que, generalmente, se trata de elementos mucho más rígidos que los pilares adyacentes, a los que pueden inducir esfuerzos importantes. Dicho de otro modo, el cerramiento parcial de la fachada puede convertir en corto el pilar que no lo fue estructuralmente cuando se proyectó. Esta es la razón por la que la NCSE-02 establece en su artículo 4.2 que, cuando no sea posible evitar la disposición

de elementos no estructurales que pueden desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones de la estructura, este tipo de elementos deben tenerse en cuenta en la confección del modelo para el análisis estructural y comprobarse para las acciones que se deriven del cálculo.



Figura 5.8. Ejemplo de rotura de tabique de cerramiento entre ventanas.



Figura 5.9. Rotura de tabiques por acción horizontal de cortante debida al sismo

En la mayoría de los casos, sin embargo, los tabiques han actuado como elementos de arriostramiento de los pórticos, con movimientos menores que los que se habrían registrado de no existir estos elementos y reduciendo la acción horizontal soportada

por los pilares, teniendo por lo tanto un efecto beneficioso, como se muestra también en el Anejo nº 1. Esto, sin embargo, ha supuesto que los tabiques han absorbido esfuerzos para los que no fueron concebidos, lo que ha producido daños y roturas en los mismos, como se puede observar en la figura 5.9.

### 5.3 DAÑO TIPO D.3: CHOQUE ENTRE EDIFICIOS

En edificios colindantes, o en módulos de una misma construcción, pero independizados mediante juntas de dilatación, el evento sísmico ha generado el choque de ambos, hecho que ocasionalmente genera daños importantes, sobre todo cuando los edificios tienen sus plantas situadas a diferente cota y el golpeo del forjado se produce contra los pilares del edificio adyacente. En este caso, los pilares pueden sufrir algunos de los daños expuestos en el apartado 5.1.

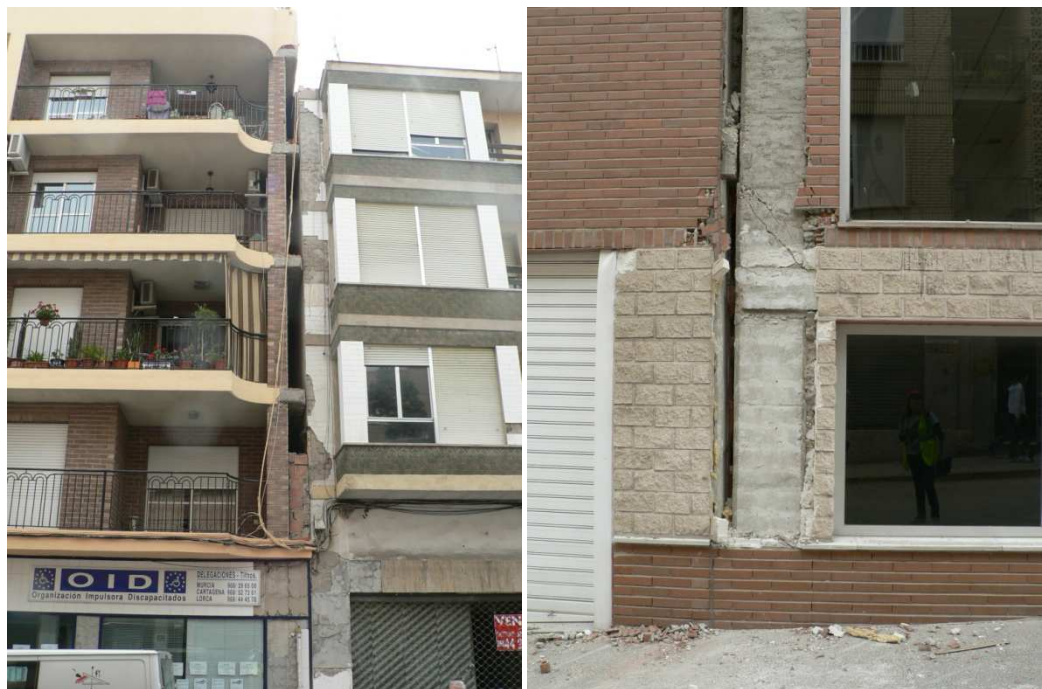


Figura 5.10. Dos ejemplos de choque entre edificios en el sismo de Lorca.

### 5.4 DAÑO TIPO D.4: DAÑOS EN VOLADIZOS

Los voladizos experimentan importantes movimientos al ser afectados por las componentes verticales del sismo. En Lorca se han podido detectar daños en las fachadas debidos a estos movimientos de los voladizos, en forma de roturas y grietas, como se observa en la figura 5.11:



Figura 5.11. Daños en fachada debidos a movimientos de voladizos.

### 5.5 DAÑO TIPO D.5: COLAPSO DE REVESTIMIENTOS, PETOS, ANTEPECHOS E INSTALACIONES

Los daños en estos elementos no estructurales han sido de gran trascendencia, ya que todas las víctimas mortales del sismo de Lorca fueron el resultado de la caída de elementos no estructurales (figura 5.12). Es muy importante, pues, prestar atención a la reparación de estos elementos garantizando su estabilidad futura.

La configuración de todos estos elementos es muy variada en edad, tipología, aparejo y conexión a la estructura, lo que hace muy difícil establecer una clasificación sistemática.

En este sentido, en esta Guía se formulan propuestas para el anclaje de este elemento de forma que se eviten su caída. Se trata, pues, en este aspecto no de una reposición de la situación anterior, sino de incorporar una mejora de comportamiento orientada a evitar los riesgos por caída de este tipo de piezas.



Figura 5.12. A la izquierda, vista de un edificio tras la demolición de la cornisa afectada por el sismo. A la derecha, caída del revestimiento en fachada de ladrillo visto en planta baja.

## 5.6 DAÑO TIPO D.6: DAÑOS EN OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este punto se hace referencia a los daños producidos por inadecuados detalles de proyecto, que han sido observados en las inspecciones realizadas en Lorca.



Figura 5.13. Rotura de pilar con longitudes insuficientes de anclaje.

En los pilares, como ya se ha indicado en el punto 5.1, es importante contar con la distribución de cercos en cabeza y base, de forma que se asegure la ductilidad del elemento. Se han detectado pilares en los cuales la armadura vertical ha salido de su plano (pandeo) durante la acción sísmica debido a que la distancia entre cercos era excesiva o porque los cercos, insuficientes, se han roto.

Asimismo, se han observado pilares cuyas armaduras longitudinales presentaban unas longitudes insuficientes de anclaje, tal y como se puede apreciar en la figura 5.13.



También se han detectado escaleras con importantes daños debidos a que la disposición del armado no era correcta (figura 5.14) y no se respetaban tampoco las longitudes de anclaje.



*Figura 5.14. Daños en desembarco de escalera.*

## 6 REPARACIONES RECOMENDADAS Y CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO

En este apartado se presentan las recomendaciones y técnicas para la reparación estructural de edificios afectados por el sismo, y se dan unos criterios básicos para su dimensionamiento. Como ya se ha señalado, estas reparaciones tienen como objetivo principal devolver la capacidad resistente que tenían los edificios antes del sismo, es decir, mantener la seguridad original de las estructuras. Se insiste, por tanto, en que no se pretende acondicionar estas estructuras a la normativa sísmica vigente hoy. Cabe indicar además que las actuaciones propuestas son de aplicación para aquellos edificios que no tengan una orden de demolición en firme.

Asimismo, las reparaciones que se van a proponer a lo largo de este documento no pretenden cambiar las rigideces del conjunto de la estructura y, por tanto, la posición del centro de rigideces primitivo.

La tabla 6.1 muestra en un cuadro sinóptico las medidas de reparación adoptadas y que son objeto de desarrollo en los párrafos siguientes.

### 6.1 REPARACIÓN TIPO R.1: PILARES

Los pilares presentan distintos tipos de daños y con diferentes intensidades. En consecuencia, y también en función de la geometría, se proponen las siguientes actuaciones en función de la gravedad de los daños y de su geometría.

En el Anejo nº 2 se resumen, a título informativo, diversas reparaciones ya efectuadas en distintos edificios de Lorca.

#### 6.1.1 REPARACIÓN TIPO R.1.1: Fisuras

Para el caso de pilares con fisuras no necesariamente originadas por esfuerzos y detectadas durante la inspección del edificio, se recomienda el sellado de las mismas con mortero de reparación. Sólo se actuará si la abertura de las fisuras es igual o mayor que 0,4 mm.

En el caso de detectarse fisuras con trazado oblicuo o en forma de X se procederá a realizar las reparaciones que se plantean en el apartado 6.1.3, es decir, una reparación tipo R.1.3.1, R.1.3.2 ó R.1.3.3, dependiendo de la geometría del pilar, de tal forma que se devuelva al pilar su capacidad estructural original.

*Tabla 6.1. Cuadro sinóptico de las medidas de reparación que se proponen*

Medidas de reparación de estructural						
Código	Tipo de daño	Elemento	Daños específicos		Técnica de reparación	
D.1	PILARES	PILARES  Cuadrados Apantallados	Fisuras no originadas por esfuerzos	D.1.1	Sellado de fisuras	R.1.1
			Pérdidas de recubrimiento, sin presencia de fisuras por esfuerzos	D.1.2	Saneo mecánico y reconstrucción con mortero	R.1.2
			Pandeo incipiente de armadura, pérdida de sección o fisuras por esfuerzos	D.1.3.1	Pilares cuadrados con encamisado de hormigón	R.1.3.1
				D.1.3.2	Pilares apantallados con presillas metálicas	R.1.3.2
				D.1.3.3	Pilares con camisa de chapa y relleno de mortero inyectado	R.1.3.3
			Pilares cortos	D.1.4	Reparación con hormigón Prolongar los muros de sótano hasta unir con el forjado de planta baja. Huecos para la ventilación: longitud no mayor de 1/3 de la longitud total (PGMO)	R.1.4
Excesivo pandeo de las armaduras, rotura del hormigón y formación de rótulas plásticas	-	Propuesta de demolición	-			
D.2	TABIQUERÍA	TABIQUERÍA	Roturas	D.2	Reconstrucción de toda la tabiquería	R.2
D.3	CHOQUE ENTRE EDIFICIOS	JUNTAS ENTRE EDIFICIOS	Golpeteo entre edificios	D.3	No existe técnica de reparación posible. Muy importante su consideración en proyectos de obra nueva	R.3
D.4	VOLADIZOS	CARPINTERÍAS EXTERIORES, REVESTIMIENTOS Y APLACADOS	Fisuras y desprendimiento de elementos	D.4	Demolición y reconstrucción respetando la NCSE-02. Fábrica de ladrillo: anclar con barras corrugadas a la estructura.	R.4
D.5	COLAPSO DE REVESTIMIENTOS, PETOS, ANTEPECHOS E INSTALACIONES	REVESTIMIENTOS, PETOS, ANTEPECHOS, INSTALACIONES	Desprendimiento de elementos	D.5	Refuerzos verticales anclados a la estructura Armado de coronación de acuerdo con la NCSE-02 Sustitución por elementos ligeros	R.5
D.6	DAÑOS EN OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	ESCALERAS	Disposición incorrecta de armado Escasa longitud de anclaje Deficiencia en las condiciones de apoyo	D.6	Demolición local del elemento afectado Reparación	R.6

En el caso de que las fisuras estén relacionadas con problemas de durabilidad, lo que se nota porque el hormigón del recubrimiento está suelto y suena “a hueco” cuando se golpea, se acudirá a la solución R.1.2, previa remoción del recubrimiento dañado. Se recuerda que se ha de proceder a la reparación de las fisuras y daños por deterioros pues se trata de restituir el nivel de seguridad primigenio, no afectado por los deterioros progresivos que se puedan producir a partir del instante anterior al sismo del 11 de mayo de 2011.

### **Material**

Se empleará un mortero de reparación, monocomponente con base cemento áridos seleccionados de tipo silicio, humo de sílice y resinas sintéticas.

Cumplirá los requisitos de la clase R3 de la UNE-EN 1504-3, será preferentemente un mortero pre-dosificado apto para espesores reducidos.

Habrá de exhibir una adherencia al soporte sin imprimación, con una tensión mayor o igual que 1,5 MPa, según EN 1542.

La resistencia a compresión, según EN 12190, será de 25 MPa, pero no mayor que 35 MPa.

El módulo de formación longitudinal se situará en el entorno de los 15 GPa. Con una variación de  $\pm 30\%$ .

Tendrá una baja retracción, menor que 0,75 mm/m a 20 C, 65% H.R. A 28 días, según EN 52450.

### **Procedimiento de reparación**

Se sellarán con mortero de reparación según la especificación de la columna siguiente.

Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1. En la superficie de la fisura se abrirá una ranura o biselado de unos 5 mm de abertura y una profundidad de unos 7 mm.
2. Para facilitar la adherencia del mortero, se eliminarán los restos de polvo del interior de la junta y de la superficie a ambos lados, mediante aire a presión.
3. Se aplicará el mortero de reparación el sellante en la zona de fisura, previa humectación del sustrato del bisel hasta la saturación. La superficie de dicho sustrato estará mate, no brillante cuando se disponga el mortero.

En la figura 6.1 se resume el proceso de reparación de las fisuras.

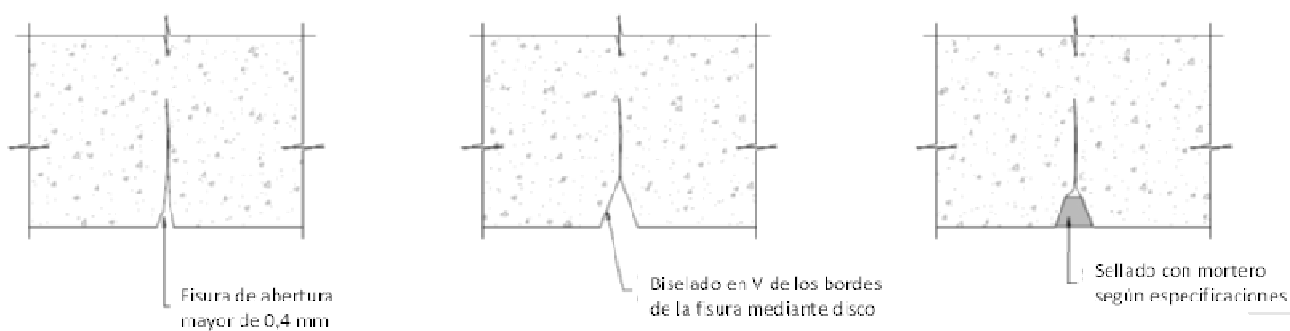


Figura 6.1. Proceso de sellado de fisuras lineales.

### **6.1.2 REPARACIÓN TIPO R.1.2: Pérdida de recubrimiento**

En aquellos casos en los que se haya producido únicamente un desprendimiento del recubrimiento (p.e. impacto de los pilares con tabiques), pero la armadura est  sana y no se haya separado del núcleo central de hormigón (no ha pandeado), se plantea un saneo mecánico y posterior hormigonado para la recomposición de la sección. Es muy importante que en el pilar que se va a reparar no se haya detectado ningún tipo de daños por esfuerzos, como pueden ser fisuras de trazado oblicuo o en X, en cuyo caso

se procedería a ejecutar la reparación tipo R.1.3.1 ó R.1.3.2, dependiendo de la geometría del pilar.

### ***Materiales***

Se empleará un mortero monocomponente, en polvo, de fraguado rápido, formulado a base de cementos Portland resistentes a sulfatos, y dotado de áridos silíceos de granulometría estudiada, polímeros, fibras y aditivos, de idoneidad probada para su utilización en la reparación estructural del hormigón por su gran adherencia al acero y al hormigón.

Algunas de sus propiedades más representativas son las siguientes:

- Aspecto: polvo gris.
- Densidad: 2 kg/dm<sup>3</sup>.
- pH: 10.
- Tiempo de utilización a 20°C: 1 hora.
- Tiempo de secado a 20°C: 12 horas.
- Temperatura mínima de aplicación: 5°C.
- Adherencia al hormigón a 28 días: > 1,2MPa.
- Resistencia a compresión a 24 h: > 10MPa.
- Resistencia a compresión a 28 días: >30MPa.
- Resistencia a flexo-tracción a 28 días: >4MPa.
- Espesor de aplicación: 4-40 mm.

### ***Procedimiento de reparación***

Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

#### ***Paso 1: Saneamiento mecánico***

Consiste en el fresado mecánico o cincelado de toda la zona en la que se haya producido una pérdida del recubrimiento. Al final de esta demolición, se procederá a la limpieza mediante chorro de agua a alta presión, respetando la armadura existente hasta la profundidad correspondiente al hormigón íntegro y sano.

Se realizará además un reperfilado del borde de la superficie a tratar mediante cajeado del mismo con picado mecánico hasta dejar un ángulo saliente de aproximadamente 80° en el paramento superior del cajeado. Los paramentos restantes tendrán un cajeado a 90°, como se observa en la figura 6.2. Para el éxito de la reparación es fundamental que este cajeado previo se ejecute correctamente, tal como se ha indicado.

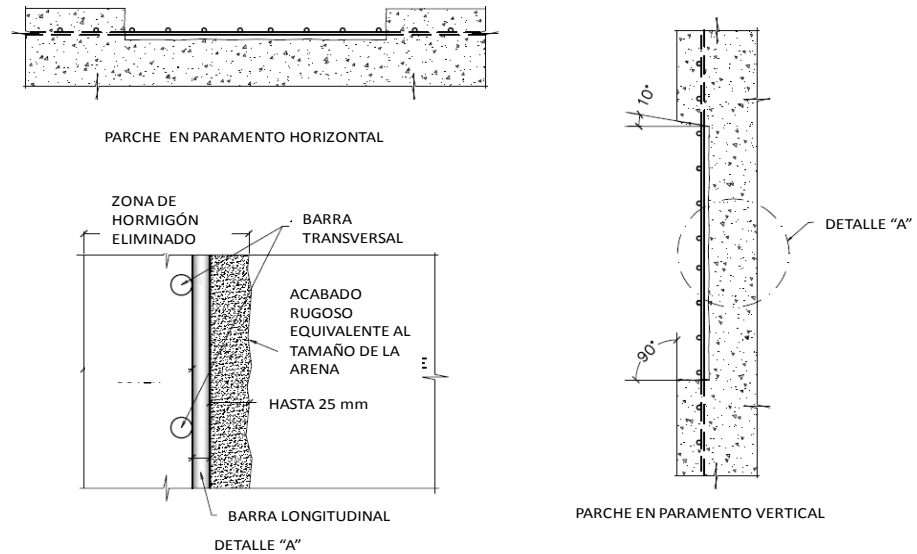


Figura 6.2. Acabado de las zonas a reparar. Definición de la profundidad de demolición.

La superficie deberá estar sana, con irregularidades de al menos 3 mm (si no se utiliza algún tipo de producto adherente) y saturada de agua durante al menos 6 horas antes de la aplicación, sin encharcamientos.

Se eliminará el hormigón deteriorado o lechada mediante cincel, medios mecánicos, agua a alta presión, etc. hasta la obtención de una superficie con la adherencia necesaria. El chorro de arena, a veces, no es suficiente para conseguir una superficie suficientemente sana y rugosa. El cajeadado deberá ser suficiente para conseguir una profundidad de reparación de por lo menos 1 cm.

Se eliminarán los óxidos de las armaduras, en caso de que existan, reemplazándolas si fuera necesario mediante solape, aunque no se considera probable este extremo. Se limpiará la superficie para eliminar cualquier resto de grasa, manchas de aceite, pintura, barro o polvo.

Paso 2: Reconstrucción con mortero con base de cemento

Se empleará un mortero monocomponente con base de cemento Portland. Cuando los espesores sean mayores de 3 cm, se recomienda fabricar un microhormigón añadiendo árido de tamaño máximo de 8 mm al mortero. Los materiales empleados deberán ser de retracción compensada.

*Preparación del mortero*

Mezclar, bien manualmente, bien por agitación mecánica, con agua a razón de 4 litros por cada 25 kg durante 2-3 minutos.

El soporte debe estar saturado de agua, limpio y exento de material deleznable, como ya se ha señalado.

*Curado*

Los morteros de retracción compensada con las características exigidas deberán ser siempre curados con agua o con líquido de curado apropiado para evitar la evaporación del agua de hidratación.

Si fuese necesario exigir resistencias iniciales muy elevadas a edades muy cortas, se recomienda seguir las siguientes instrucciones:

- Almacenar en lugar protegido del frío.
- Utilizar agua caliente para el amasado.
- Comenzar la aplicación a media mañana.
- Una vez colocado, proteger el producto contra el frío tapándolo con plásticos.

### **6.1.3 REPARACIÓN TIPO R.1.3: Pérdida de sección, pandeo de armaduras y fisuras por esfuerzos**

Existen distintos métodos para realizar la reparación y el refuerzo de pilares basados en la mejora de su capacidad resistente, de entre los cuales se han considerado preferible aquellos que funcionan por confinamiento, es decir, se mejora la resistencia a compresión, se evita el posible pandeo de barras y se aporta ductilidad.

Los métodos que se exponen en este apartado son eficaces para pilares solicitados por axiles de excentricidades nulas a bajas. Es el caso, sobre todo, de los soportes interiores de edificios o, si ha justificado, también de los pilares exteriores en las plantas más bajas.

Antes de proceder a ejecutar esta reparación, es necesario asegurarse de que los pilares afectados no presentan armaduras pandeadas acompañadas de cercos rotos y roturas en el hormigón con formación de rótulas plásticas, llegándose a observar además un descenso de los mismos y, por tanto, una redistribución de las cargas en los pilares. En este caso, no deben descartarse ni la demolición completa o, si está justificado, la sustitución del pilar dañado por otro de geometría equivalente, asegurando la continuidad de las armaduras longitudinales en los forjados.

En los casos de los pilares que no han recibido la orden de demolición, pero en los que se observa pérdida de sección de hormigón, el pandeo de la armadura longitudinal o fisuras originadas por los esfuerzos a los que se han visto sometidos los pilares (con trazado oblicuo o forma de X), se proponen los métodos de reparación que se indican a continuación en función de la geometría de los pilares.

El criterio de dimensionamiento que se plantea para las dos opciones siguientes es que el encamisado de hormigón o la estructura metálica se hagan cargo del 100% de la carga, en los términos que se explican posteriormente.

No se proponen aquí, en términos generales, reparaciones consistentes en el empleo de mallas de fibra de carbono. La efectividad de estos refuerzos, que sólo producen un efecto de confinamiento, está muy condicionada por la forma del pilar, siendo las secciones circulares las más adecuadas para movilizar dicho confinamiento. En caso de ser necesario, deben protegerse contra la acción del fuego. Estas intervenciones deben ser objeto de un estudio detallado teniendo en cuenta el daño que se quiere reparar y la contribución que estos materiales pueden aportar al comportamiento estructural requerido.

### 6.1.3.1 Reparación tipo R.1.3.1: Pilares cuadrados o circulares con daños moderados

Cuando la capacidad resistente del pilar se vea moderadamente afectada por el sismo, pérdida de recubrimiento, síntomas de curvatura en la armadura sin que sea un pandeo claro, integridad del núcleo, y no se deba restituir la capacidad resistente vertical significativamente, puede utilizarse un encamisado de hormigón, como se muestra en las figuras 6.3 y 6.4.

Con este procedimiento se restablece la situación resistente del pilar al estado previo al sismo del 11 de mayo de 2011 y se da un cierto confinamiento que aumenta la capacidad de rotación con respecto a la que tenía la estructura original, cualidad imprescindible para acompañar el movimiento durante el sismo.

Este tipo de refuerzo sólo es válido para pilares circulares, cuadrados o rectangulares con una relación de lado mayor a lado menor no mayor de 1,50.

El encamisado tendrá un mínimo un espesor de 5 cm.

La armadura longitudinal estará formada por redondos pequeños,  $\varnothing$  12 mm, por ejemplo, se dispondrá en las esquinas, y a una distancia no mayor que 0,30 m y no tiene por qué tener continuidad en los elementos superiores e inferiores. El objetivo fundamental es, en el caso de las armaduras de las esquinas, para generar el cierre de las bielas comprimidas que aseguran el confinamiento, y para las armaduras intermedias, evitar la fisuración superficial.

La armadura transversal es la verdaderamente importante. Es la armadura que genera el confinamiento necesario para consentir una rotación plástica, además de mejorar la capacidad resistente del hormigón del núcleo. En la parte superior y en la inferior de los pilares, deberá ser próxima a una cuantía mecánica volumétrica  $\omega_w = 0,08$ .

Dicha cuantía mecánica volumétrica de confinamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$\omega_w = \frac{W_{sc} f_{yd}}{W_c f_{cd}} = \frac{\sum A_{si} l_i f_{yd}}{A_{cc} s_t f_{cd}}$$

siendo

$W_{sc}$  el volumen de horquillas y estribos de confinamiento.

$A_{si}$  el área de cada una de las armaduras transversales de confinamiento.

$l_i$  la longitud de cada una de las armaduras transversales de confinamiento.

$W_c$  volumen de hormigón confinado.

$A_{cc}$  área del núcleo confinado.

$s_t$  separación longitudinal de las armaduras transversales de confinamiento.

Los cercos deben estar perfectamente anclados tal como se muestra en las figuras 6.4 y 6.6.

La armadura transversal se deberá disponer en una altura de soporte, en torno a la zona dañada, igual a dos veces la mayor de las dimensiones transversales de la pieza.



Es preciso dejar exentos los pilares en todo su perímetro para poder rodearlos con el encamisado, como puede ser el caso de pilares interiores de edificios, que están predominantemente comprimidos. En el caso de pilares situados junto a tabiques u otros elementos arquitectónicos, se debe dar accesibilidad a todo el perímetro.

En el caso de pilares de junta esta solución no es válida desde el punto de vista geométrico, pues debe dejarse la separación existente, para garantizar que no se creen protuberancias que generen puntos de contacto en los pilares durante el sismo.

### ***Materiales***

El material empleado será un micro-hormigón autocompactante de alta resistencia, que permite obtener un material mucho más uniforme, lo cual da mayor fiabilidad al traspaso de las bielas comprimidas laterales, que se generan por las esquinas de la sección reforzada y son las responsables del confinamiento de la sección existente.

El hormigón autocompactante se fabricará preferiblemente con cemento común tipo CEM I y las adiciones al hormigón reglamentadas (Artículo 30º de EHE-08). El tamaño máximo del árido será de 8 mm, dados los condicionantes geométricos impuestos por el reducido espesor de la camisa y la densidad de armaduras, especialmente en las zonas extremas. Además, se recomienda que la cantidad resultante de sumar el contenido de partículas de árido fino que pasan por el tamiz UNE 0,063 y la adición caliza, en su caso, del cemento no sea mayor de 250 kg/m<sup>3</sup> de hormigón autocompactante.

El uso de un aditivo superplastificante es requisito fundamental en el hormigón autocompactante. Su empleo se realizará tras conocer su compatibilidad con el cemento y las adiciones, comprobando un buen mantenimiento de las propiedades reológicas en el tiempo previsto de puesta en obra del hormigón autocompactante, así como las características mecánicas correspondientes mediante la realización de ensayos previos. Los aditivos superplastificantes cumplirán la Norma UNE EN 934-2.

Los hormigones serán de la siguiente tipificación, de entre las contempladas en el Anejo nº 17 de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

HA-40/AC-E2+RB2/8/I

### ***Puesta en obra del micro-hormigón***

#### ***Vertido y colocación del hormigón***

El mejor acabado de las superficies vistas y la menor oclusión de aire se obtienen cuando el hormigón se deposita lo más cerca posible del fondo del encofrado, por lo que, cuando se bombea, es recomendable iniciar el hormigonado situando la manguera tan cerca como sea posible del punto de hormigonado.

#### ***Compactación del hormigón***

Debido a la condición de autocompactabilidad, no es necesario, en general, someter al hormigón a un proceso de compactación.

#### ***Hormigonado en tiempo caluroso***

Deberán extremarse las medidas para disminuir el riesgo de desecación en las diferentes etapas de fabricación, transporte, puesta en obra y curado, sobre todo en las primeras horas.

### Curado del hormigón

Es conveniente realizar un buen curado que evite la desecación superficial y los efectos de la retracción plástica a la que el hormigón autocompactante puede resultar más vulnerable que el hormigón de compactación convencional.

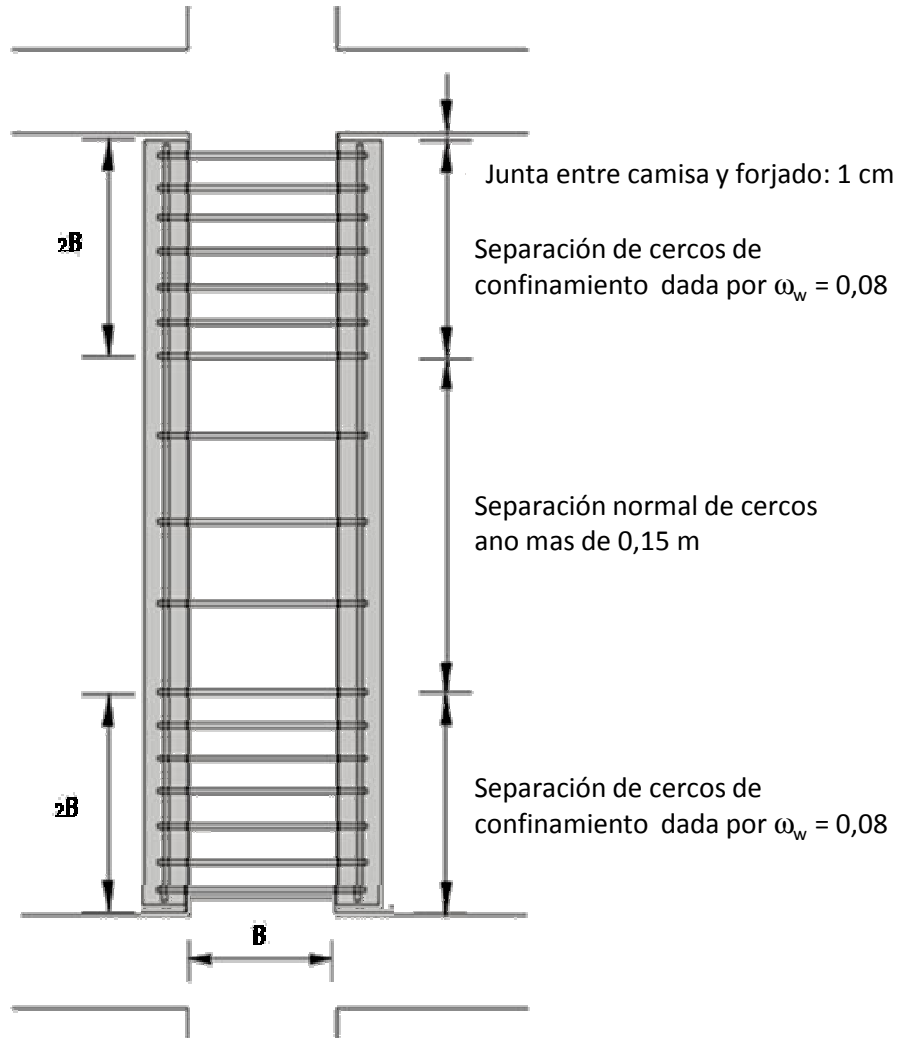


Figura 6.3 Esquema de disposición de los cercos en el pilar a reparar.  $B$  es la mayor de las dos dimensiones de la sección rectangular (de relación de lados no superior a 1,5).

### Disposiciones constructivas

Las armaduras longitudinales dispuestas no se anclan los forjados, vigas o losas superiores o inferiores porque este tipo de refuerzo no precisa conexión con los forjados en los extremos inferior y superior del pilar, transmitiéndose la carga por fricción al movilizarse el efecto Poisson para los incrementos de cargas a partir del estado actual. Deberá dejarse un hueco entre el refuerzo superior y el forjado de aproximadamente  $1,00$  cm para no rigidizar la conexión forjado-pilar, según se indica en la figura 6.3.

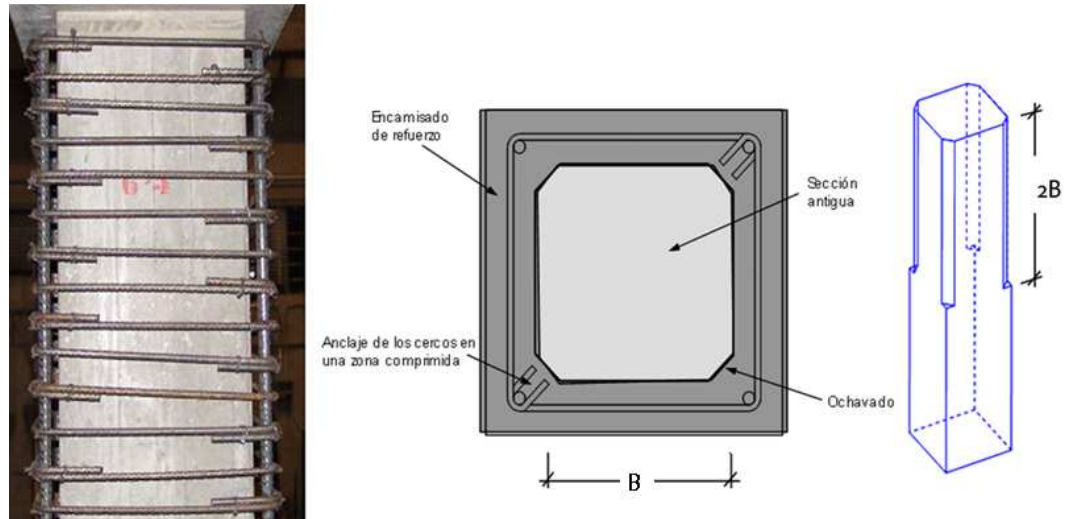


Figura 6.4. Encamisado confinado a cuatro caras. La foto muestra un detalle indeseable de anclaje de los cercos por patilla. La experiencia demuestra que ese detalle no es suficientemente eficaz en esas zonas extremas de confinamiento, debiéndose proceder como se muestra en la sección transversal, previo achaflanado u ochavado de las esquinas.

No será necesario realizar tratamiento superficial para aumentar la rugosidad de las caras del pilar antiguo o el uso de puentes de unión. Sólo se debe garantizar la limpieza de los paramentos para que queden libres de polvo, grasas y otros agentes que impidan la adherencia.

Se tendrán que achaflanar u ochavar las esquinas, redondeando las superficies para que tengan un radio de convexidad mínimo de 5 cm. La geometría se controlará con un útil diseñado al efecto. El objetivo de este ochavado en esquinas es conseguir que toda la sección del pilar original quede confinada, al mejorar tanto la adherencia vertical como la entrada de la biela comprimida diagonal en planta (figura 6.5).

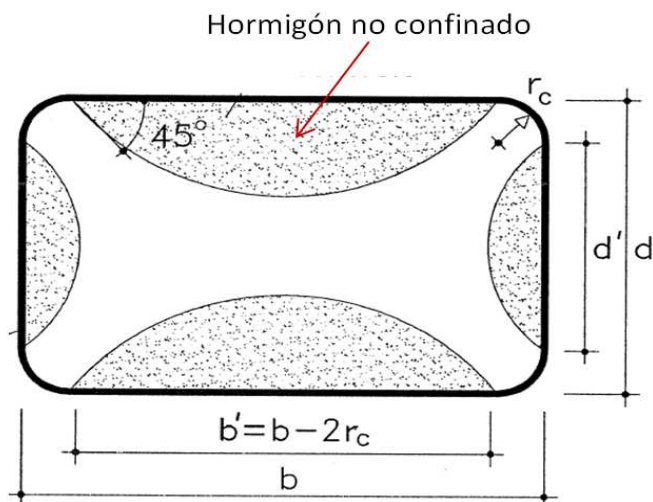


Figura 6.5. Efecto de confinamiento del núcleo de pilares no circulares.

El uso de un microhormigón de alta resistencia en contacto con una superficie antigua con rugosidad natural y con humedad suficiente aporta la resistencia tangencial cuando el deslizamiento relativo entre las caras del pilar y el refuerzo es pequeño. Una vez que se pierde esta componente, es decir, cuando aumenta el deslizamiento relativo y se

activa el mecanismo de fricción, resulta fundamental asegurar una elevada presión normal a la superficie de contacto (garantizada por la elevada cuantía de armadura transversal).

En los encamisados de hormigón armado los cercos a disponer, por razones geométricas, son distintos a los de un pilar de nueva ejecución. Por eso la solución que se propone consiste en usar dos semi-cercos enganchados contrapeados (figura 6.6) para que la esquina de conexión entre cercos vaya cambiando alternativamente. Se usarán diámetros pequeños, 6 mm preferentemente, por la mayor facilidad que conlleva su doblado y, por consiguiente, su mayor adaptabilidad al contorno.

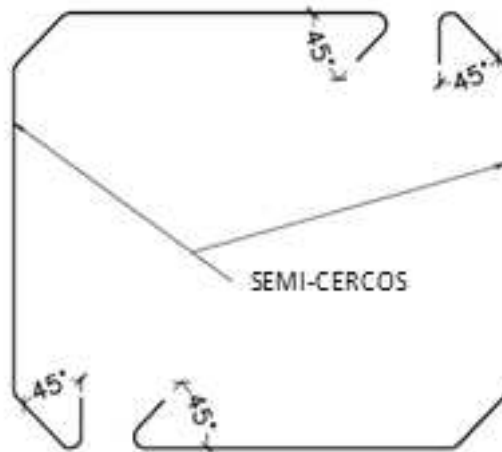


Figura 6.6. Disposición de los cercos para los pilares objeto de reparación.

El espesor de la camisa queda condicionado por requisitos estructurales (viabilidad de paso del hormigón entre el cerco y el pilar antiguo), de durabilidad (recubrimiento) y por la posible existencia de armaduras incipientemente pandeadas, ya que determinarán la geometría de la sección y, por tanto, el espesor del recubrimiento. Con carácter general, las camisas de hormigón tendrán espesores del orden de los 5 a 10 cm. Además, al tratarse de hormigones de alta resistencia, la capacidad mecánica de la camisa es casi siempre muy superior a la del pilar existente.

Se trata de un sistema resistente a la carga del fuego, acciones medioambientales o ataques que afectan a la durabilidad. Asimismo, no requiere mano de obra altamente especializada, ya que el procedimiento constructivo no difiere mucho de la ejecución de un pilar de obra nueva, aunque la ejecución debe ser muy cuidadosa y los encofrados deben ser más rígidos estancos para evitar la pérdida de lechada en las juntas, incluidas las inferiores.

### **Procedimiento de ejecución**

#### **Pilares interiores**

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona que será ocupada por el encamisado de hormigón.
2. Eliminación de las partes sueltas de hormigón.

3. Golpeo con un martillo del hormigón aparentemente sano para confirmar tal hipótesis.
4. Se repicarán las esquinas con un martillo hasta achaflanarlas a 45°, de manera que quede a la vista el redondo longitudinal (vertical) de la esquina. Se sugiere la ejecución de dos rozas verticales de unos 5 ó 10 mm, con radial, de forma que configuren los bordes del achaflanamiento, que se ejecuta fácilmente con un cortafríos al haber inducido la fractura mediante la roza.
5. Se dispondrá la armadura marcada en la figura 6.3. Como se ha indicado ya, no es necesario conectar la armadura longitudinal ni a los elementos superiores ni a los inferiores.
6. Se encofrará de forma que el pilar quede recrecido de 5 a 10 cm en cada flanco.
7. Se hormigonará empleando micro-hormigón HA-30/AC-E2+RB2/8/l.

#### 6.1.3.2 Reparación tipo R.1.3.2: Pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un empresillado de perfiles angulares

En este apartado se analizarán los pilares en los que el daño debido al sismo es mayor y es necesario restituir la capacidad portante del mismo. Esta solución se ejecuta disponiendo angulares de acero en las cuatro esquinas del elemento y arriostrándolos transversalmente entre sí por medio de presillas soldadas a los angulares.

En la cabeza y pie del pilar se ejecutará una corona de refuerzo alrededor del pilar existente, formada también por angulares que se sueldan a los angulares de esquina y se retacan contra el pilar y el forjado.

Además, se dispondrá un mortero de retracción controlada o ligeramente expansivo que ponga en contacto desde el primer momento el nuevo soporte metálico con el forjado o la estructura de vigas adyacentes superior e inferiormente, con el objetivo de que entre en carga el refuerzo metálico para cualquier incremento de carga.

Se plantea el criterio de dimensionar un refuerzo capaz de asumir el 100% de la que asumía el pilar antes del sismo del 11 de mayo de 2011, de manera que:

$$N_d = A_a f_{yad}$$

siendo

$N_d$  el axil solicitante mayorado que recibe el soporte para las acciones gravitatorias, deducido a partir de un esquema simplificado de “bajada de cargas” o de áreas de influencia. Se tomará, para su estimación,  $\gamma_G = 1,35$  y  $\gamma_Q = 1,5$ .

$A_a$  el área total de acero aportado por los angulares de refuerzo, que es el valor buscado, y

$f_{yad}$  la resistencia de cálculo del acero estructural de los angulares, que se tomará igual a  $275/1,10 = 250$  MPa.

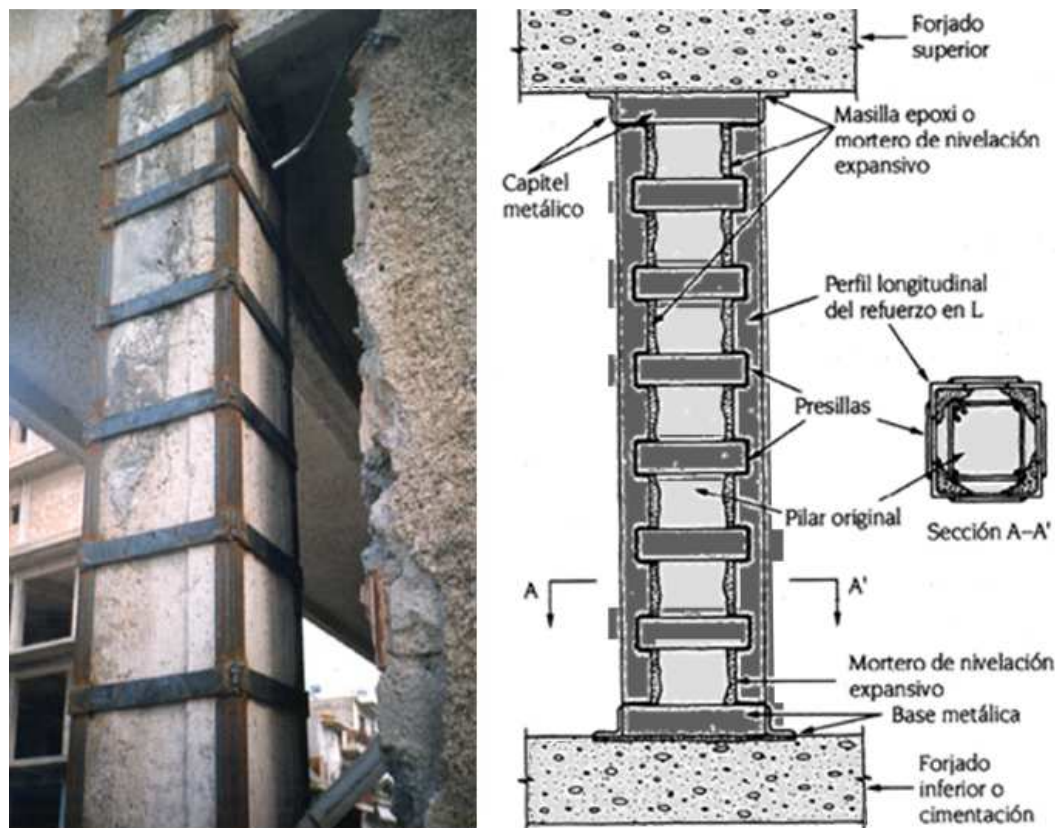


Figura 6.7. Tipologías de refuerzo con elementos metálicos formados por angulares, presillas y unos collarines superior e inferior.

Para el dimensionamiento preciso de los soportes empresillados se recurrirá al artículo 71.2.3.2. Elementos empresillados, del capítulo XV “Elementos Estructurales” de la Instrucción de Acero Estructural (EAE-10). Asimismo, en el artículo 5.9.3.2 del Eurocódigo-3 se detallan los condicionantes para los detalles constructivos. En este caso, como se ha señalado ya, la misión de las presillas es arriostrar los elementos angulares situados en las esquinas, con lo que serán éstos los que se encarguen de absorber las sollicitaciones exteriores. Este arriostramiento permite a los angulares ejercer asimismo un confinamiento en el hormigón del pilar existente, si bien no es el objetivo del refuerzo.

Además, antes de proceder a este refuerzo será necesario sanear y recomponer al zona dañada.

Se trata de un sistema de rápida ejecución y que presenta muy buen comportamiento en elementos de excentricidad reducida. Sin embargo, es necesaria una cuidadosa ejecución para evitar que aparezcan holguras indeseables, especialmente en las partes superior e inferior, que pueden ser originadas por las inevitables imperfecciones de los pilares de hormigón armado. Además es necesario propiciar que las esquinas del pilar estén en contacto con los perfiles para activar el efecto de confinamiento deseado.

De forma orientativa se exponen en la figura 6.8 las dimensiones de los angulares de refuerzo en esquinas, las chapas metálicas y la separación entre presillas aunque, como ya se ha indicado anteriormente, se debe particularizar para cada caso siguiendo los cálculos indicados en la normativa correspondiente. Siempre que sea posible, se

dispondrán presillas de tal forma que la longitud de la pieza quede dividida como mínimo en cinco tramos, siendo las presillas intermedias del mismo tamaño y espaciadas uniformemente entre sí.

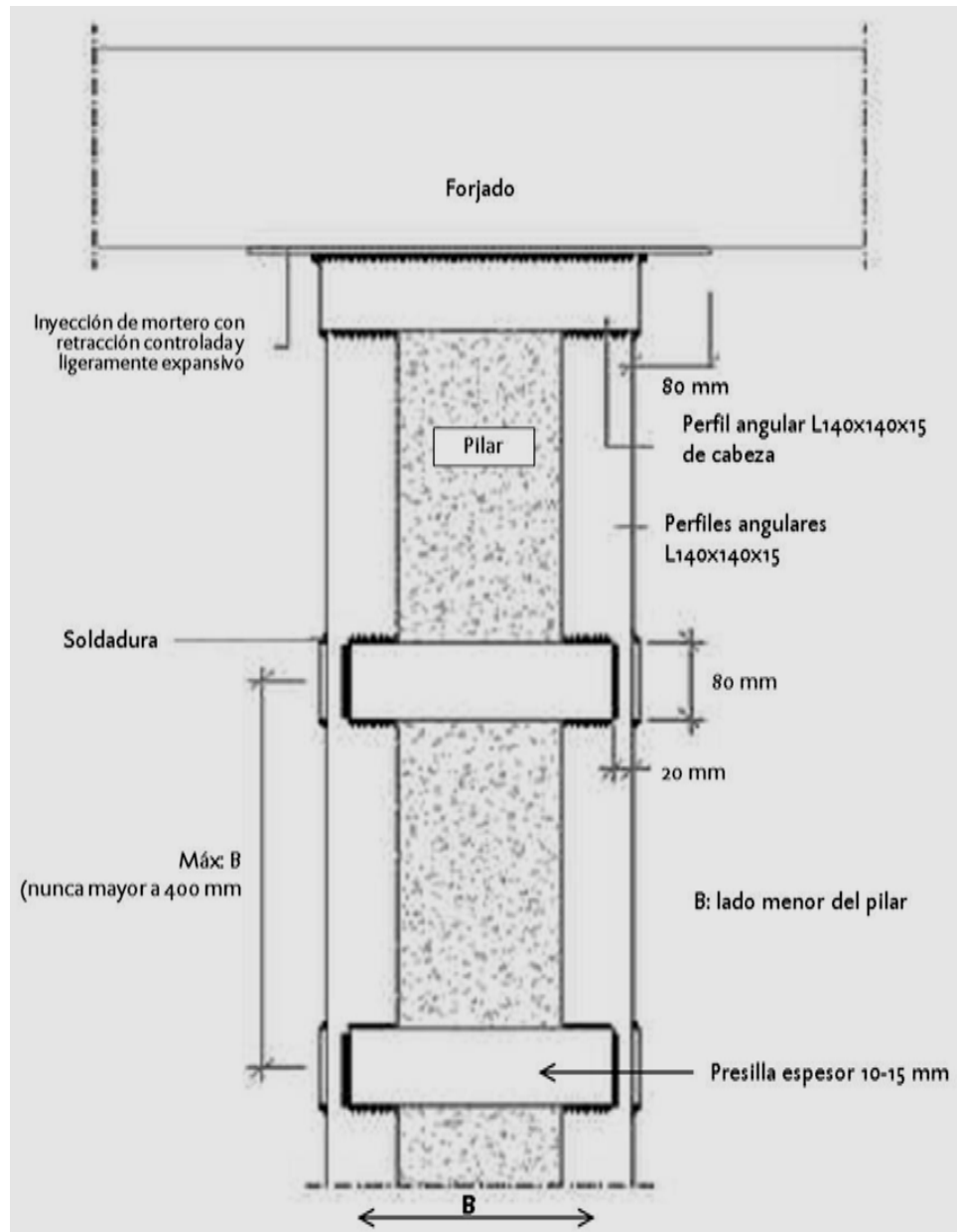


Figura 6.8. Refuerzo de pilares apantallados con un empresillado metálico

### **Materiales**

Los perfiles angulares y las chapas serán de acero laminado en caliente S 275 J, al menos, e irán unidos mediante soldadura.

Como se ha comentado, se dispondrá un mortero mono-componente de retracción compensada y ligeramente expansivo, a base de cemento, que garantice la entrada en carga de la estructura de refuerzo metálica, en la parte superior e inferior del pilar. Se deberá aportar ficha de los productos de inyección y, si hay varios, asegurar su compatibilidad.

### **Procedimiento de reparación**

Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona de apoyo de la estructura metálica en cabeza y pie para que exista un contacto directo con la estructura portante existente.
2. Disposición de una capa de mortero autonivelante en la base para el apoyo de los perfiles angulares sobre los que descansa la estructura metálica.
3. Disposición de los angulares en la base del pilar (corona) que constituyen el apoyo inferior de la estructura de refuerzo y serán del tipo L140×140×15, o mayores si lo exige el dimensionamiento previo efectuado.
4. A continuación se colocarán los perfiles angulares en las esquinas del pilar y se soldarán a los elementos de apoyo inferior.
5. Se dispondrán posteriormente los angulares en la cabeza del pilar (corona) que constituyen el apoyo superior de la estructura de refuerzo y serán del mismo calibre que los verticales. Éstos irán soldados a los perfiles angulares dispuestos anteriormente en las esquinas del pilar.
6. Se procede a soldar las presillas de entre 10 a 15 mm de espesor, distribuidas uniformemente en toda la longitud del pilar con una separación máxima igual a  $B$ , siendo  $B$  la longitud de la menor dimensión de la sección del pilar. En cualquier caso, este valor no será superior a 40 cm en ningún caso.
7. Inyección de un mortero de retracción compensada y ligeramente expansivo en el capitel superior de la estructura metálica que estará en contacto con el forjado o vigas, con el objeto de solidarizar la unión del conjunto y asegurar la entrada en carga del refuerzo.

#### **6.1.3.3 Reparación tipo R.1.3.3: Pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un encamisado de chapa con mortero o inyectado.**

Una alternativa muy eficiente a los refuerzos anteriormente descritos es utilizar una camisa estanca de chapa que permite acoger un mortero inyectado y admite resistir las cargas verticales y ofrecer un eficiente confinamiento para el aumento de la ductilidad. Dicho confinamiento, como en los casos anteriores, será tanto más eficaz cuanto más se aproxime la forma del pilar a la circular o a la cuadrada.

En la cabeza y pie del pilar se ejecutará una corona o collarín de refuerzo alrededor del pilar existente, formada también por angulares que se sueldan a los angulares de esquina y se retacan contra el pilar y el forjado.

Además, se dispondrá un mortero de retracción controlada o ligeramente expansivo que ponga en contacto desde el primer momento el nuevo soporte metálico con el forjado o la estructura de vigas adyacentes superior e inferiormente, con el objetivo de que entre en carga el refuerzo metálico para cualquier incremento de carga.



Se plantea el criterio de dimensionar un refuerzo capaz de asumir el 100% de la que asumía el pilar antes del sismo del 11 de mayo de 2011, de manera que:

$$N_d = A_a f_{yad}$$

siendo

$N_d$  el axil solicitante mayorado que recibe el soporte para las acciones gravitatorias, deducido a partir de un esquema simplificado de “bajada de cargas” o de áreas de influencia. Se tomará, para su estimación,  $\gamma_G = 1,35$  y  $\gamma_Q = 1,5$ .

$A_a$  el área total de acero aportado por las chapas de refuerzo. A estos efectos, computará como área la suma de longitudes de chapa, medidas desde cada esquina y lado iguales a 10 veces el espesor.

$f_{yad}$  la resistencia de cálculo del acero estructural de los angulares, que se tomará igual a  $275/1,10 = 250$  MPa.

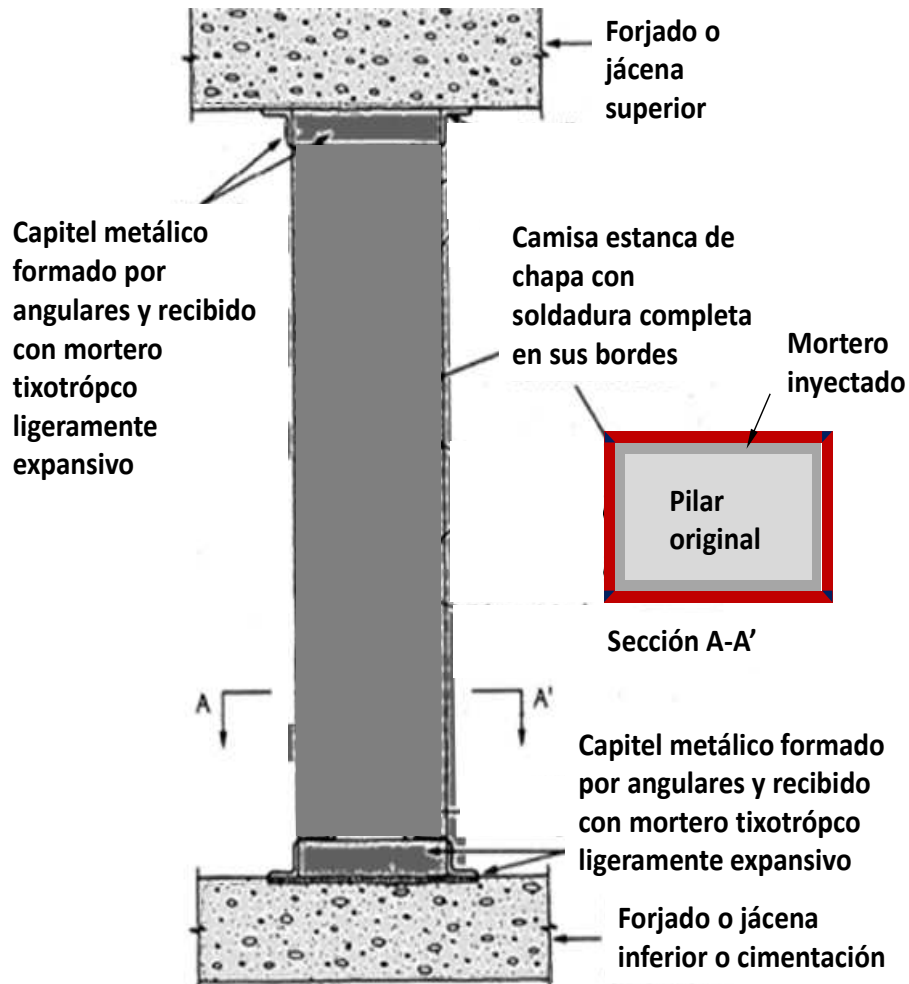


Figura 6.9. Tipologías de refuerzo con elementos metálicos. La figura de la derecha muestra el caso en el que el refuerzo pretende aprovechar la capacidad resistente del pilar existente, objetivo no perseguido en esta propuesta, que confía a la estructura metálica la totalidad de la capacidad resistente.

La chapa, que tendrá un espesor no inferior a 10 mm, funcionará conjuntamente con el mortero inyectado del interior, de manera que el espesor de dicha capa de mortero sea del orden de 3 cm, pero que se ajustará en cada caso de manera que albergue cualquier irregularidad que se pueda detectar.

Se trata de un sistema de rápida ejecución, pero es necesario sanear y recomponer la zona dañada antes de proceder a este refuerzo.

Las características de los angulares de los capiteles o collarines superior e inferior serán como los de la figura 6.8.

### ***Materiales***

Los perfiles angulares y las chapas serán de acero laminado en caliente S 275 J, al menos, e irán unidos mediante soldadura.

Como se ha comentado, se dispondrá un mortero mono-componente de retracción compensada y ligeramente expansivo, a base de cemento, que garantice la entrada en carga de la estructura de refuerzo metálica, en la parte superior e inferior del pilar. Se deberá aportar ficha de los productos de inyección y, si hay varios, asegurar su compatibilidad.

En cuanto al mortero de inyección, se podrá utilizar una lechada como las de inyección de pretensado, con árido de tamaño máximo 2 mm y en proporción 1:2 (cemento:arena). La consistencia, medida según UNE EN 1015-3, y será de  $150 \pm 10$  mm.

### ***Procedimiento de reparación***

Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona de apoyo de la estructura metálica en cabeza y pie para que exista un contacto directo con la estructura portante existente.
2. Saneo del pilar dañado, eliminando los fragmentos sueltos y, en la parte superior, disposición de mortero tixotrópico con pendiente para facilitar la purga del mortero de inyección posterior.
3. Disposición de una capa de mortero autonivelante en la base para el apoyo de los perfiles angulares sobre los que descansa la estructura metálica.
4. Disposición, aún incompleta del forro de chapa, con disposición L o en U, a decidir en función de la geometría y accesibilidad del pilar.
5. Completado del forro de chapa, con soldadura completa y corrida para asegurar la estanquidad. La soldadura será de penetración completa para asegurar la colaboración completa de las chapas en sentido transversal.
6. Disposición de los angulares en la base del pilar (collarín) que constituyen el apoyo inferior de la estructura de refuerzo y serán del tipo L140x140x15.
7. Se dispondrán posteriormente los angulares en la cabeza del pilar (corona) que constituyen el apoyo superior de la estructura de refuerzo y serán del tipo L140x140x15. Éstos irán soldados a la camisa de chapa dispuesta anteriormente.

8. Inyección del mortero a partir de un orificio dispuesto en la parte inferior, con purga por la parte superior, dispuesta ésta en el punto más alto del hueco superior.

#### 6.1.4 REPARACIÓN TIPO R.1.4: Reparación de pilares cortos

El Plan General Municipal de Ordenación de Lorca indica que lo más recomendable para los pilares cortos en planta baja-semisótano es prolongar los muros de sótano hasta su unión con el forjado de planta baja. Si fuera necesario abrir huecos para la ventilación, la longitud de éstos no debe ser superior a  $1/3$  de la longitud total.

En el recrecido de los muros de sótano se utilizará una fábrica de ladrillo macizo o perforado, nunca hueco, asegurándose además que, en el caso de dejar huecos de ventilación, su distribución seasimétrica en planta o al menos se respetará el centro de rigideces primitivo.

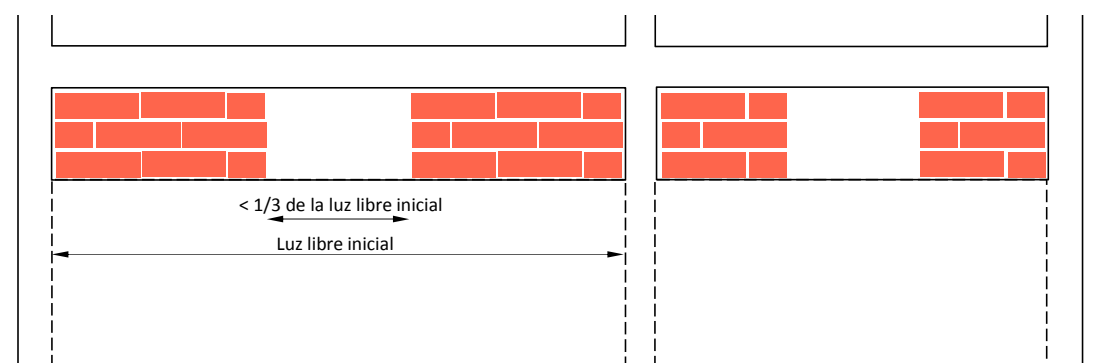


Figura 6.10. Disposición tipo de macizados en zonas de huecos de ventilación.

En caso de que la solución anterior no sea posible, se plantea una reparación similar a la adoptada para los pilares cuadrados, es decir, una reparación tipo R.1.3.1. En este caso, la longitud de los pilares es bastante inferior a la de un pilar convencional, por lo que toda la altura del pilar corto debe ser considerada como zona de transferencia armada con una cuantía de cercos capaz de confinar el pilar corto existente. Es decir, la longitud de transferencia es igual a la altura del pilar.

## 6.2 REPARACIÓN TIPO R.2: TABIQUERÍA

Como se ha señalado ya, la tabiquería ha contribuido de manera decisiva a resistir el sismo de Lorca, rigidizando la estructura y absorbiendo en muchos casos la mayor parte de los esfuerzos contenidos en su plano.

Por este motivo, la reparación de tabiques debe ser realizada de forma que se mantenga la función rigidizadora que tenían en la estructura original. La propuesta de este documento es reponer la totalidad de la tabiquería que presente daños imputables a la acción sísmica, asegurando siempre una buena trabazón de un tabique con el contiguo, cuidando los detalles de encuentro con la estructura y que no existan holguras con los pilares, especialmente aquellos que puedan quedar ocultos, de forma que se puedan transmitir los esfuerzos del sismo.

Los materiales a emplear en este tipo de reparaciones pueden ser los mismos que los existentes, ya que en general han demostrado su correcto funcionamiento.

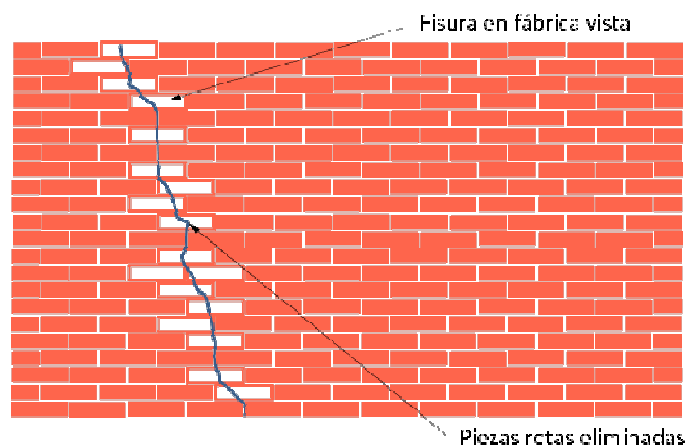


Figura 6.11. Esquema indicativo del planteamiento para la eliminación de las fisuras en tabiques y la sustitución por piezas nuevas.

En modo alguno se admitirán cambios en la configuración de los tabiques, a no ser que se efectúe un estudio específico general de adecuación de la estructura en cualquiera de los escenarios previsibles.

### 6.3 REPARACIÓN TIPO R.3: CHOQUE ENTRE EDIFICIOS

La falta de juntas de dimensiones adecuadas entre edificios, o entre módulos del mismo edificio separados por juntas, ha generado en muchos casos daños por golpeo entre edificios adyacentes, que son más notorios en los edificios cuyas plantas están situadas a diferentes niveles, en cuyo caso el golpeo del forjado se produce contra los pilares del edificio contiguo. Este daño, para estas estructuras existentes es difícil de evitar en futuros eventos sísmicos, porque hace falta una distancia entre edificios que no existe.

Unas de las pocas reparaciones posibles es dar robustez al pilar dañado con un encamisado metálico como el definido en 6.1.3.3 (R.1.3.3) o cualquier otro sistema que minimice el efecto del impacto inevitable.

### 6.4 REPARACIÓN TIPO R. 4: CERRAMIENTOS Y REVESTIMIENTOS DE FÁBRICA

Los movimientos verticales en voladizos han dado lugar a daños en cerramientos de fachada, que se han fisurado o roto, tanto por no estar suficientemente bien conectados a la estructura del edificio, como por las propias deficiencias de la fábrica, material frágil y anisótropo.

En general, y en coherencia para lo ya señalado para los tabiques, será necesario desmontar el cerramiento dañado y sustituirlo por otro de nueva ejecución.

En este sentido, la normativa NCSE-02 establece la necesidad de que los paneles de fachada se enlacen correctamente con los elementos estructurales para evitar su desprendimiento y, en su artículo 4.7.2, aporta algunas reglas para la subdivisión de elementos de dimensiones importantes en función de la aceleración de cálculo esperada. La normativa también trata otros elementos como carpinterías exteriores, revestimientos y aplacados en sus apartados 4.7.5 y 4.7.6. La aprobación inicial de las

normas complementarias del PGM de Lorca ha establecido requerimientos similares a los de la normativa vigente sobre los cerramientos de fachadas y ha recomendado que en paramentos al descubierto de ladrillo cara vista en fachada, la fábrica apoye en al menos  $2/3$  de su espesor en los forjados.

Con carácter general, una posibilidad consiste en sustituir, por reposición, y buscar un mecanismo resistente que evite caídas anclando a elementos estructurales competentes. Tampoco debe descartarse la opción de sustituir los elementos de cerramiento y revestimiento actuales por unos ligeros, de anclaje más fácil.

Si se opta por reponer los cerramientos y revestimientos de fábrica, deberá tenerse en cuenta el procedimiento adecuado de anclaje, ajustado al material correspondiente, distinguiéndose, a título de ejemplo, los lienzos de ladrillo macizo, de los de ladrillo hueco, etc.

### 6.5 REPARACIÓN TIPO R.5: COLAPSO DE PETOS, ANTEPECHOS E INSTALACIONES

Algunos elementos no estructurales, como parapetos o cerramientos de fachada, han colapsado al no estar convenientemente engarzados con la estructura del edificio.

La NCSE-02 establece en su artículo 4.7.1 que “uno de los objetivos de la Norma (...) es una reducción sustancial de las (...) pérdidas físicas y económicas, y sobre todo de víctimas, especialmente las que genera el daño a elementos no estructurales.”

Por lo tanto, para la reparación o reconstrucción de estos elementos es necesario que se cumplan los requerimientos establecidos en la normativa vigente en su artículo 4.7.3, siguiendo las reglas de proyecto para elementos con su borde superior libre tales como parapetos, antepechos, chimeneas, etc. Éstos deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad. Además, cuando la aceleración de cálculo sísmica supere el 12% de  $g$ ,  $a_c \geq 0,12g$ , los muros o petos con el borde superior libre y con más de un metro de altura, se rematarán con un encadenado de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura o a la cimentación.

Asimismo, las normas complementarias del PGM de Lorca han establecido algunos requerimientos para este tipo de daños indicando que los muros o petos con el borde superior libre y con más de 80 cm de altura, se rematen con un armado de coronación, disponiendo además de refuerzos verticales anclados a la estructura.

Como en el caso de la reparación R.4, deberá prestarse atención al tipo de material que es preciso anclar, y las características del soporte.

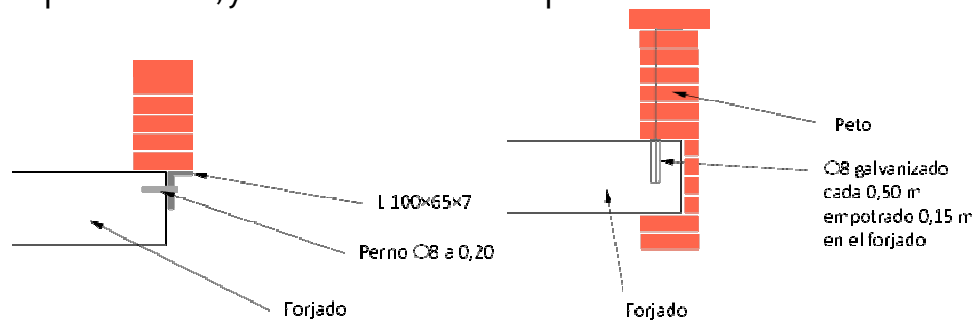


Figura 6.12. Detalles tipo para la sujeción de tabiques y de petos.

## **6.6 REPARACIÓN TIPO R.6: DETALLES ESTRUCTURALES**

La reparación de este tipo de daños se centra en las escaleras. Los daños detectados en las escaleras tienen su origen en una disposición incorrecta del armado o en escasas longitudes de anclaje de las barras. Ante este tipo de daños, se debe plantear la posibilidad de una demolición local del elemento afectado y reconstrucción del mismo dando cumplimiento a la normativa vigente.

Además, si existen sospechas de que este error de ejecución pueda repetirse sistemáticamente en el resto de escaleras del edificio (p.e. longitudes de anclaje insuficientes) o detalles de armado que no eviten el empuje al vacío, se recomienda hacer una inspección general de todos aquellos elementos que puedan suponerse afectados, con el objetivo de poder proporcionar una solución general al problema común existente en todos estos elementos, que deberá consistir en la demolición de todas las escaleras afectadas para su reconstrucción posterior.

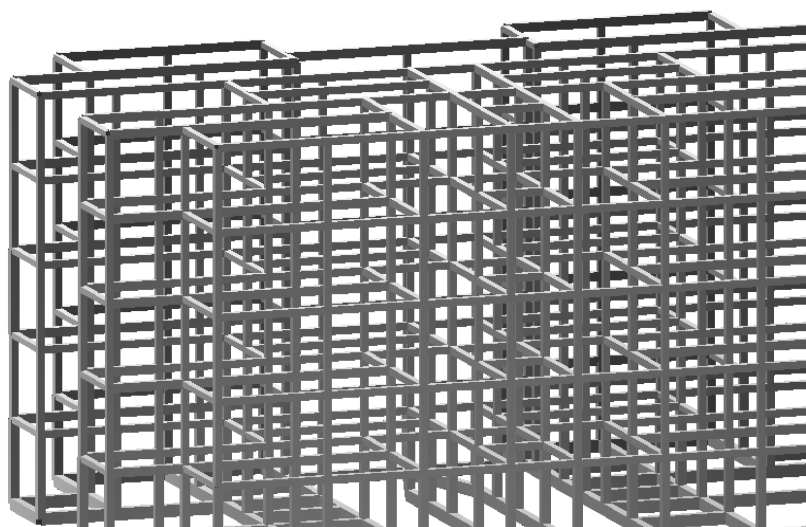
## 7 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Arte General y Edificación. Ministerio de Fomento. RD 997/2002.
- [2] Norma de Construcción Sismorresistente NCSE. Parte de Puentes. Ministerio de Fomento. RD 637/2007.
- [3] Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08. 4ª Edición. Diciembre 2010. Ministerio de Fomento. RD 1247/2008.
- [4] Instrucción de Acero Estructural EAE. Ministerio de Fomento. RD 751/2011.
- [5] Código Técnico de la Edificación CTE. Ministerio de Fomento. RD 314/2006.
- [6] UNE-EN 1998-1-1. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.
- [7] Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos para la edificación en la Región de Murcia. Adaptada al Código Técnico de la Edificación. Región de Murcia. Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes. 2007.
- [8] Moción del Teniente de Alcalde sobre Aprobación Inicial de las Normas Complementarias del PGMO de Lorca para facilitar el realojo, la reconstrucción y reparación de inmuebles afectados por acciones sísmicas y catastróficas. Ayuntamiento de Lorca. Área de Urbanismo. 16 de septiembre de 2011.
- [9] Serie Terremoto NE Lorca. 11 de mayo de 2011. Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de Fomento.
- [10] INFORME FINAL que sobre el avance de las tareas correspondientes al CONVENIO ESPECÍFICO ENTRE LA DIRECCIÓN GENERAL DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL Y LA FUNDACIÓN PARA EL FOMENTO DE LA INNOVACIÓN INDUSTRIAL PARA LA PROPUESTA DEL ANEXO NACIONAL ESPAÑOL A LA NORMA EUROPEA EN 1998 (EUROCÓDIGO 8) ESTRUCTURAS RESISTENTES AL SISMO presenta a la consideración de la DIRECCIÓN GENERAL DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL el CENTRO DE MODELADO DE INGENIERÍA MECÁNICA. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. Ministerio de Fomento. [http://www.fomento.gob.es/NR/rdonlyres/DE08DF70-CACE-4C60-9333-D4C96C75C878/106730/eurocodigo\\_8.pdf](http://www.fomento.gob.es/NR/rdonlyres/DE08DF70-CACE-4C60-9333-D4C96C75C878/106730/eurocodigo_8.pdf)

*Anejo 1*  
**COMPORTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES EN  
RELACIÓN AL SISMO DE LORCA**



En este Anejo se presenta un estudio resumido que pretende ayudar a comprender el funcionamiento estructural de los edificios de Lorca bajo la acción sísmica solicitante. Para ello se ha realizado un modelo estructural de elementos finitos correspondiente a uno de los edificios de viviendas sociales de San Fernando. En las figuras A-1.1 y A-2.2 se muestra la edificación y el modelo de análisis empleado.



*Figuras A-1.1 y A-1.2. Vista general del edificio y modelo de elementos finitos utilizado en el cálculo, en el que se representan las vigas y los pilares de todos los pórticos*

Con este estudio se persiguen diversos objetivos. Por un lado, se pretende comparar los esfuerzos soportados por las estructuras en Lorca con los esfuerzos asociados a los espectros de respuesta definidos por la normativa vigente, que sirven para caracterizar un determinado sismo. También se busca comprender la importancia de elementos no estructurales como pueden ser cerramientos o tabiques en el funcionamiento general de la estructura y en el reparto de esfuerzos. Por último, se muestran los esfuerzos que soportaron los pilares así como las deformaciones que se pudieran haber llegado a producir.

### A-1.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO

Para el análisis de los efectos del sismo sobre las edificaciones se ha desarrollado un modelo de elementos finitos tipo barra, por medio del programa STATIK-5 de la casa comercial CUBUS AG.

El modelo reproduce la geometría de la estructura, habiéndose representado las vigas y los pilares de todos los pórticos y el efecto de transmisión de esfuerzos horizontales de los forjados por medio de cruces de San Andrés en el plano horizontal, efecto diafragma.

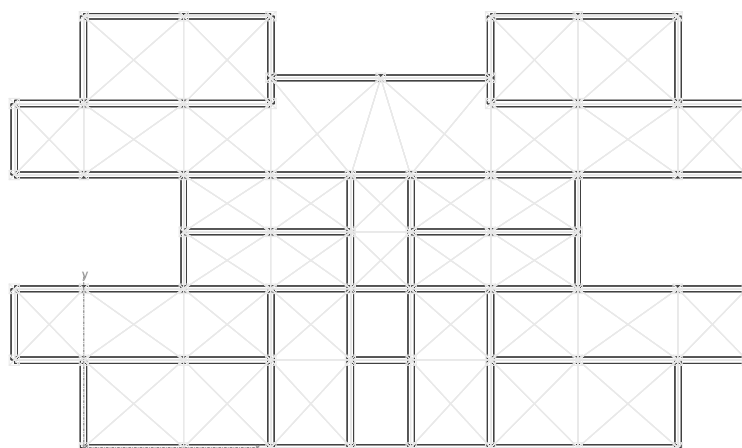


Figura A-1.3. Vista en planta del modelo de cálculo con representación de las vigas y las cruces de San Andrés que simulan los forjados

Para el cálculo de las solicitaciones debidas al sismo se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes y una fracción de las restantes masas, siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura.

El valor de las masas consideradas ha sido:

- Peso propio  $25,00\text{kN/m}^3$
- Forjado unidireccional  $2,30\text{kN/m}^2$
- Carga muerta  $1,00\text{kN/m}^2$
- Sobrecargas  $3,20\text{kN/m}^2$

La sobrecarga se ha multiplicado por 0,5 ya que tiene uso de vivienda, de acuerdo con la normativa vigente.

### A-1.2. COMPARACIÓN DE ESPECTROS

El sismo ocurrido en Lorca la tarde del 11 de mayo de 2011 está caracterizado por un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie del terreno.

Resulta importante comparar los espectros que proponen las diferentes normativas con el espectro que se registró durante el sismo de Lorca. En este estudio se han obtenido los espectros que proponen la normativa NCSE-02 y el Eurocódigo 8 (según el borrador

del Anejo Nacional disponible en el momento de redactar este informe). También se han considerado, de forma alternativa, las fuerzas equivalentes que planteaban las normas PGS 1 de 1968 y P.D.S-1 de 1974, ya que éstas no incluían todavía el cálculo por espectros.

En la figura A-1.4 se presentan de forma gráfica los cuatro espectros de la NCSE-02 correspondientes a la ciudad de Lorca para los cuatro tipos de terreno definidos en la normativa. Se presentan también los espectros de respuesta obtenidos a partir de los registros de aceleraciones en Lorca en los sismos producidos a las 15:05 h y a las 20:37 h del 11 de mayo de 2011. Además se incluyen los espectros de respuesta, obtenidos a partir del acelerograma registrado en Lorca en el sismo de las 16:47 h. La forma del espectro de Lorca corresponde a un terremoto muy próximo, lo cual conlleva un fuerte valor de pico, como se puede observar en la imagen.

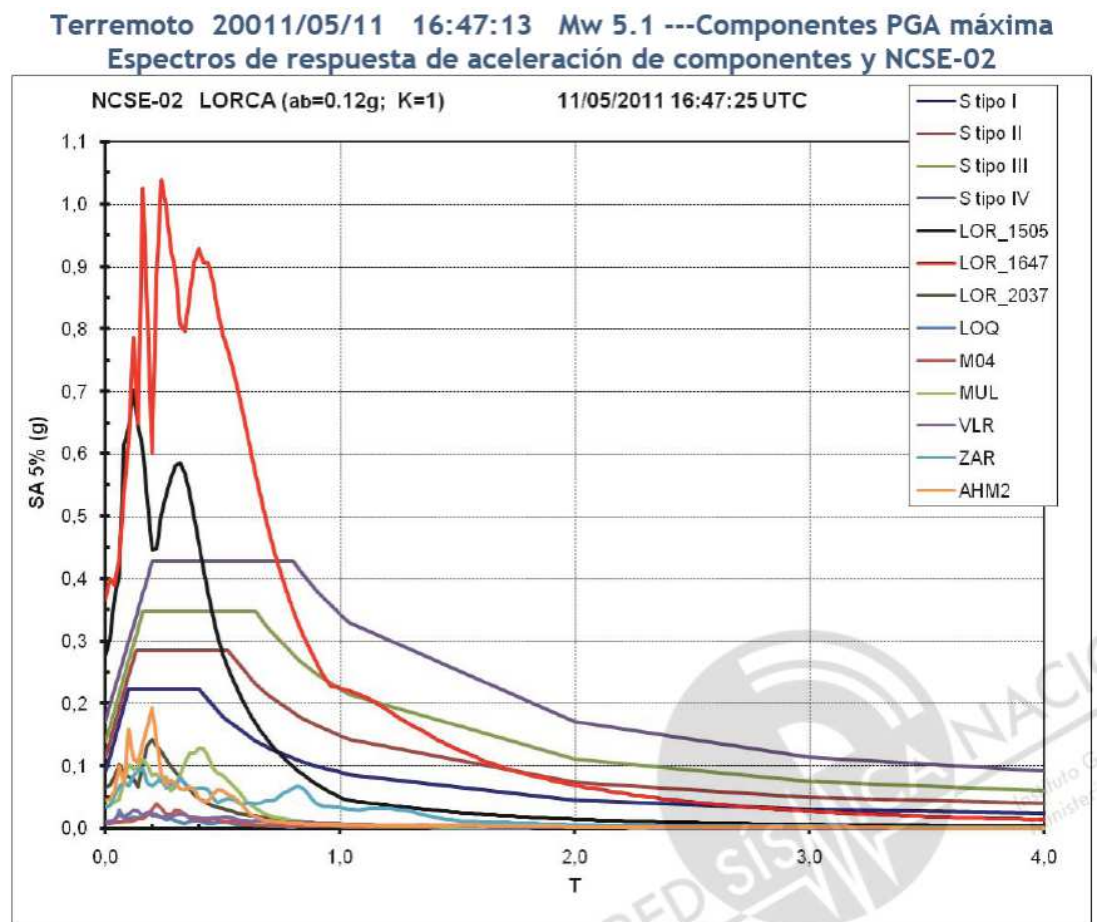


Figura A-1.4. Espectros de respuesta elástica de la NCSE-02 para diferentes suelos. Se incluyen también los espectros en la estación de Lorca para los sismos de las 15:05, 16:47, y 20:37 h, así como los espectros en Vélez, Mula, Murcia, Alhama y Zarcilla. Sismo de las 16.47 h

La figura A-1.4 muestra cómo los espectros de respuesta correspondientes a los registros de los sismos de las 16:47 h y las 15:05 h presentan aceleraciones máximas que superaron las definidas en el espectro de la NCSE-02 en Lorca para el terreno más desfavorable. Este hecho se produjo para los períodos más bajos, como corresponde a un sismo con su epicentro tan próximo al punto de medida. Sin embargo, para períodos mayores,  $T > 1$  segundo, las aceleraciones son mayores en los espectros de la normativa.

Es, por tanto, importante conocer los períodos propios de las edificaciones de Lorca para entender los esfuerzos que se produjeron.

### A-1.3. IMPORTANCIA DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Elementos no estructurales como tabiques o cerramientos pueden tener una gran influencia en el comportamiento de edificios frente al sismo. Para analizar este hecho se han realizado distintas variantes del modelo de cálculo, añadiendo en ellas cerramientos o tabiques representados por cruces de San Andrés en el plano vertical.

Los distintos modelos estudiados son:

- Sin tabiques: en este modelo se considera únicamente la estructura y no se tienen en cuenta los arriostramientos producidos por los tabiques y cerramientos o los existentes en las zonas de escalera que llegan normalmente hasta el suelo.
- Con cerramiento exterior: en este modelo se tiene en cuenta el arriostramiento producido por el cerramiento que existe entre la planta primera y la cubierta, pero no en planta baja. Se pretende de esta forma analizar la importancia de las plantas diáfanas.
- Con cerramiento y núcleo de escaleras: este modelo tiene en cuenta el cerramiento exterior y la rigidez de los muros que existen en el núcleo de la escalera. Este núcleo existe en toda la altura del edificio, y esta empotrado en la cimentación sobre el terreno.

En la tabla A-1.1 se muestra el período propio del primer modo de vibración, en cada dirección (norte-sur y este-oeste), para cada uno de los tres modelos. Se observa cómo al aumentar la rigidez del modelo, añadiendo arriostramientos por pantallas, el período propio de la estructura baja de forma significativa.

Tabla A-1.1. Períodos propios del primer modo de vibración en las direcciones norte-sur y este-oeste.

MODELO	PERÍODO PROPIO N-S [s]	PERÍODO PROPIO E-O [s]
SIN TABIQUES	1,17	0,94
CON TABIQUES EXTERIORES	0,57	0,55
CON TABIQUES EXTERIORES Y NÚCLEO	0,35	0,13

Si se analizan los espectros de la normativa vigente y el espectro de respuesta del sismo en Lorca en función de los períodos propios de cada uno de los modelos estudiados, se puede observar que, en el caso del modelo sin arriostramiento, los primeros modos de vibración se encuentran en la rama descendente del espectro de respuesta.

Response spectrum analysis EC-8\_A1: Spectrum and uses modes

Scale 1 :8.3

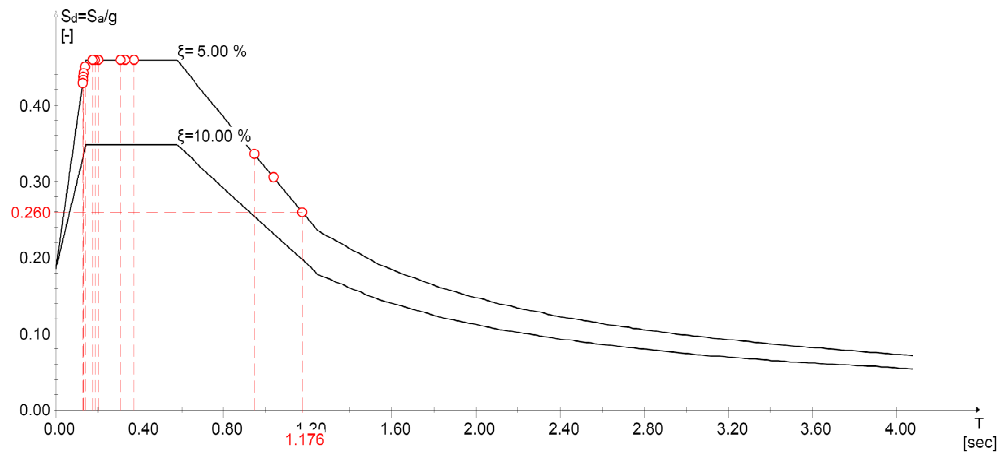


Figura A-1.5. Espectro de diseño del Eurocódigo 8 y períodos de vibración de modelo sin arriostramiento.

Las aceleraciones para el espectro de respuesta del sismo de Lorca son inferiores a las que se obtienen con el espectro del Eurocódigo 8.

Response spectrum analysis Lorca\_A1: Spectrum and uses modes

Scale 1 :8.3

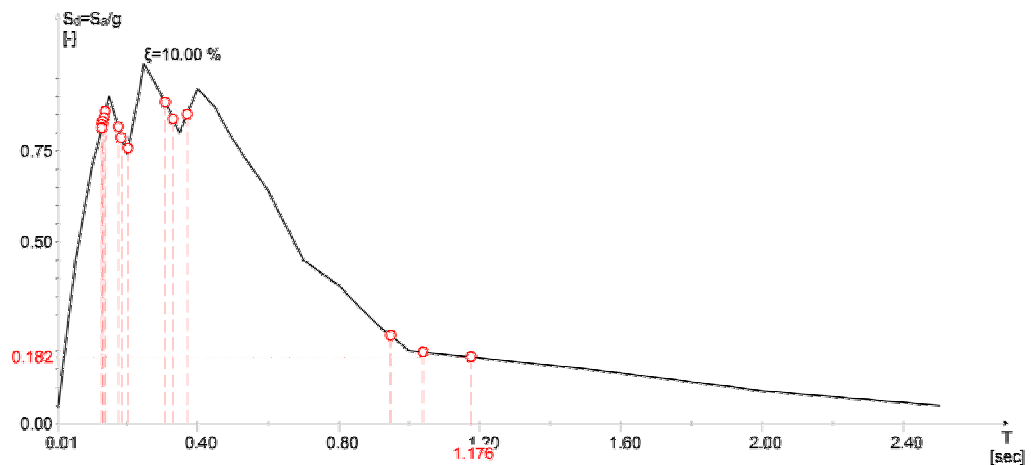


Figura A-1.6. Espectro de respuesta del sismo de Lorca y períodos de vibración de modelo sin arriostramiento.

Una vez se tiene en cuenta la contribución de los tabiques para rigidizar la estructura, se observa que el período del primer modo de vibración baja sensiblemente. Las aceleraciones correspondientes al primer modo de vibración de la estructura, teniendo en cuenta los cerramientos, se encuentran en la meseta de los espectros de la normativa vigente.

Response spectrum analysis NCSE02\_A1: Spectrum and uses modes

Scale 1 :8.3

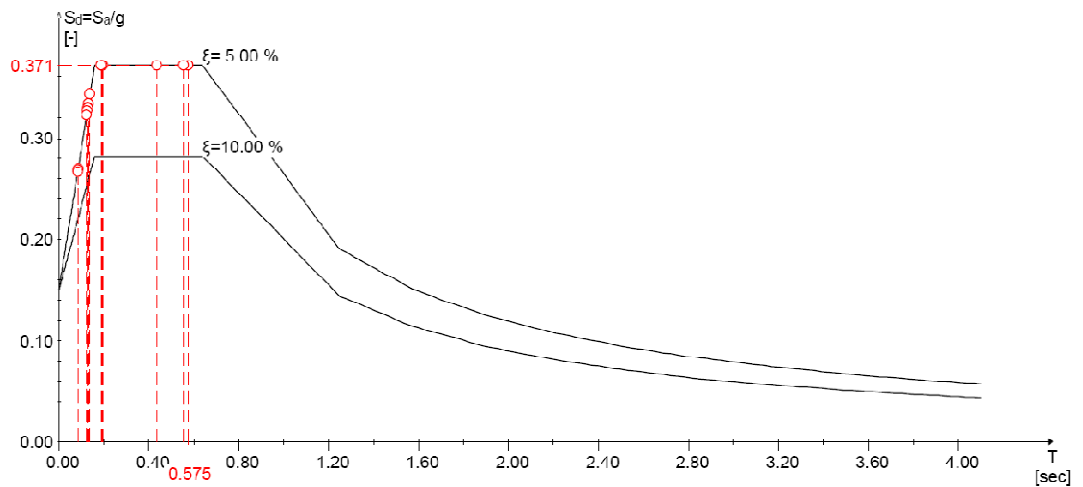


Figura A-1.7. Espectro de diseño de la norma NCSE-02 y período de vibración de modelo con cerramiento exterior.

Las aceleraciones obtenidas para el primer modo de vibración en el caso del espectro del sismo ocurrido en Lorca crecen hasta ser aproximadamente el doble de las obtenidas con el espectro de la normativa, pasando de 0,371g a 0,675g.

Response spectrum analysis Lorca\_A1: Spectrum and uses modes

Scale 1 :8.3

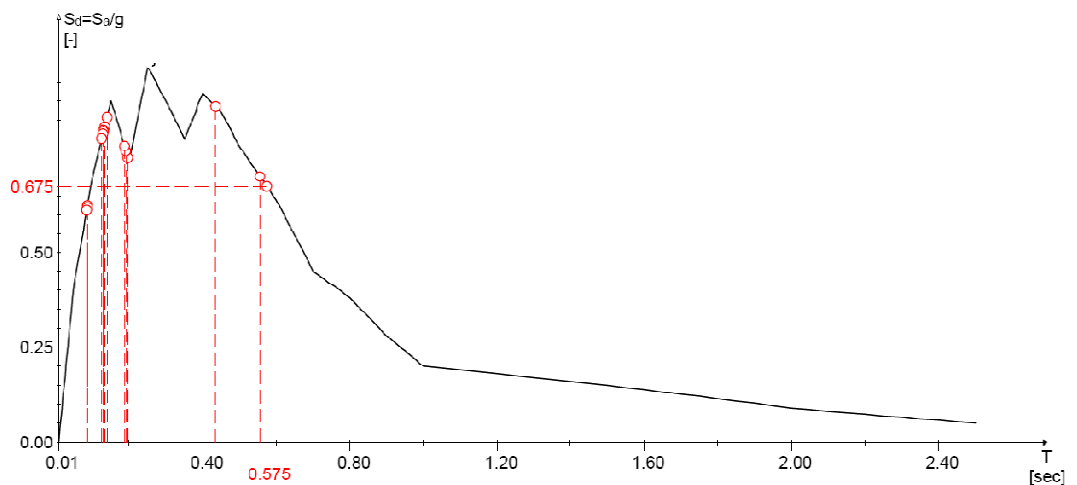


Figura A-1.8. Espectro de respuesta del sismo de Lorca y modos de vibración de modelo con cerramiento exterior.

Finalmente, en el caso del modelo de cálculo con cerramientos y núcleo de escaleras, las aceleraciones son semejantes a las obtenidas en el modelo sin núcleo, encontrándose éstas en la meseta de los espectros de diseño de la normativa.

Response spectrum analysis EC-8\_A1: Spectrum and uses modes

Scale 1 : 8.3

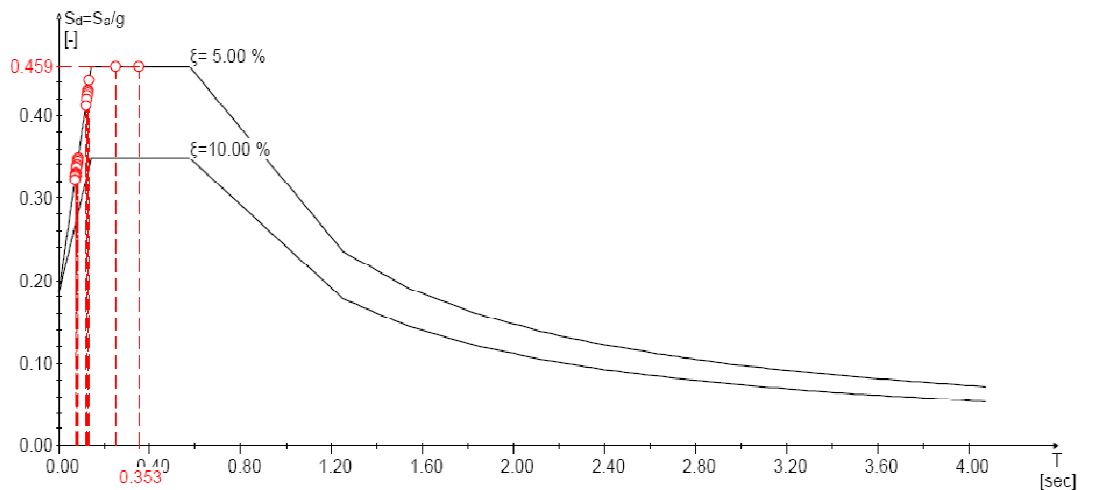


Figura A-1.9. Espectro de diseño de la norma EC-8 y período de vibración de modelo con cerramientos y núcleo de escalera.

Estos aspectos se confirman al calcular el cortante basal, es decir la reacción horizontal en la cimentación del edificio para cada uno de los modelos y espectros.

En la tabla A-1.2 se muestran los cortantes basales obtenidos también con la norma PGS-1 de 1968 y PDS-1 de 1974. Se recuerda que, en estas normativas, como ya se ha indicado, no se incluía el análisis modal espectral, sino que se usaban métodos de cálculo basados en la aplicación de fuerzas equivalentes.

Tabla A-1.2. Cortantes basales [kN] del edificio para cada uno de los modelos y espectros analizados.

Modelo	NCSE-02	EC-8	LORCA	NORMA 69	NORMA 75
SIN TABIQUES	2410	2954	2465	1198,45	2562
TABIQUES EXTERIORES	4670	5776	8509	1198,45	2562
TABIQUES EXTERIORES Y NUCLEO	4945	6428	12210	1198,45	2562

En la tabla A-1.2 se observa también que, como se explicado ya, las aceleraciones y, por tanto, las reacciones son menores para el modelo más flexible, sin cerramientos. También se observa que, para los modelos de cálculo con cerramientos, los esfuerzos producidos por el sismo de Lorca son mayores que los obtenidos a partir de los espectros de la normativa vigente. Por último, cabe comentar que los esfuerzos de las normativas en la época de redacción del proyecto de este edificio eran muy inferiores a las actuales y a las producidas por el sismo de Lorca.

#### A-1.4. ESFUERZOS EN PILARES

Una vez conocidas las aceleraciones correspondientes a cada uno de los modelos de cálculo, se han analizado los esfuerzos que se producen en los pilares como consecuencia del sismo.

En el caso de la estructura sin arriostramientos, el total de los esfuerzos horizontales es soportado por la flexión de los pilares, obteniéndose valores altos de los esfuerzos de flexión a pesar de que las aceleraciones son inferiores a las de los modelos con cerramientos y núcleos (figura A-1.10).



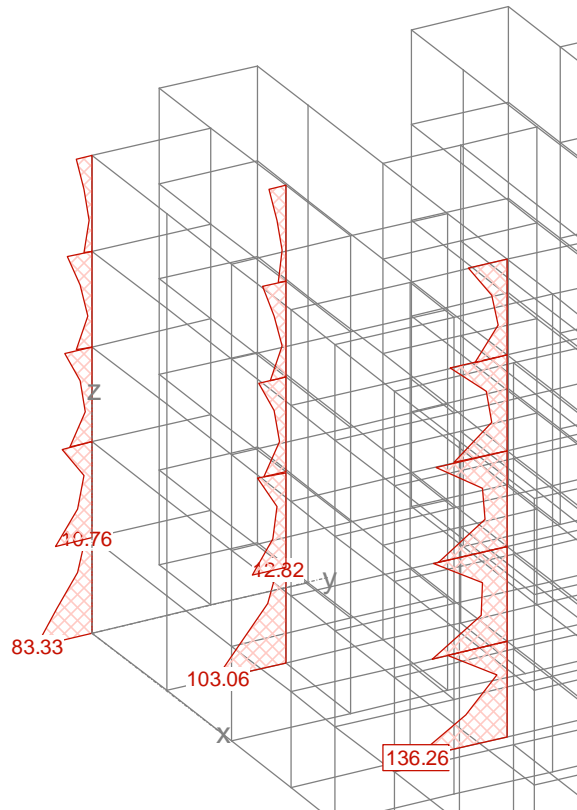


Figura A-1.10. Flectores en pilares producidos por el sismo de la normativa EC-8 en el edificio sin tabiquería.

Para el modelo con cerramiento exterior (figura A-1.11), los esfuerzos son pequeños en las plantas superiores, aumentando considerablemente en la planta baja por la inexistencia de tabiques, donde se producen momentos flectores superiores a los del modelo sin tabiquería. Estos resultados son coherentes con el mal comportamiento observado en los edificios con plantas bajas diáfanas.

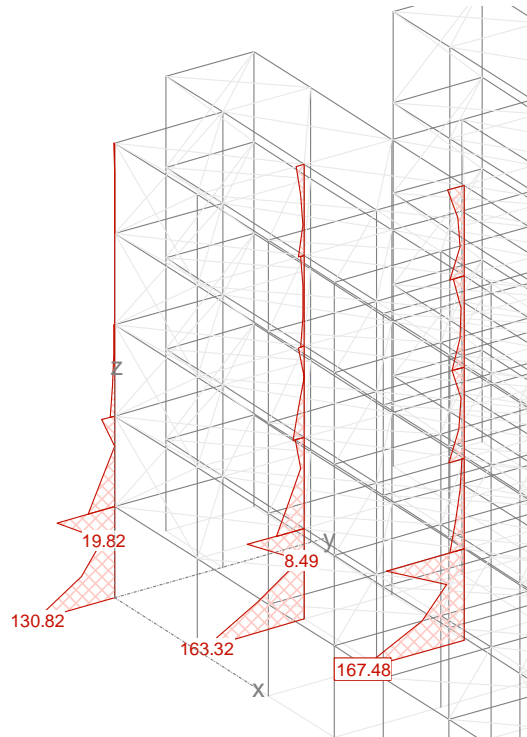


Figura A-1.11. Flectores en pilares producidos por el sismo de la normativa EC-8 en el edificio con cerramiento y planta baja diáfana.

Si se tiene en cuenta el núcleo rígido que existe en la escalera (figura A-1.12), y que se encuentra en todas las alturas del edificio, se observa que los momentos en pilares se reducen drásticamente, debido a que es el núcleo el que absorbe las cargas horizontales.

Los esfuerzos obtenidos para los diferentes espectros de respuesta en cada uno de los modelos han servido para analizar el coeficiente de seguridad en la sección de uno de los pilares existentes, de sección transversal  $0,30 \times 0,30$  m, armado con 4  $\varnothing 12$ . De este análisis se llega a la conclusión que en el único caso en el que los pilares pueden soportar los esfuerzos producidos por el sismo, considerando tanto los espectros de la de la normativa vigente como el deducido del sismo de Lorca, es aquél en el que los tabiques y el núcleo de escalera absorben los esfuerzos horizontales (figura A-1.13).

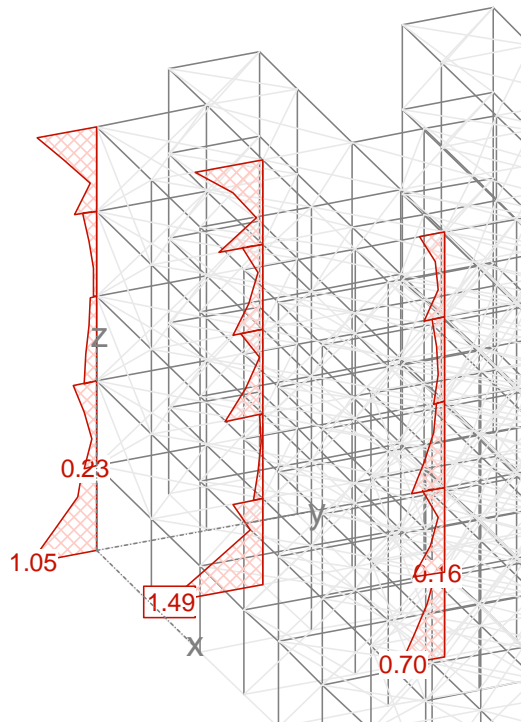


Figura A-1.12. Flexores en pilares producidos por el sismo de la normativa EC-8 en el edificio con núcleo de escaleras.

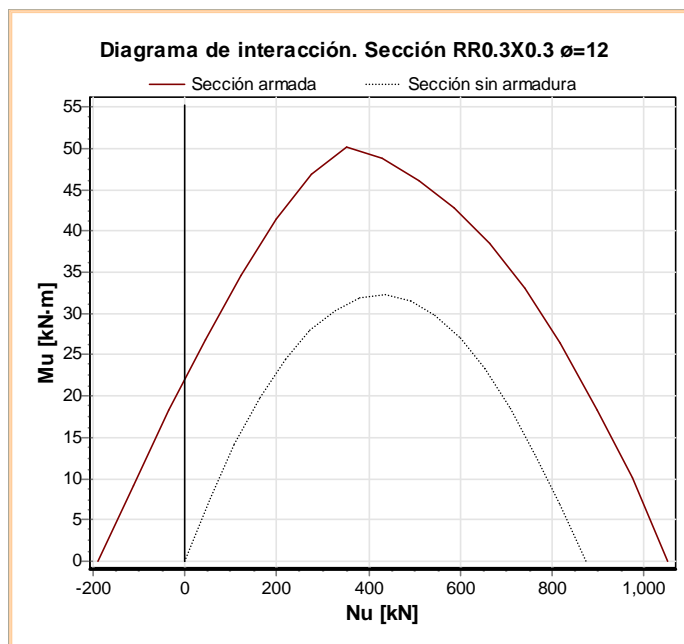


Figura A-1.13. Diagrama de interacción del pilar de 30x30 cm con un armado vertical de 4 Ø12.

En la tabla A-1.3 se presenta un resumen de los esfuerzos obtenidos en cada modelo de cálculo y el coeficiente de seguridad, entendido como cociente entre el momento solicitante y el momento resistente de la sección de pilares para el sismo de Lorca, a igualdad de axil.

Tabla A-1.3. Momentos flectores [m.kN] en los pilares indicados

Pilar 1 (esquina)	NCSE-02	EC-8	LORCA	Coef. Sección
SIN TABIQUES	68	84	67	0,74
TABIQUES EXTERIORES	106	130	193	0,16
TABIQUES EXTERIORES Y NUCLEO	0,8	1.05	2	1,92

Pilar 12 (Interior)	NCSE-02	EC-8	LORCA	Coef. Sección
SIN TABIQUES	84	104	83	0,59
TABIQUES EXTERIORES	132	163	240	0,12
TABIQUES EXTERIORES Y NUCLEO	1,14	1,5	2,82	1,89

Pilar 24 (Tabique)	NCSE-02	EC-8	LORCA	Coef. Sección
SIN TABIQUES	111	136	108	0,39
TABIQUES EXTERIORES	135	167	246	0,12
TABIQUES EXTERIORES Y NUCLEO	0,54	0,7	1,33	1,94

### A-1.5. MOVIMIENTOS

Los movimientos producidos durante el sismo son importantes, a los efectos del presente documento, para entender daños como el impacto entre construcciones en la junta entre ellas.

Los movimientos máximos estimados disminuyen al aumentar la rigidez del modelo, como es lógico. Así, la evaluación mediante el modelo, con el sismo de Lorca, arroja desplazamientos máximos de hasta 92 mm, en el caso de no contar con la colaboración de los arriostramientos, mientras que al tener en cuenta el núcleo de escaleras el desplazamiento baja hasta los 15 mm (tabla A-1.4).

Tabla A-1.4. Movimientos horizontales máximos [mm]

Desplazamientos máximos en mm			
Norte Sur	NCSE-02	EC-8	LORCA
SIN TABIQUES	101,3	124	92
TABIQUES EXTERIORES	42	52	77
TABIQUES EXTERIORES Y NUCLEO	4,3	5,4	15

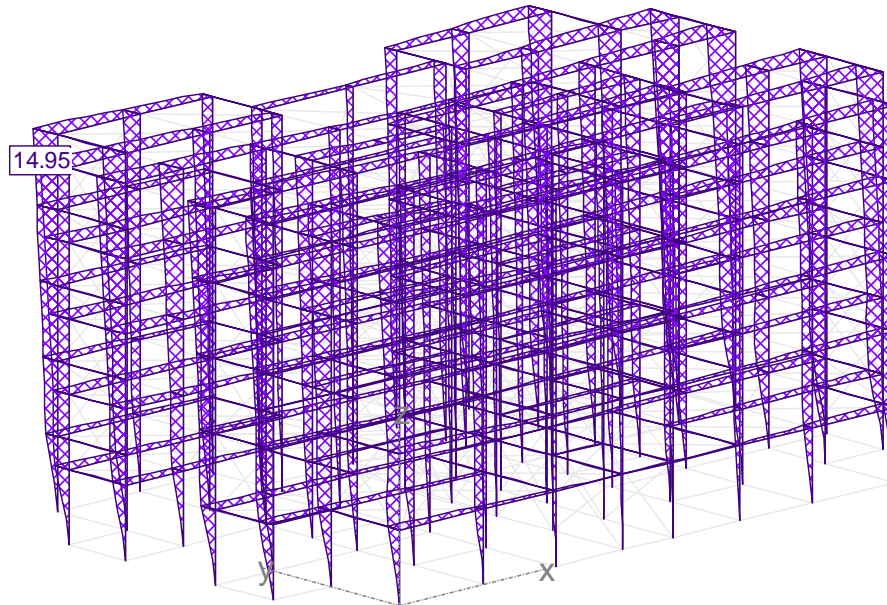


Figura A-1.14. Desplazamientos en dirección norte-sur para el sismo de Lorca en el edificio con cerramiento y núcleo de escalera.

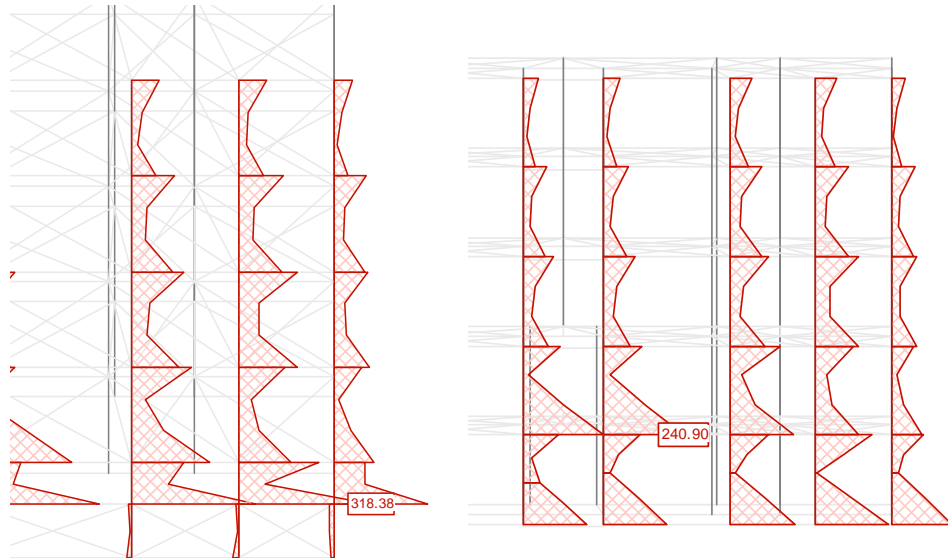
### A-1.6. PILARES CORTOS

Para el análisis de pilares cortos se ha realizado un modelo de cálculo del edificio situado entre las calles Jardineros y Albañilería, respetando su geometría e incluyendo las cargas a las que se ve sometido. Se han realizado dos variantes del modelo de cálculo: una en la que se incluyen los pilares cortos existentes, y otra en la que los pilares llegan hasta cimentación sin interferencias.



Figura A-1.15. Pilar corto del edificio de la calle Jardineros.

Las figuras A1.16 y A1.17 permiten comparar los momentos flectores entre ambos modelos de cálculo. Así, se puede observar que la existencia de pilares cortos implica un mayor valor de los momentos en los pilares, al tratarse de elementos más rígidos que el resto. En el caso del modelo de cálculo del edificio de la calle Jardineros, los momentos en pilares pasan de 241 kNm a 318 kNm cuando se consideran los pilares cortos.



Figuras A-1.16 y A-1.17. Momentos flectores con pilares cortos (izda.) y sin pilares cortos (dcha.).

Paralelamente al incremento de los momentos flectores de los pilares cortos en comparación al caso en que su altura sea la normal entre plantas, se produce un aún mayor incremento de los esfuerzos cortantes, horizontales, dado que, en los pilares, sin otra acción horizontal, se tiene que:

$$V = \frac{M_{sup} - M_{inf}}{h},$$

Siendo  $V$  el esfuerzo cortante,  $M_{sup}$  y  $M_{inf}$  el momentos superior y el inferior, respectivamente, con su signo y  $h$  la altura del soporte. Así, al hecho de que los momentos crezcan le acompaña el que  $h$  disminuye, lo que hace aumentar  $V$  más que proporcionalmente.

*Anejo nº 2*  
**EJEMPLOS DE REPARACIONES YA REALIZADAS  
EN ALGUNOS EDIFICIOS DE LORCA**

Se describen a continuación diversas reparaciones de elementos que fueron observadas durante las inspecciones realizadas *in situ*, centradas fundamentalmente en pilares.

#### A-2.1. REPARACIÓN DE PILARES CON BANDAS DE FIBRA DE CARBONO

Es conocida la técnica del refuerzo mediante bandas o vendas de fibra de carbono, que se viene utilizando con profusión desde hace más de veinte años, tanto en puentes como en estructuras de edificación. Los pilares se recubren con fibras unidireccionales de orientación horizontal, que pretenden mejorar el confinamiento del pilar (figuras A-2.1 y A-2.2), al que confieren mayor capacidad resistente en la zona confinada y un notable aumento de la ductilidad, objetivo que se cumple tanto mejor cuanto más bajo es el nivel de sollicitaciones de la pieza en el momento de la aplicación de esta técnica (el óptimo se produciría con la pieza totalmente descargada). También mejora así su resistencia frente a esfuerzo cortante. Otro beneficio que se deriva de esta técnica del confinamiento es que se coarta mejor la tendencia al pandeo de las barras principales.

Las ventajas máximas del confinamiento se producen en pilares de sección circular, seguidas de los soportes poligonales (cuadrados con chaflanes muy importantes o esquinas ochavadas) y disminuyendo la efectividad cuando se trata de soportes cuadrados. En el caso de pilares apantallados o de sección rectangular cuya relación de lados sea mayor que 1,5, el procedimiento del confinamiento es poco eficaz, dado que el área de la sección que se ve realmente confinada es la que está tras las esquinas, quedando en zona “muerta” las zonas de la sección situadas hacia el centro de los lados, especialmente el lado mayor, como se representa en la figura 6.6 del cuerpo principal de este documento.



Figura A-2.1. Refuerzo por medio de fibras de carbono en cabeza de pilar

La longitud de soporte que debe ser objeto de confinamiento debe ser objeto de estudio especial, pero suele ser del orden de dos veces la dimensión máxima de la



sección transversal del pilar. Las figuras A-2.1 y A-2.2 muestran diferentes longitudes, lo que pone de manifiesto una cierta disparidad entre los criterios seguidos.



*Figura A-2.2. Refuerzo por medio de fibras de carbono en pilar*

#### **A-2.2. REPARACIÓN DE PILARES CON ESTRUCTURA METÁLICA**

Los refuerzos por medio de soluciones metálicas como los encamisados con chapa continua o los empresillados formados por angulares son los más habituales dentro de las reparaciones observadas en Lorca. Tienen especial sentido en el caso de soportes de sección rectangular con lados sensiblemente desiguales puesto que, como se ha indicado en A-2.1, la eficacia del vendado con bandas o textiles de fibras de carbono, o los encamisados con hormigón (ver A-2.3) pierden eficacia cuando la relación entre los lados mayor y menor sobrepasa 1,5, aproximadamente. La figura A-2.3 muestra un ejemplo, por cierto, de longitud insuficiente de encamisado o collarín.



Figura A-2.3. Refuerzo con collarín metálico en la parte superior.

Merece la pena destacar que, en efecto, en el caso de los encamisados se cumple la misma función que el refuerzo por fibras de carbono, es decir confinar y mejorar la resistencia a cortante.

Se ha podido observar que hay un gran número de pilares que han sido reforzados en su totalidad (figura A-2.4). Tampoco se detecta un criterio único a la hora de asegurar la transferencia de esfuerzos a las plantas superior e inferior.



Figura A-2.4. Refuerzo metálico con presillas y angulares.



Figura A-2.5. Refuerzos metálicos de distintas longitudes.

### A-2.3. REPARACIÓN DE PILARES CON ENCAMISADOS DE HORMIGÓN

Algunos pilares han sido reforzados por medio de encamisado de hormigón de nueva ejecución que dispone de una armadura complementaria que mejora el comportamiento del pilar, aun cuando se puedan modificar las condiciones de rigidez si el refuerzo del encamisado está conectado a los elementos superior e inferior.

Este tipo de refuerzos aporta las ventajas de los vendados con fibras de carbono, añadiéndose la mejora en la capacidad portante frente a esfuerzo axial, aspecto que no es el que se persigue en este documento, que parte de la idea de devolver a la estructura las prestaciones portantes con que contaba antes del 11 de mayo de 2011. El encamisado de hormigón también aporta la mejora de la resistencia al fuego.

Si el encamisado no está conectado en sus extremos al resto de la estructura, las modificaciones de rigidez transversal pueden considerarse despreciables.

Sin embargo, los encamisados con hormigón, si se conectan al resto de la estructura en sus extremos, introducen modificaciones en la rigidez transversal de los soportes reforzados, lo que debe ser tenido en cuenta oportunamente, ya que pueden modificar el centro de rigideces y dar lugar, por consiguiente, a comportamientos diferentes de los ya registrados durante el sismo del 11 de mayo de 2011, superado aceptablemente por la estructura objeto de reparación.

Los encamisados parciales, que se ciñen a las zonas superior e inferior, comparten las ventajas e inconvenientes técnicos de los vendados comentados en A.2.1. Tampoco existe aquí, por cierto, un único criterio sobre la longitud del pilar a reforzar, como atestigua la figura A-2.6.



*Figura A-2.6. Refuerzo por medio de encamisado de hormigón.*

#### **A-2.4. REPARACIÓN DE PILARES CORTOS**

En el caso de los pilares cortos, se ha podido comprobar que se ha optado por reconstruir el pilar adosándole unos muros laterales, como se observa en la figura A-2.7, de forma que aumenta su resistencia frente a los esfuerzos que se producen ante el cambio brusco de rigidez que tiene lugar en estos puntos.



*Figura A-2.7. Refuerzo de pilar corto por medio de adosado de muros de hormigón laterales.*

#### **A-2.5. REPARACIÓN DE ESCALERAS**

Algunas escaleras se han reparado adosando una estructura metálica de refuerzo sobre la que se apoya la estructura original, como se observa en la figura A-2.8. No siempre se ha podido determinar el esquema de apoyo utilizado.



*Figura A-2.8. Refuerzo de escalera mediante estructura metálica.*

*Anejo n° 3*  
**FICHAS TIPO DE REPARACIÓN**

## REPARACIÓN TIPO R.1.1: Fisuras en pilares no originadas por esfuerzos

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

- Fisuras de abertura igual o mayor que 0,4 mm en los pilares no necesariamente originadas por esfuerzos, pero no concomitantes con fisuras de trazado oblicuo en forma de X, claramente vinculadas con los efectos sísmicos.
- En el caso de detectarse fisuras con trazado oblicuo o en forma de X se procederá a realizar las tipo R.1.3.1, R.1.3.2 o R.1.3.3.
- En el caso de que las fisuras estén relacionadas con problemas de durabilidad, se acudirá a la solución R.1.2, previa remoción del recubrimiento dañado.

### FOTO



### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Se sellarán con mortero de reparación según la especificación de la columna siguiente.

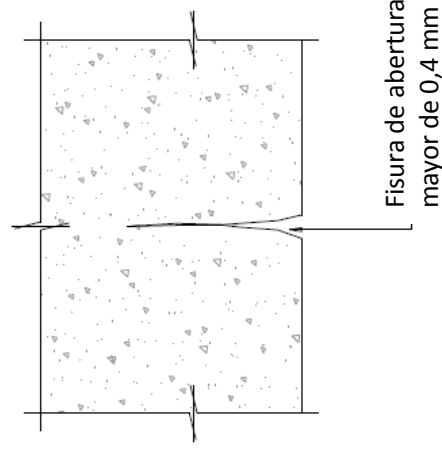
Para la ejecución de esta reparación se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

1. En la superficie de la fisura se abrirá una ranura o biselado de unos 5 mm de abertura y una profundidad de unos 7 mm.
2. Para facilitar la adherencia del mortero, se eliminarán los restos de polvo del interior de la junta y de la superficie a ambos lados, mediante aire a presión.
3. Se aplicará el mortero de reparación el sellante en la zona de fisura, previa humectación del sustrato del bisel hasta la saturación. La superficie de dicho sustrato estará mate, no brillante cuando se disponga el mortero.

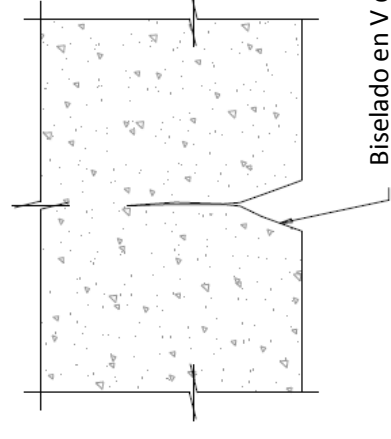
### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Se empleará un mortero de reparación, monocomponente con base cemento áridos seleccionados de tipo silicio, humo de sílice y resinas sintéticas.
- Cumplirá los requisitos de la clase R3 de la UNE-EN 1504-3, será preferentemente un mortero pre-dosificado apto para espesores reducidos.
- Habrá de exhibir una adherencia al soporte sin imprimación, con una tensión mayor o igual que 1,5 MPa, según EN 1542.
- La resistencia a compresión, según EN 12190, será de 25 MPa, pero no mayor que 35 MPa.
- El módulo de formación longitudinal se situará en el entorno de los 15 GPa. Con una variación de  $\pm 30\%$ .
- Tendrá una baja retracción, menor que 0,75 mm/m a 20°C, 65% H.R. A 28 días, según EN 52450.

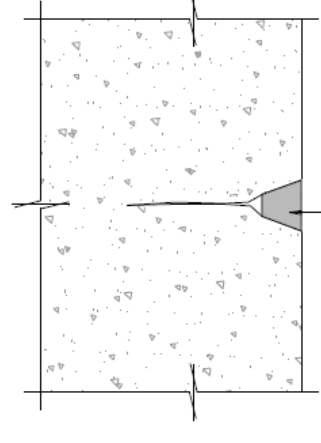
### DETALLES



Fisura de abertura mayor de 0,4 mm



Biselado en V de los bordes de la fisura mediante disco



Sellado con mortero según especificaciones

### CAUSAS

Estas fisuras suelen tener su origen en las tensiones inducidas por esfuerzos térmicos iniciales, retracción del hormigón, asiento plástico, bajo los cercos, o por la ausencia de armadura eficazmente dispuesta.

*Nota: para completar la información, ver apartado 6.1.1 de la Guía metodológica*

## REPARACIÓN TIPO R.1.2: Pérdida de recubrimiento en pilares

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

- Esta reparación se realizará en aquellos casos en los que se haya producido únicamente un desprendimiento del recubrimiento, pero la armadura esté sana y no haya pandeado.
- Es muy importante que en el pilar que se va a reparar no se haya detectado ningún tipo de daños por esfuerzo, en cuyo caso se procedería a ejecutar la reparación tipo R.1.3.1 o R.1.3.2.

### FOTO

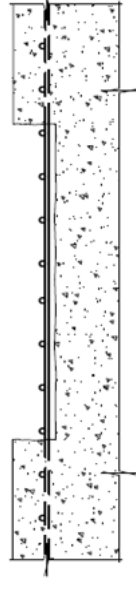


### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

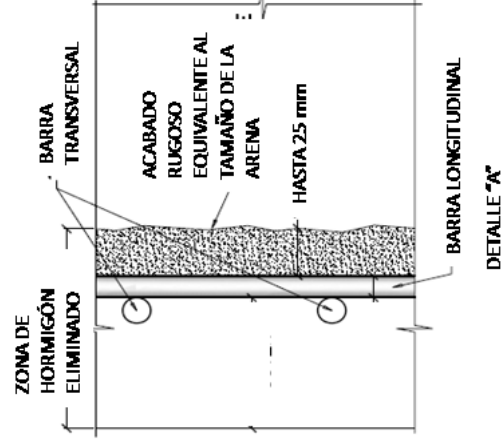
Para la recomposición de la sección, se plantea un saneo mecánico y posterior hormigonado. El procedimiento de reparación será el siguiente:

1. Fresado mecánico o cincelado de la zona en la que se haya producido una pérdida del recubrimiento.
2. Limpieza mediante chorro de agua a alta presión, respetando la armadura existente hasta la profundidad del hormigón sano.
3. Reperfilado del borde de la superficie mediante cajeadado del hasta dejar un ángulo saliente de 80° en el paramento superior del cajeadado. Los paramentos restantes tendrán un cajeadado a 90°. El cajeadado tener una profundidad de al menos 1 cm.
4. Eliminación del hormigón deteriorado hasta la obtención de una superficie con adherencia suficiente. Las irregularidades serán de al menos 3 mm (tamaño de la arena), a no ser que se utilice algún tipo de producto adherente, que no es necesario).
5. En caso de que existan, se eliminarán los óxidos de las armaduras mediante cepillo de púas.
6. Se limpiará la superficie de cualquier resto de grasa, manchas de aceite, pintura, barro o polvo. La superficie deberá estar saturada de agua durante al menos 6 horas antes de la aplicación.
7. Preparación del mortero: mezclar con agua a razón de 4 litros por cada 25 kg durante 2-3 minutos.
8. Curado del mortero con agua o con líquido de curado apropiado para evitar la evaporación del agua de hidratación.

### DETALLES



PARCHE EN PARAMENTO HORIZONTAL



DETALLE "A"

PARCHE EN PARAMENTO VERTICAL

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Se empleará un mortero monocomponente, en polvo, de fraguado rápido, formulado a base de cementos Portland resistentes a sulfatos, y dotado de áridos silíceos, polímeros, fibras y aditivos, de idoneidad probada para su utilización en la reparación estructural del hormigón por su gran adherencia al acero y al hormigón. Algunas de sus propiedades más representativas son las siguientes:

- Aspecto: polvo gris.
- Densidad: 2 kg/dm<sup>3</sup>.
- pH: 10.
- Tiempo de utilización a 20°C: 1 hora.
- Tiempo de secado a 20°C: 12 horas.
- Temperatura mínima de aplicación: 5°C.
- Adherencia al hormigón a 28 días: > 1,2 MPa.
- Resistencia a compresión a 24 h: > 10 MPa.
- Resistencia a compresión a 28 días: > 30 MPa.
- Resistencia a flexo-tracción a 28 días: > 4 MPa.
- Espesor de aplicación: 4-40 mm.

Una vez colocado, proteger el mortero recién aplicado del frío y de la retracción por secado rápido tapándolo con plásticos.

Cuando los espesores sean mayores de 3 cm, se recomienda fabricar un micro-hormigón añadiendo árido de tamaño máximo de 8 mm al mortero. Los materiales empleados deberán ser de retracción compensada.

### CAUSAS

Falta de armadura transversal, o distancia excesiva entre cercos, con lo que no se produce el efecto de confinamiento y no se impide el pandeo de las armaduras verticales.

En algunos casos los únicos elementos que pueden transferir las cargas horizontales producidas por el sismo a la cimentación son los pilares, absorbiendo un esfuerzo cortante muy importante hasta el colapso

*Nota: para completar la información, ver apartado 6.1.2 de la Guía metodológica*



## DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Esta reparación se refiere a pilares cuya capacidad resistente se vea moderadamente afectada por el sismo, por ejemplo, por pérdida del recubrimiento, síntomas de curvatura en la armadura sin que sea un pandeo claro, es decir, manteniéndose la integridad del núcleo. Son casos en los que no es necesario restituir la capacidad resistente vertical significativamente.

## FOTO



## DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Se realizará un encamisado de hormigón. Este tipo de refuerzo sólo es válido para pilares circulares, cuadrados o rectangulares con una relación de lado mayor a lado menor no mayor de 1,50. El procedimiento de ejecución en pilares interiores será el siguiente:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona que será ocupada por el encamisado de hormigón.
2. Eliminación de las partes sueltas de hormigón.
3. Golpeo con un martillo del hormigón aparentemente sano para confirmar tal hipótesis.
4. Repicado de las esquinas hasta achaflanarlas a 45°, de manera que quede a la vista el redondo longitudinal (vertical) de la esquina.
5. Se dispondrá la armadura.
6. Se encofrará de forma que el pilar quede recrecido de 5 a 10 cm en cada flanco.

## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

### Armadura

- La armadura longitudinal debe ser de redondos pequeños (12 mm), y se dispondrá en las esquinas con una separación no mayor de 0,30 m. No es necesario que se anclen a los forjados, vigas o losas superiores o inferiores.
- La armadura transversal deberá ser próxima a una cuantía mecánica volumétrica  $\omega_w = 0,08$ . Se deberá disponer en una altura de soporte igual a dos veces la mayor de las dimensiones transversales de la pieza. Se dispondrán dos semi-cercos enganchados contrapeados para que la esquina de conexión entre cercos vaya cambiando alternativamente. Se usarán diámetros pequeños, 6 mm preferentemente.

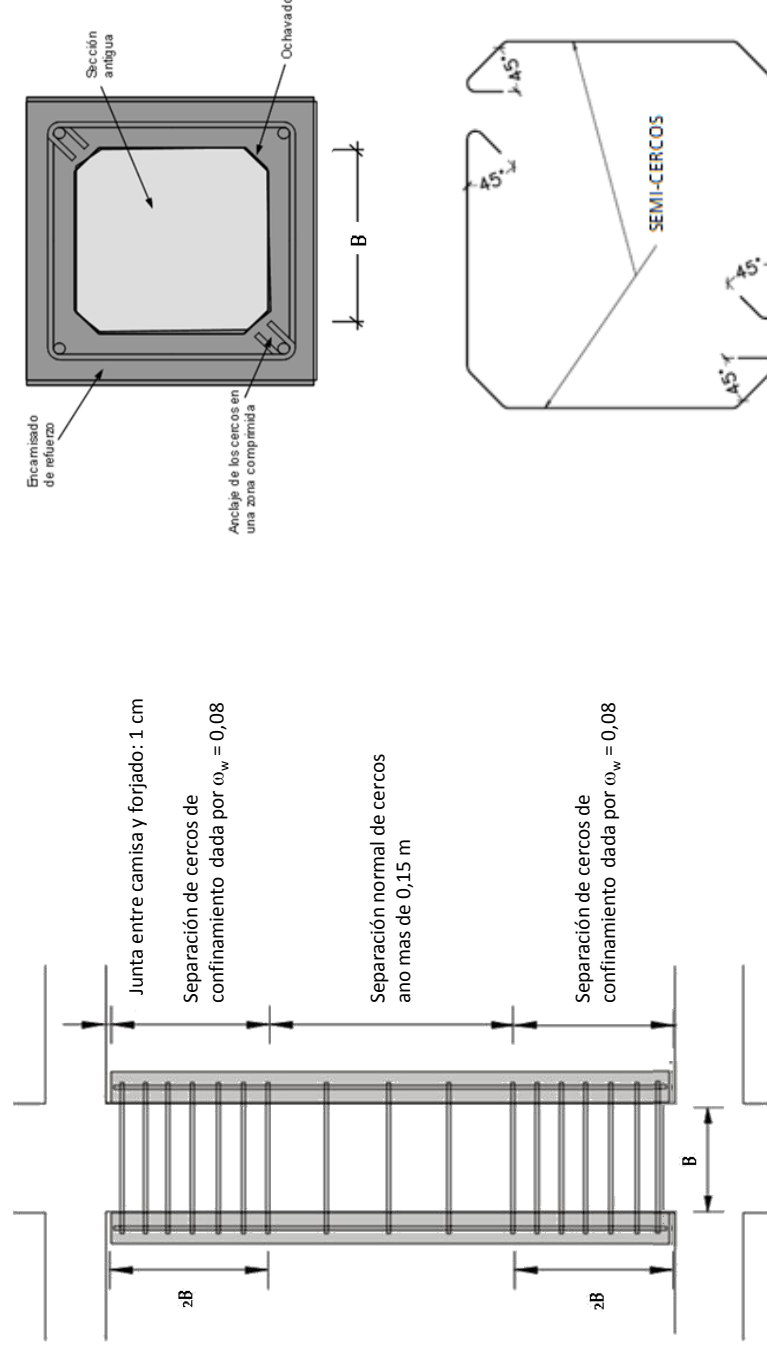
### Materiales

- Se empleará micro-hormigón autocompactante de alta resistencia: HA-40/AC-E2+RB2/8/l. Se fabricará preferiblemente con cemento CEM I.

### Disposiciones constructivas

- El espesor de la camisa será superior a 5 cm e inferior a 10 cm.
- Deberá dejarse un hueco de 1 cm entre el refuerzo superior y el forjado para no rigidizar la conexión forjado-pilar, manteniendo las mismas dimensiones de la sección transversal que tenía el pilar primitivo original, en dicha banda de 1 cm.
- No será necesario realizar tratamiento superficial para aumentar la rugosidad de las caras del pilar antiguo o el uso de puentes de unión.
- Se tendrán que achaflanar las esquinas, redondeando las superficies, con el fin de alojar el anclaje de los semicercos y de transferir la carga por las superficies ochavadas.

## DETALLES



## CAUSAS

Falta de armadura transversal, o distancia excesiva entre cercos, con lo que no se produce el efecto de confinamiento y no se impide el pandeo de las armaduras verticales. Además, se habrá perdido rigidez a flexión si el deterioro se produce en los extremos. En algunos casos los únicos elementos que pueden transferir las cargas horizontales producidas por el sismo a la cimentación son los pilares, absorbiendo un esfuerzo cortante muy importante hasta el colapso.

*Nota: para completar la información, ver apartado 6.1.3.1 de la Guía metodológica*

## REPARACIÓN TIPO R.1.3.2: Pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un empresillado de perfiles angulares

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Esta reparación se refiere a pilares en los que el daño debido al sismo es mayor y es necesario restituir la capacidad portante del mismo. Es el caso de pandeo de la armadura longitudinal, pérdida importante del recubrimiento, fisuras de trazado oblicuo o en X.

### FOTO



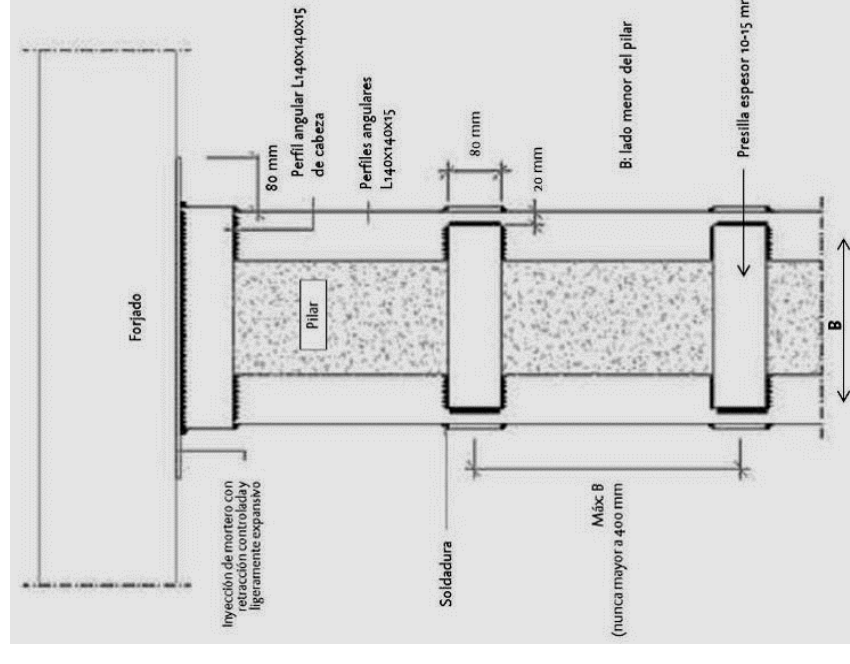
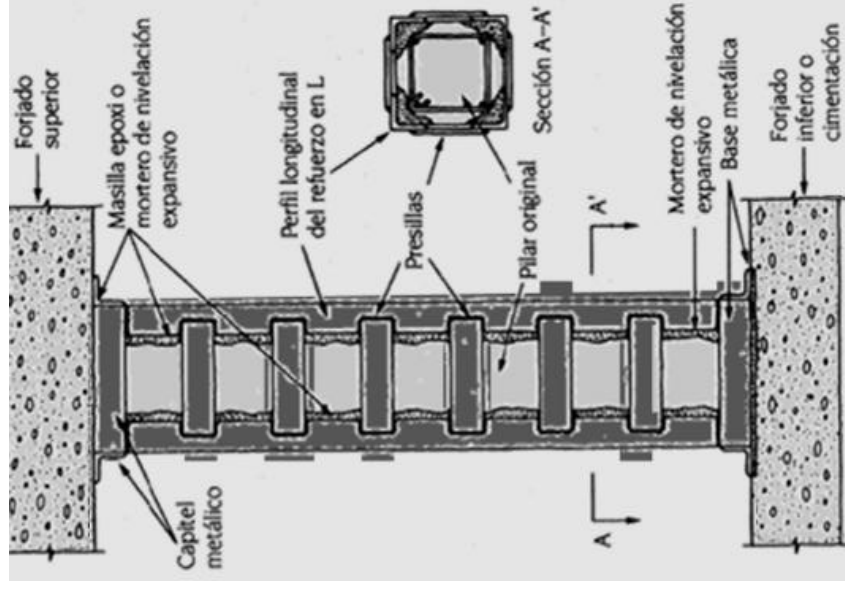
### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

La solución pasa por disponer angulares de acero en las esquinas arriostrándolos por medio de presillas. En la cabeza y pie del pilar se ejecutará una corona de refuerzo, formada también por angulares que se sueldan a los angulares de esquina y se retacan contra el pilar y el forjado.

El procedimiento de ejecución será el siguiente:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona de apoyo de la estructura metálica en cabeza y pie.
2. Saneamiento y recomposición de la zona dañada.
3. Disposición de una capa de mortero autonivelante en la base para el apoyo de los perfiles angulares.
4. Disposición de los angulares en la base del pilar, que serán del tipo L140x140x15.
5. Colocación de angulares en las esquinas del pilar y soldadura a los elementos de apoyo inferior.
6. Disposición de los angulares en la cabeza del pilar que serán del tipo L140x140x15. Irán soldados a los perfiles angulares dispuestos en las esquinas del pilar.
7. Soldadura de presillas.
8. Inyección del mortero en el capitel superior de la estructura metálica.

### DETALLES



### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

#### Materiales

- Los perfiles angulares y las chapas serán de al menos acero laminado en caliente S 275 J e irán unidos mediante soldadura.
- Se dispondrá un mortero mono-componente de retracción compensada y ligeramente expansivo, a base de cemento, que garantice la entrada en carga de la estructura de refuerzo metálica, en la parte superior e inferior del pilar.
- Las presillas tendrán entre 10 a 15 mm de espesor. Se distribuirán uniformemente en toda la longitud del pilar con una separación máxima igual a B, siendo B la longitud de la menor dimensión de la sección del pilar. Siempre que sea posible, se dispondrán presillas de tal forma que la longitud de la pieza quede dividida como mínimo en cinco tramos. En cualquier caso, B no será superior a 40 cm.

#### Dimensionamiento del refuerzo

El criterio seguido será el de dimensionar un refuerzo capaz de asumir el 100% de la que asumía el pilar antes del sismo, según los criterios que especifica la EAE. Asimismo, en el Eurocódigo-3 se detallan los condicionantes para los detalles constructivos.

### CAUSAS

Falta de armadura transversal, o distancia excesiva entre cercos, con lo que no se produce el efecto de confinamiento y no se impide el pandeo de las armaduras verticales. Tampoco es suficiente la cuantía transversal para resistir el esfuerzo cortante inducido por el sismo. En algunos casos los únicos elementos que pueden transferir las cargas horizontales producidas por el sismo a la cimentación son los pilares, absorbiendo un esfuerzo cortante muy importante hasta el colapso.

*Nota: para completar la información, ver apartado 6.1.3.2 de la Guía metodológica*

## REPARACIÓN TIPO R.1.3.3: Pilares con requerimiento de restituir la capacidad resistente con un encamisado de chapa con mortero o inyectado

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Esta reparación se refiere a pilares en los que el daño debido al sismo es mayor y es necesario restituir la capacidad portante del mismo. Es el caso de pandeo de la armadura longitudinal, pérdida importante del recubrimiento, fisuras de trazado oblicuo o en X.

### FOTO



### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Disponer una camisa de chapa e inyectar un mortero entre la camisa y el pilar. En la cabeza y pie del pilar se ejecutará una corona de refuerzo alrededor del pilar, formada por angulares que se retacan contra el pilar y el forjado. Para la ejecución de esta reparación se seguirá el siguiente procedimiento:

1. Repicado del solado y de los falsos techos y revestimientos en la zona de apoyo de la estructura metálica en cabeza y pie.
2. Saneado del pilar dañado, eliminando los fragmentos sueltos y, en la parte superior, disposición de mortero tixotrópico con pendiente para facilitar la purga del mortero de inyección.
3. Disposición de una capa de mortero autonivelante en la base para el apoyo de los perfiles angulares sobre los que descansa la estructura metálica.
4. Disposición, aún incompleta del forro de chapa, con disposición L o en U.
5. Completado del forro de chapa, con soldadura completa y corrida. La soldadura será de penetración completa.
6. Disposición de los angulares en la base del pilar que serán del tipo L140x140x15.
7. Disposición de los angulares en la cabeza del pilar que serán del tipo L140x140x15. Irán soldados a la camisa de chapa dispuesta anteriormente.
8. Inyección del mortero a partir de un orificio en la parte inferior, con purga por la parte superior.

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La chapa tendrá un espesor superior a 10 mm.
- El espesor de la capa de mortero será del orden de 3 cm, pero que se ajustará en cada caso de manera que albergue cualquier irregularidad.

#### Materiales

- Los perfiles angulares y las chapas serán de al menos acero laminado en caliente S 275 J e irán unidos mediante soldadura.
- Se dispondrá un mortero mono-componente de retracción compensada y ligeramente expansivo, a base de cemento, que garantice la entrada en carga de la estructura de refuerzo metálica, en la parte superior e inferior del pilar. Se deberá aportar ficha de los productos de inyección y, si hay varios, asegurar su compatibilidad.
- En cuanto al mortero de inyección, se podrá utilizar una lechada como las de inyección de pretensado, con árido de tamaño máximo 2 mm y en proporción 1:2 (cemento:arena). La consistencia, medida según UNE EN 1015-3, y será de  $150 \pm 10$  mm.

- Además, se dispondrá un mortero de retracción controlada o ligeramente expansivo que ponga en contacto desde el primer momento el nuevo soporte metálico con el forjado o la estructura de vigas adyacentes superior e inferiormente, con el objetivo de que entre en carga el refuerzo metálico para cualquier incremento de carga.

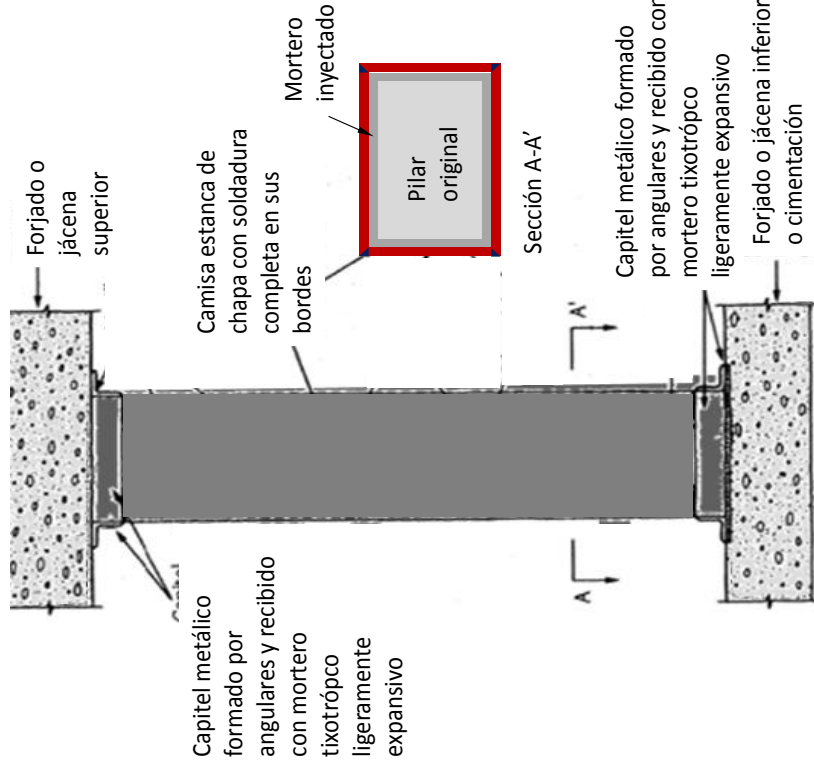
#### Dimensionamiento del refuerzo

Se plantea el criterio de dimensionar un refuerzo capaz de asumir el 100% de la que asumía el pilar antes del sismo.

### CAUSAS

Falta de armadura transversal, o distancia excesiva entre cercos, con lo que no se produce el efecto de confinamiento y no se impide el pandeo de las armaduras verticales. Tampoco es suficiente la cuantía transversal para resistir el esfuerzo cortante inducido por el sismo. En algunos casos los únicos elementos que pueden transferir las cargas horizontales producidas por el sismo a la cimentación son los pilares, absorbiendo un esfuerzo cortante muy importante hasta el colapso.

### DETALLES



Nota: para completar la información, ver apartado 6.1.3.3 de la Guía metodológica

## REPARACIÓN TIPO R.1.4: Reparación de pilares cortos

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Los pilares cortos se encuentran generalmente en las plantas bajas y semisótanos de edificios. Debido a su gran rigidez a flexión, precisadamente por ser cortos, aunque su sección transversal sea normal, absorben gran parte de los esfuerzos producidos por los sismos, llevando al colapso de los mismos.

### FOTO



### CAUSAS

Son pilares cortos o “enanos” los que emergen de los muros de sótano hasta la planta baja, dejando un hueco horizontal de altura reducida (inferior a 1 m, generalmente). También son pilares cortos, o se convierten más bien en tales, aquellos pilares de fachada que luego se ven embebidos en fábrica de ladrillo macizo hasta una altura igual a la de la planta menos 1 m aproximadamente.

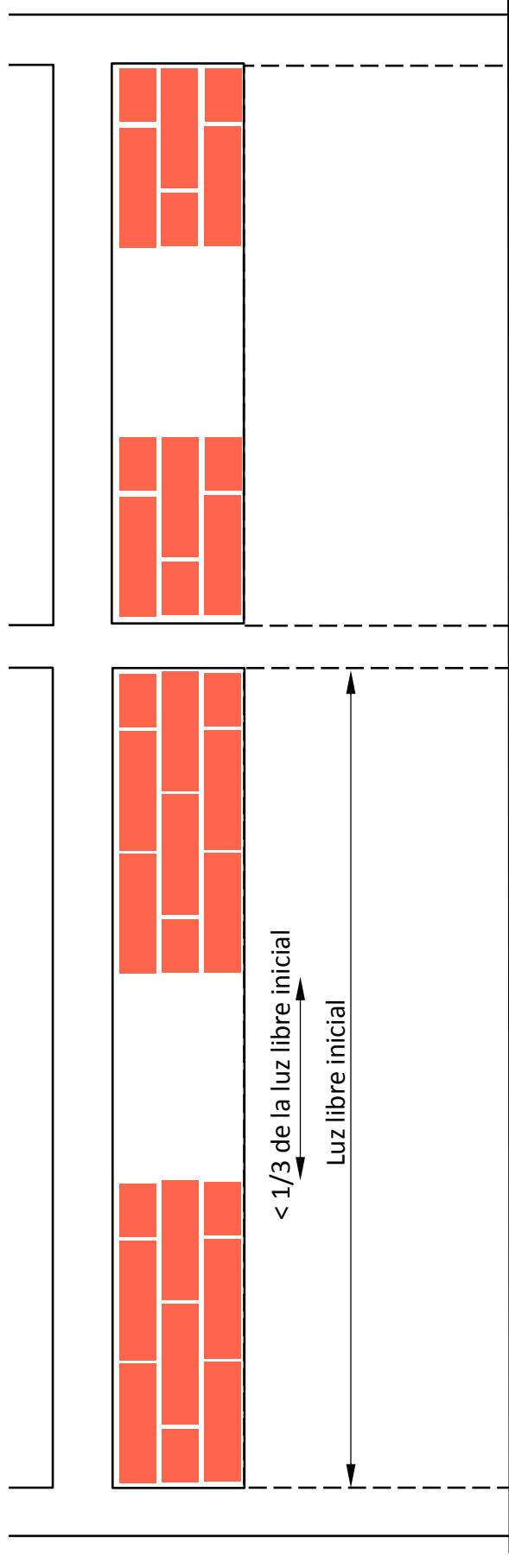
Algunos edificios colapsan por la presencia de soportes cortos, muy rígidos, sobre los muros de sótano, que reciben una parte importante de la acción sísmica.

### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

El Plan General Municipal de Ordenación de Lorca indica que lo más recomendable para los pilares cortos en planta baja-semisótano es prolongar los muros de sótano hasta su unión con el forjado de planta baja.

En caso de que la solución anterior no sea posible, se plantea una reparación similar a la adoptada para los pilares cuadrados, es decir, una reparación tipo R.1.3.1. En este caso, la longitud de los pilares es bastante inferior a la de un pilar convencional, por lo que toda la altura del pilar corto debe ser considerada como zona de transferencia, armada con una cuantía de cercos capaz de confinar el pilar corto existente. Es decir, la longitud de transferencia es igual a la altura del pilar.

### DETALLES



### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Si fuera necesario abrir huecos para la ventilación, la longitud de éstos no debe ser superior a 1/3 de la longitud total.
- En el recrecido de los muros de sótano se utilizará una fábrica de ladrillo macizo o perforado, nunca hueco, asegurándose además que, en el caso de dejar huecos de ventilación, su distribución sea simétrica en planta o al menos se respetará el centro de rigideces primitivo.

*Nota: para completar la información, ver apartado 6.1.4 de la Guía metodológica*

## DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Este daño se refiere a la aparición de roturas y de grietas en los lienzos de los tabiques, tanto de cerramientos, como de particiones interiores.

## FOTO



## CAUSAS

La rotura de tabiques se debe a que los lienzos presentan una gran rigidez en su plano oponiendo una coacción a los movimientos inerciales impuestos por el sismo. La prácticamente nula capacidad resistente a tracción de las fábricas y su propia anisotropía explican los daños producidos.

En otros casos, disponer elementos de fábrica de ladrillo dentro de los recuadros formados por los pilares y vigas, pero de manera incompleta, pudo producir daños en pilares, puesto que, generalmente, se trata de elementos mucho más rígidos que los pilares adyacentes, a los que pueden inducir esfuerzos importantes. Dicho de otro modo, el cerramiento parcial de la fachada puede convertir en corto el pilar que no lo fue estructuralmente cuando se proyectó.

## DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

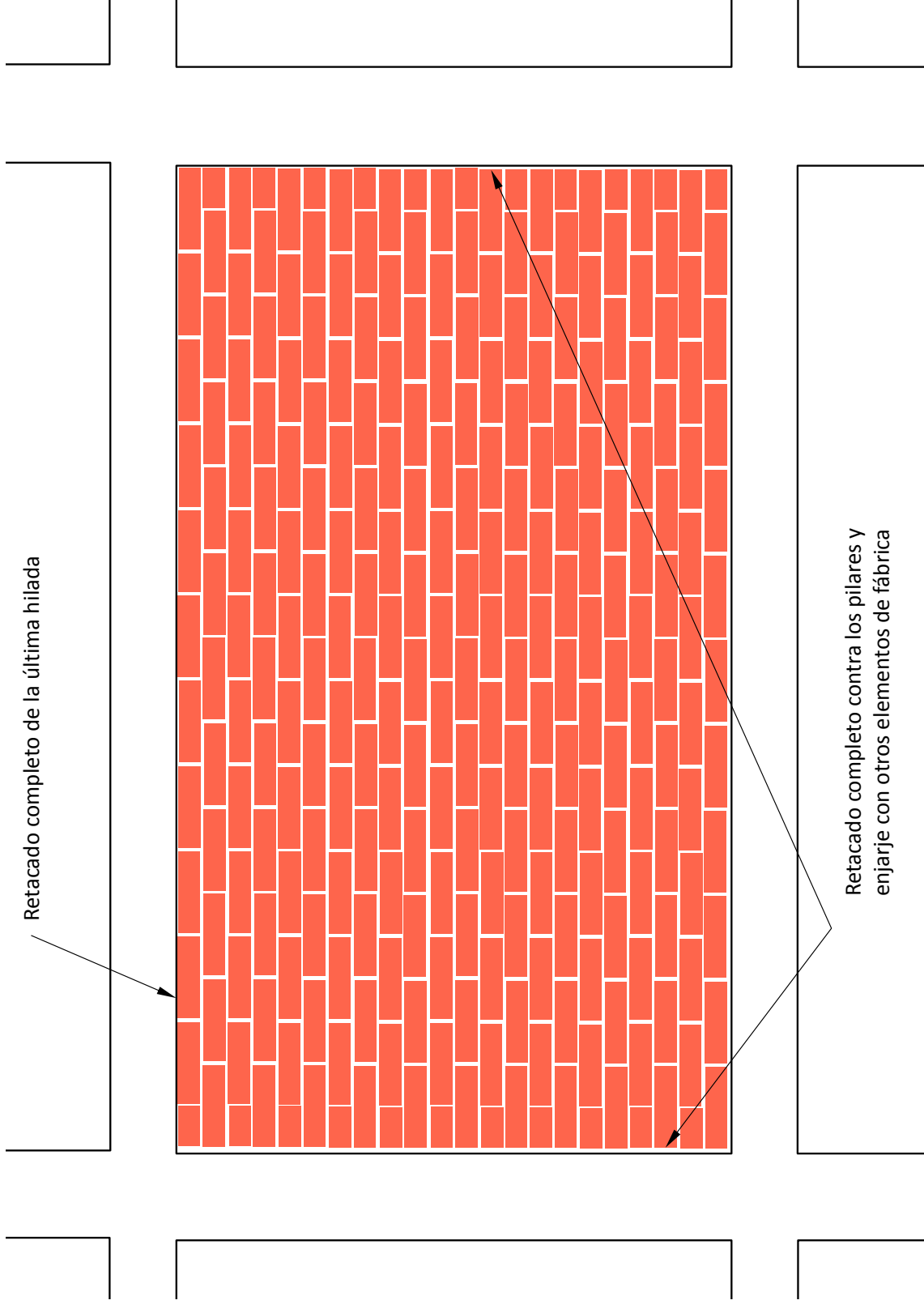
La mayoría de los tabiques se encuentran agotados, por lo que se hace necesaria su sustitución, dada la gran dificultad que presenta su reparación.

Por este motivo, la reposición de tabiques debe ser realizada de forma que se mantenga la función rigidizadora que tenían en la estructura original. La propuesta es reponer la totalidad de la tabiquería que presente daños imputables a la acción sísmica, asegurando siempre una buena trabazón de un tabique con el contiguo, cuidando los detalles de encuentro con la estructura y que no existan holguras con los pilares, especialmente aquellos que puedan quedar ocultos, de forma que se puedan transmitir los esfuerzos del sismo.

## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Los materiales a emplear en este tipo de reparaciones pueden ser los mismos que los existentes, ya que, en general, han demostrado su correcto funcionamiento.
- En modo alguno se admitirán cambios en la configuración de los tabiques, a no ser que se efectúe un estudio específico general de adecuación de la estructura en cualquiera de los escenarios previsibles.
- Se asegurará el total contacto de la fábrica con el marco estructural al que pertenece, esquematizado en la figura por los forjados y los pilares.
- Se asegurará asimismo el correcto enjarje de las fábricas en los encuentros ortogonales de tabiques.
- Se utilizará mortero M5.

## DETALLES



*Nota: para completar la información, ver apartado 6.2 de la Guía metodológica*

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Desprendimientos en cerramientos y tabiques en zonas próximas a juntas entre edificios colindantes, o entre módulos de una misma construcción, pero independizados mediante juntas de dilatación. En algunos casos, este efecto puede producir daños graves en los pilares.

### FOTO



### CAUSAS

La principal causa de este daño es la falta de juntas de dimensiones adecuadas entre edificios, o entre módulos del mismo edificio separados por juntas. Los efectos son más notorios en los edificios cuyas plantas están situadas a diferentes niveles, en cuyo caso el golpeo del forjado se produce contra los pilares del edificio contiguo.

### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Este daño, para estas estructuras existentes, es difícil de evitar en futuros eventos sísmicos, porque hace falta una distancia entre edificios que no existe.

Unas de las pocas reparaciones posibles es dar robustez al pilar dañado con un encamisado metálico como el definido en la reparación R.1.3.3 o cualquier otro sistema que minimice el efecto del impacto inevitable.

### DETALLES

Según caso.

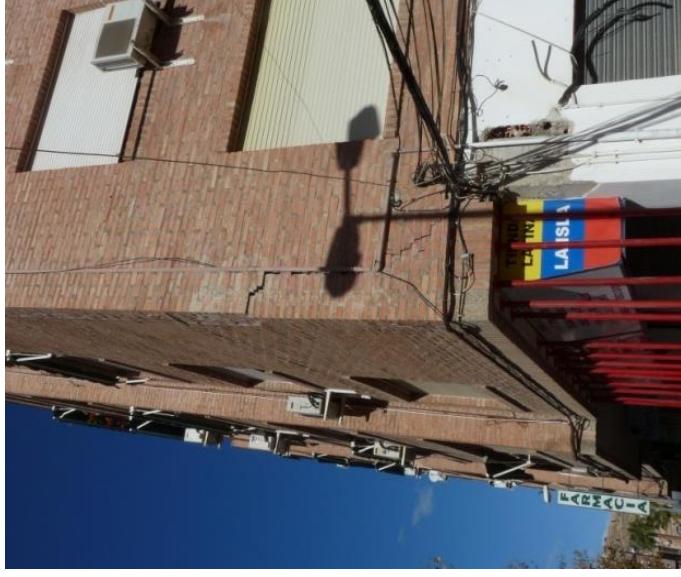
### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Cuidar el anclaje de los aplacados a la estructura para evitar su caída a la calle.
- En ese sentido, en la medida de lo posible, se dispondrán los aplacados de forma que, ante el eventual impacto del forjado del edificio colindante, no se produzca el contacto con la pieza de aplacado.

### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Desprendimientos, roturas y grietas en los elementos de fábrica de las fachadas y de los voladizos que se ven afectados por las componentes verticales del sismo.

### FOTO



### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Si es posible, lo mejor es sustituir las piezas rotas por otras nuevas, en un proceso ascendente desde la base, cuidando que en ningún momento se produzca la pérdida de equilibrio del conjunto.

- Se procederá a la eliminación de las piezas rotas.
- Se efectuará una limpieza total con agua a presión (unos 300 bares) y a la eliminación de partículas sueltas, yesos, materiales bituminosos, etc.

- Se humedecerá la superficie del sustrato (hormigón, fábrica, etc. hasta que tenga un aspecto oscuro pero mate, sin encharcamientos).

En ciertos casos será necesario desmontar el cerramiento dañado y sustituirlo por otro de nueva ejecución (refacción):

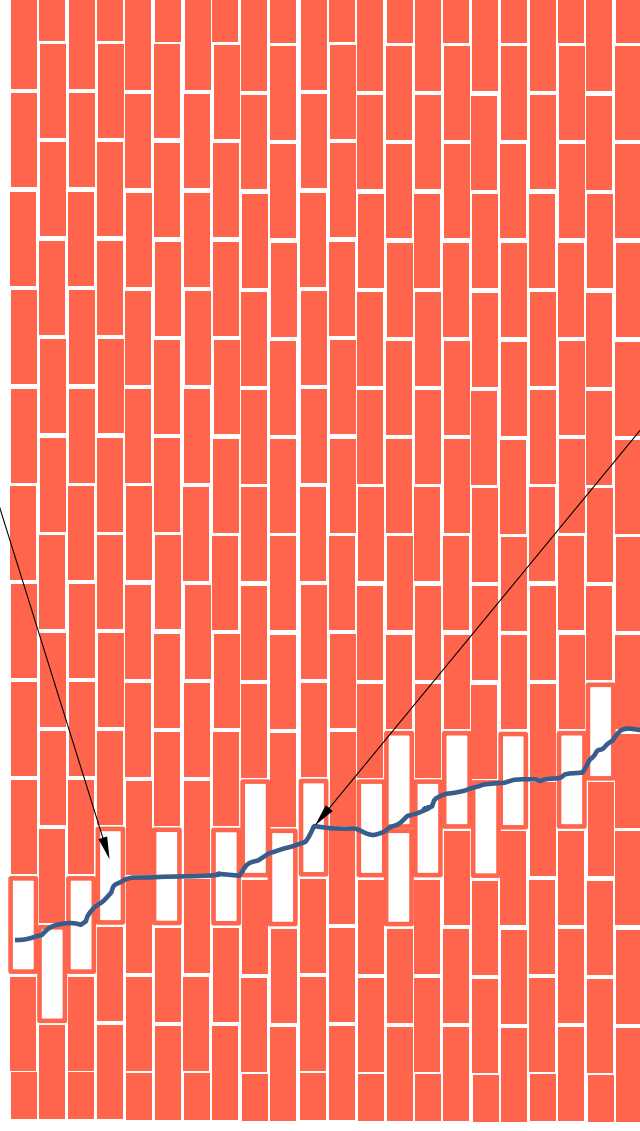
- Sustituir la fachada con un mecanismo resistente que evite caídas, anclándola a elementos estructurales competentes.
- Sustituir los elementos de cerramiento y revestimiento actuales por unos ligeros, de anclaje más fácil.

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Los paneles de fachada deben enlazarse correctamente con los elementos estructurales para evitar su desprendimiento, según la NCSE-02.
- En paramentos al descubierto de ladrillo cara vista en fachada, la fábrica debe apoyar en al menos 2/3 de su espesor en los forjados. En caso contrario, se dispondrá un elemento de soporte anclado al forjado.
- Deberá tenerse en cuenta el procedimiento adecuado de anclaje, ajustado al material correspondiente, distinguiéndose los lienzos de ladrillo macizo, de los de ladrillo hueco, etc.
- El mortero será cementoso con reactivos puzolánicos, tixotrópico y con adherencia de al menos 1,5 MPa a hormigón seco (28 días).

### DETALLES

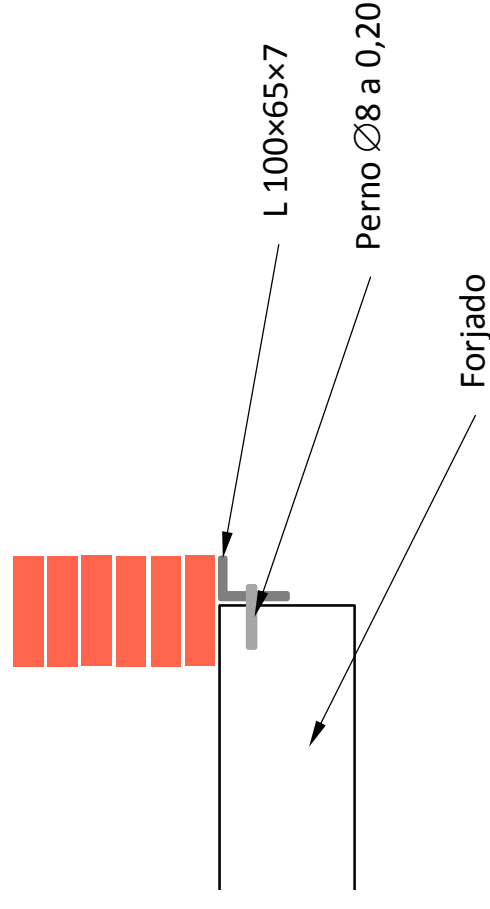
Fisura en fábrica vista



Piezas rotas eliminadas

### CAUSAS

Los movimientos verticales provocados por el sismo dan lugar a daños en cerramientos de fachada, que se fisuran o se rompen, tanto por no estar suficientemente bien conectados a la estructura del edificio, como por las propias deficiencias de la fábrica, material frágil y anisótropo.



*Nota: para completar la información, ver apartado 6.4 de la Guía metodológica*

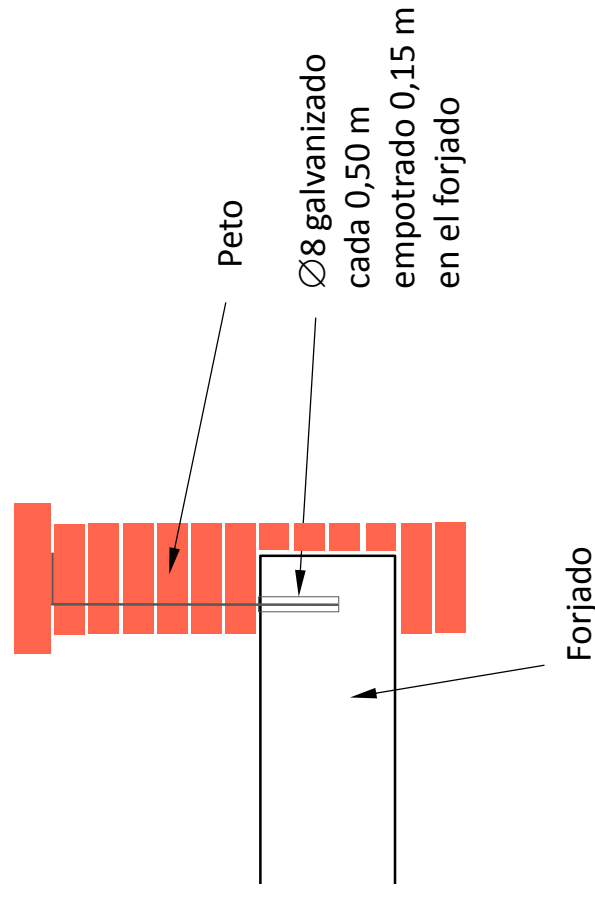
### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

Desprendimientos, roturas y grietas parapetos y antepechos. También se incluyen en esta ficha los daños producidos en las diversas instalaciones.

### FOTO



### DETALLES



### CAUSAS

La configuración de parapetos o cerramientos de fachada es muy variada en edad, tipología, aparejo y conexión a la estructura, lo que hace muy difícil establecer una clasificación sistemática de los daños. Algunos elementos no estructurales han colapsado por no estar convenientemente engarzados con la estructura del edificio.

### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Según la gravedad de los daños, se propone la reparación o reconstrucción de estos elementos, siguiendo las especificaciones técnicas que en esta ficha se detallan.

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Los elementos con borde superior libre, tales como parapetos, antepechos o chimeneas, deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad.
- Cuando la aceleración de cálculo sísmica supere el 12% de  $g$ ,  $a_c \geq 0,12g$ , los muros o petos con el borde superior libre y con más de un metro de altura, se rematarán con un encadenado de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura o a la cimentación.
- Los muros o petos con el borde superior libre y con más de 80 cm de altura deben ser rematados con un armado de coronación, disponiendo además de refuerzos verticales anclados a la estructura.
- Deberá prestarse atención al tipo de material que es preciso andlar, y las características del soporte.



### DESCRIPCIÓN DEL DAÑO

La reparación de este tipo de daños se centra en las escaleras, en las que han detectado importantes y diversos daños.

### FOTO



### CAUSAS

En algunas ocasiones, los daños detectados en las escaleras tienen su origen en una disposición incorrecta del armado o en escasas longitudes de anclaje de las barras.

### DEFINICIÓN DE LA REPARACIÓN

Ante este tipo de daños, se debe plantear la posibilidad de una demolición local del elemento afectado y reconstrucción del mismo dando cumplimiento a la normativa vigente.

Si existen sospechas de que este error de ejecución pueda repetirse sistemáticamente en el resto de escaleras del edificio o detalles de armado que no eviten el empuje al vacío, se recomienda hacer una inspección de todos aquellos elementos que puedan suponerse afectados, con el objetivo de poder proporcionar una solución general al problema común existente en todos estos elementos.

### DETALLES

Según caso.

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS