



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Evaluación estructural del aparcamiento subterráneo de la Plaza de la Reina de Valencia

Trabajo de final de grado 2017-2018

Grado en Ingeniería de Obras Públicas

- ❖ **Autor:** Diego Gimeno Ayuso
- ❖ **Tutor:** José Miguel Adam Martínez
- ❖ **Cotutor:** Alejandro Marqués Hernández
- ❖ **Convocatoria:** septiembre 2018
- ❖ **Curso:** 4º GIOP

Índice:

➤ **MEMORIA**

➤ **ANEJOS:**

- 01 ANEJO 1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.
- 02 ANEJO 2. REGISTRO DE DAÑOS.
- 03 ANEJO 3. ENSAYOS DE INFORMACIÓN.
- 04 ANEJO 4. CÁLCULOS.
- 05 ANEJO 5. PRESUPUESTO.

➤ **PLANOS:**

- 01 PLANO DE EMPLAZAMIENTO Y ACCESO.
- 02 PLANO DE LA 1º PLANTA.
- 03 PLANO DE LA 2º PLANTA.
- 04 IDENTIFICACIÓN POR SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA 1º PLANTA.
- 05 IDENTIFICACIÓN POR SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA 2º PLANTA.
- 06 REGISTRO DE DAÑOS EN FORJADOS Y VIGAS DE LA 1º PLANTA.
- 07 REGISTRO DE DAÑOS EN FORJADOS Y VIGAS DE LA 2º PLANTA.
- 08 REGISTRO DE DAÑOS EN PILARES Y VIGAS DE LA 1º PLANTA - PLANO 1.
- 09 REGISTRO DE DAÑOS EN PILARES Y VIGAS DE LA 1º PLANTA - PLANO 2.
- 10 REGISTRO DE DAÑOS EN PILARES Y VIGAS DE LA 2º PLANTA - PLANO 1.
- 11 REGISTRO DE DAÑOS EN PILARES Y VIGAS DE LA 2º PLANTA - PLANO 2.

MEMORIA

Índice:

1. INTRODUCCIÓN.
2. ANTECEDENTES.
3. OBJETIVOS.
4. VISITAS DE RECONOCIMIENTO Y REGISTRO DE DAÑOS.
5. ENSAYOS DE INFORMACIÓN.
6. INFORMACIÓN DEL PROYECTO Y EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA.
7. PROPUESTA DE ACTUACIONES FUTURAS.
8. VALORACIÓN ECONÓMICA.

1. INTRODUCCIÓN

Se solicita por parte del ayuntamiento de Valencia la “Evaluación estructural del aparcamiento subterráneo de la Plaza de la Reina de Valencia”, para ello, se han realizado visitas a la obra para su reconocimiento e inspección, seguidamente se han propuesto los ensayos de información a realizar a partir del análisis de los problemas detectados en la inspección y de las conclusiones que se han obtenido, y finalmente se proponen las actuaciones futuras junto con su valoración. A partir de la información del Proyecto del parking (que ha sido facilitada) se han efectuado los estudios necesarios y comparado los resultados del Proyecto con los resultados reales.

El aparcamiento subterráneo está situado en la Plaza de la Reina en la ciudad de Valencia.

Localización en coordenadas geográficas:

- **Latitud:** 39º 28' 27,08" N
- **Longitud:** 0º 22' 31, 8" W

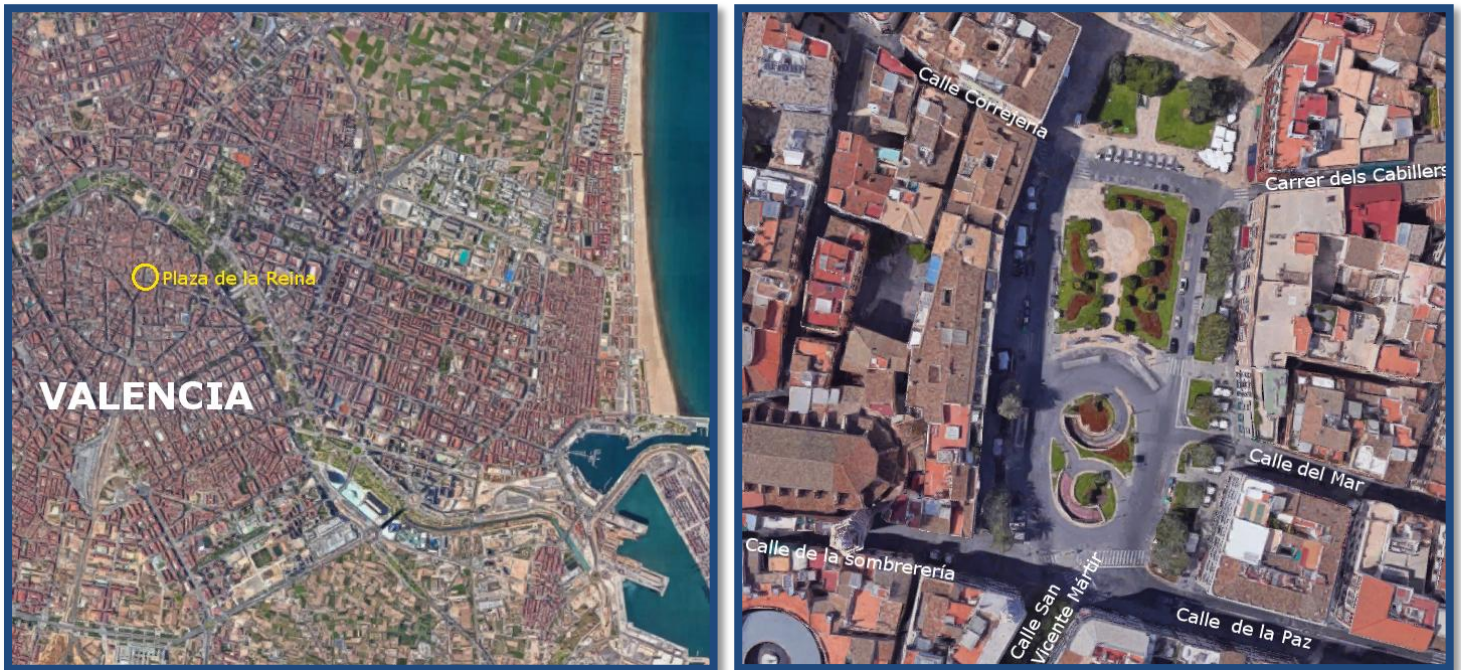


Imagen 1.1 Localización del aparcamiento (fuente: Google Maps)

2. ANTECEDENTES

A partir de las visitas al aparcamiento para la inspección del mismo y de la información disponible, se han detectado una serie de patologías y daños en la estructura que han requerido reparaciones y ensayos de información, las cuales se han podido apreciar en las visitas debido a la presencia de mortero de reparación en ciertos elementos estructurales, ya sea para reparar la estructura o para recubrir los ensayos destructivos tales como la obtención de muestras por probetas. Dichas reparaciones parecen no haberse ejecutado con suficiente detalle, pues algunas de ellas presentan deficiencias.

Se ha podido comprobar que el aparcamiento sufre de daños producidos por la presencia de humedades (sobre todo en la primera planta del parking) las cuales originan goteras que se han intentado solucionar mediante planchas metálicas que sirvan para canalizar el agua bajo las juntas de la cubierta, también hay problemas de corrosión en las armaduras de varios elementos estructurales (muy generalizado en pilares y ménsulas) quedando algunas de ellas al descubierto por la pérdida del recubrimiento. Además, se ha apreciado una falta de mantenimiento de la estructura que puede haber favorecido a la aparición de estas patologías. Todo esto coincide con la información que se dispone, la cual indica que los problemas de corrosión se deben a las humedades, y que éstas son más graves en las juntas de los forjados de cubierta de la primera planta, pudiendo deberse a una inadecuada impermeabilización o mal envejecimiento de ésta.

En cuanto a la información disponible, se han consultado los siguientes informes:

- *“Estudio Técnico, Análisis de Calidad de Materiales y Condiciones de Estabilidad, Seguridad Estructural y Durabilidad de la Estructura del Aparcamiento Subterráneo “Plaza de la Reina”, en la ciudad de Valencia”* (2016) firmado por D. Alejandro Marqués Hernández y D. Jesús Martínez Serrano.
- *“Proyecto del Aparcamiento Subterráneo “Plaza de la Reina””* (Noviembre de 1968) firmado por D. Antonio Llesa y visado por el colegio de Caminos en junio de 1971.

La normativa que se empleó en el proyecto fue la siguiente:

- **“Instrucción H.A 61”** para el hormigón armado, empleada para el cálculo y dimensionamiento del aparcamiento.
- **“American iron and steel institute”** para la consideración de las sobrecargas de uso y explotación de la estructura.
- **“Pliego de condiciones de conglomerantes hidráulicos PCCH-64”** en el que se describe el cemento Portland a emplear.
- **“Norma UNE 7050”** para la definición de los tamices para la clasificación del árido.
- Cabe destacar que en 1971 ya estaba en vigor la **“Instrucción para el Proyecto y la Construcción de Obras de Hormigón en Masa o Armado, EH-68”**.

3. OBJETIVOS

El objetivo principal de este informe consiste en determinar, clasificar, analizar, reparar y valorar los daños y patologías que padece la estructura. Para ello se han tenido en cuenta los siguientes procedimientos:

- **Inspección visual del emplazamiento:** el objetivo es conocer el estado actual de la estructura, mediante un reportaje fotográfico que permita medir los daños para el posterior análisis de éstos. La inspección también permite conocer en qué posición exacta se encuentran los elementos dañados.
- **Estudio de las patologías detectadas en la inspección:** mediante una descripción de cada una de las fotografías tomadas se llega a conocer con mayor exactitud los tipos de patologías presentes en la estructura. Esto permite realizar un análisis de los daños, de este modo se pueden clasificar, determinar el origen de los mismos y las consecuencias que pueden tener en la estructura.
- **Ensayos de los elementos estructurales:** con el objetivo de aportar más información sobre las patologías y determinar la calidad y resistencia de los materiales. Los resultados de los ensayos repercuten en la toma de decisiones para las actuaciones de reparación y rehabilitación de la estructura.
- **Evaluación de la estructura:** permite averiguar el grado en el que los elementos estructurales resisten las cargas aplicadas en la estructura. En este apartado se comprueba si la estructura cumple con las normativas actuales. Por lo tanto, también influye en la toma de decisiones de las actuaciones futuras.
- **Propuesta de actuaciones y valoración económica:** su objetivo es plantear las posibles reparaciones que se pueden realizar en los elementos estructurales para la reparación, refuerzo y rehabilitación del aparcamiento, así como su coste económico aproximado.

4. VISITAS DE RECONOCIMIENTO Y REGISTRO DE DAÑOS

Con la información que se ha recopilado y junto con las inspecciones realizadas en cada una de las visitas a la obra se ha determinado que los daños que sufre la estructura son principalmente por las humedades, la carbonatación, la corrosión, una inadecuada ejecución de los elementos estructurales y un mantenimiento deficiente. Todos estos fenómenos se han desarrollado por diversas causas que se explicarán a continuación, así como la consecuencia de éstos sobre los elementos estructurales.

Como dato a considerar, es conveniente saber que llovió en la ciudad de Valencia durante las noches anteriores a las dos visitas que se realizaron para fotografiar los daños, por lo que los daños por humedades han sido más fáciles de detectar.

-4.1 Humedades en los forjados, las vigas, los pilares y muros de la primera planta:

En el forjado de cubierta de la primera planta se han detectado los mayores problemas de humedades, donde casi la totalidad de las naves en las que está dividida la planta presentan estos problemas. La aparición de las humedades se debe al paso del agua por las juntas del forjado debido a que el drenaje superficial no está correctamente impermeabilizado, deteriorando el forjado, los pilares, las ménsulas, los muros y las vigas (aunque el daño en estas últimas es mucho menor, puntual y se concentra en la junta).



Fotografías 4.1 y 4.2 Humedades en las juntas del forjado y en los pilares (fuente: elaboración propia).

Como se ha detectado en la inspección, el hormigón posee cierta porosidad y es muy común la presencia de coqueras en los elementos estructurales, por lo que este problema, junto con la inadecuada impermeabilización de las juntas, facilita la filtración de las humedades y los ataques de agentes externos, llegando a producir que algunos tramos de los pilares estén completamente saturados de agua.



Fotografías 4.3 y 4.4 Viga y pilar afectados gravemente por la humedad (fuente: elaboración propia).

En los muros perimetrales de hormigón en masa también se han detectado humedades (aunque son puntuales). Todo indica que han sido provocadas por el mismo motivo que en los forjados, por la filtración de agua entre las juntas del forjado y el muro.



Fotografía 4.5 muro perimetral con humedad (fuente: elaboración propia).

Como consecuencia, las humedades junto con la porosidad favorecen la corrosión de las armaduras de los elementos estructurales afectados (forjados, pilares y vigas en menor medida), además de que prácticamente en la totalidad de las zonas afectadas se produce el desprendimiento de la capa de pintura y la aparición de oquedades llenas de aire en el interior. La humedad también viene acompañada de aparición de cal y goteras.

-4.2 Humedades en los forjados, las vigas, los pilares y muros de la segunda planta:

En la segunda planta los daños por humedades son menores, ya que éstas sólo se originan por el mal drenaje de la primera planta, permitiendo el paso de las humedades por las juntas de los forjados y de las vigas transversales, además de que algunas cañerías están desalineadas o sueltas, lo que produce que haya fugas que acaban afectando seriamente a la estructura.

Los daños principalmente se producen en los pilares, las vigas transversales, los forjados y en los muros perimetrales, y son favorecidos por la alta porosidad del hormigón.



Fotografías 4.6 y 4.7 Humedades en las juntas del forjado y en los muros (fuente: elaboración propia).

Las consecuencias son las mismas que se han especificado en el apartado 4.1, es decir, la aparición de corrosión en el armado, la caída de la capa de pintura y la formación de goteras y depósitos de cal.

-4.3 Carbonatación:

La carbonatación es un fenómeno muy presente, ya que la estructura tiene casi 50 años. Se produce cuando el CO_2 de la atmósfera reacciona con el hidróxido cálcico del hormigón, produciendo una disminución del PH y eliminando la capa pasivante de la armadura, dejándola desprotegida.

-4.4 Corrosión:

La corrosión aparece en las armaduras afectadas por la humedad y es influenciada por la carbonatación y la porosidad del hormigón, que facilitan el ataque de los agentes externos. La corrosión provoca el aumento del volumen de las armaduras, produciendo la rotura del escaso recubrimiento que se dispone, y dejando al descubierto las armaduras de manera que éstas quedan expuestas a los agentes externos con mayor facilidad. La corrosión también produce la pérdida del corrugado de las armaduras, lo que puede provocar problemas en la adherencia y la transmisión de esfuerzos del acero al hormigón.

-4.5 Problemas derivados de una inadecuada ejecución de los elementos estructurales:

- **Falta de recubrimiento:** en una gran cantidad de pilares y ménsulas se pueden detectar fisuras y desprendimientos del hormigón en las esquinas, que casi en la totalidad de las ocasiones dejan a la vista el armado. Esto es debido a la falta de recubrimiento más la acción de la corrosión sobre las armaduras, ya que se ha podido comprobar que en algunos pilares el recubrimiento no cumplía con el mínimo de la época para estructuras situadas en zonas con ambientes no agresivos (20 milímetros).
- **Presencia de coqueas:** como consecuencia de un mal vibrado del hormigón, provocando una mayor porosidad y favoreciendo la carbonatación y el paso de la humedad y agentes externos.

Una vez identificados los daños que padece la estructura se procede a describir las zonas afectadas:

MÉNSULAS Y PILARES:

Los daños son muy similares en todos aquellos que presentan humedades. No obstante, el grado de daño depende de la planta en la que se encuentren, así como en la alineación de pilares. Los pilares y ménsulas más dañados se encuentran en la mitad norte de la estructura, sobretodo en la primera planta, donde se distinguen manchas de humedad acompañadas de fisuras que siguen la dirección del armado, además de desprendimientos del recubrimiento y de la capa de pintura, dejando a la vista el armado en las esquinas de las ménsulas y pilares. Esto es muy probable que se deba a la corrosión del armado, que influenciado por el paso de los agentes externos y la humedad provoca que las armaduras aumenten su volumen y acaben fisurando y rompiendo el recubrimiento. Las armaduras que quedan expuestas presentan pérdidas de sección y algunas de las barras corrugadas han perdido las corrugas.



Fotografías 4.8 y 4.9 Pérdida de recubrimiento en las ménsulas y pilares (fuente: elaboración propia).

Esto no quiere decir que en el resto de pilares no haya pérdida de recubrimiento (de hecho es una patología muy común) pero es cierto que los elementos estructurales que la padecen se encuentran principalmente en dicha zona.



Fotografías 4.10, 4.11 y 4.12 Pérdida de recubrimiento y fisuras en las esquinas de las ménsulas y pilares (fuente: elaboración propia).

Cabe mencionar que cuando se realizó la inspección, tanto en las zonas de la primera como de la segunda planta donde el árido y las armaduras quedan a la vista, se pudo apreciar una coloración oscura en el árido y cierto brillo en algunas armaduras, indicando la presencia de agua. Además, de que en algunas fisuras de los pilares y ménsulas discurrían gotas de agua que salían al exterior.

FORJADOS Y VIGAS:

El grado de daños es mucho menor que en las ménsulas y pilares, concentrándose éstos generalmente en las juntas situadas sobre los apoyos, que vienen producidos por el paso de la humedad. Como es de esperar, los daños son mayores en los forjados de la cubierta (situados en la primera planta), debido a la filtración del agua de la superficie de la plaza. Por otra parte, en el techo de la segunda planta también hay daños por humedad significativos aunque éstos son más localizados (fugas de agua de las tuberías).



Fotografías 4.13 y 4.14 Humedades en las juntas del forjado de la primera y segunda planta respectivamente (fuente: elaboración propia).

En cuanto a las vigas, apenas hay daños y se concentran en las juntas sobre los pilares debido al paso de la humedad. No obstante, las vigas transversales de atado de la segunda planta presentan manchas de humedad importantes debido a la forma en la que se han resuelto las juntas.



Fotografía 4.15 humedades en las vigas de atado (fuente: elaboración propia).

Como consecuencia de las humedades, algunas vigas y forjados tienen manchas de color anaranjado que pueden indicar presencia de corrosión en las armaduras próximas a las humedades. También se produce un desprendimiento de la capa de pintura.

MUROS PERIMETRALES:

Los daños presentes son puntuales, debidos al paso de la humedad por las juntas del forjado o por las fugas de agua de las cañerías (en el caso de la segunda planta). La humedad produce la caída de la capa de pintura en las zonas afectadas y no causa daños de corrosión en los muros debido a que son de hormigón en masa (excepto en las ménsulas).

RAMPAS:

Las rampas presentan daños en forma de fisuras y humedades que se propagan por el forjado de éstas. En la inspección se ha podido ver que se han colocado vigas de acero bajo las losas de las rampas (no consideradas en el proyecto), lo que puede indicar que la capacidad resistente de las rampas se ha visto afectada por el paso del tiempo y por los daños causados por las humedades y agentes externos. Los muros de las rampas padecen un problema de humedades en la junta del forjado.



Fotografía 4.16 fisuras y vigas de acero en las rampas (fuente: elaboración propia).

PAVIMENTO:

El pavimento de las dos plantas muestra daños producidos por una falta de mantenimiento. Tales como la pérdida de la capa de rodadura debida al paso de los vehículos y a la formación de acumulaciones de agua debido a las goteras del forjado.



Fotografías 4.17 y 4.18 Daños en el pavimento (fuente: elaboración propia).

Cabe destacar que en las ménsulas, pilares, forjados y muros más afectados por las humedades se han intentado ocultar estos problemas mediante chapas metálicas, que en algunos de los casos tienen la función de canalizar el agua al sistema de drenaje. A continuación se muestran algunos ejemplos:



Fotografías 4.19, 4.20 y 4.21 Chapas metálicas ocultando las humedades (fuente: elaboración propia).

5. ENSAYOS DE INFORMACIÓN

5.1 Ensayo de Ultrasonidos (END):

Se han realizado 67 ensayos en vigas y pilares, de los cuales 64 corresponden a elementos estructurales diferentes. Este ensayo se basa en la determinación de la velocidad de propagación de ondas longitudinales ultrasónicas a través del hormigón, siendo un hormigón de mayor calidad cuando mayor sea la velocidad de propagación.

Tabla 5. Clasificación de Calidad del Hormigón

Velocidad propagación (m/seg)	Calidad del hormigón
> 4.500	Excelente
3.500 a 4.500	Bueno
3.000 a 3.500	Aceptable
2.000 a 3.000	Deficiente
< 2.000	Muy deficiente

Fuente: Atomic Energy Agency, 2002

Tabla 5.1.1 Clasificación de la calidad del hormigón (fuente: Atomic Energy Agency).

Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

Pilares			
V _{mín.}	3460	Media	3878,93
V _{máx.}	4244		

Vigas			
V _{mín.}	2966	Media	3795,65
V _{máx.}	4322		

Vigas y Pilares			
V _{mín.}	2966	Media	3835,99
V _{máx.}	4322		
Des. Típica (σ)	260,47	Coef. Variación	6,79

Tabla 5.1.2 Resultados de los ultrasonidos (fuente: elaboración propia).

Según la tabla 5.1.1 de "Clasificación de Calidad del hormigón" la calidad del hormigón en general es **buena**, no obstante hay zonas donde es deficiente (VIGAS 53-48) pero se han vuelto a ensayar y se ha obtenido un valor bueno. Sin embargo, para mayor seguridad se ha considerado el más restrictivo.

En el gráfico siguiente se puede observar que la calidad del hormigón es buena en gran parte de los elementos ensayados y aceptable en una pequeña parte de éstos.

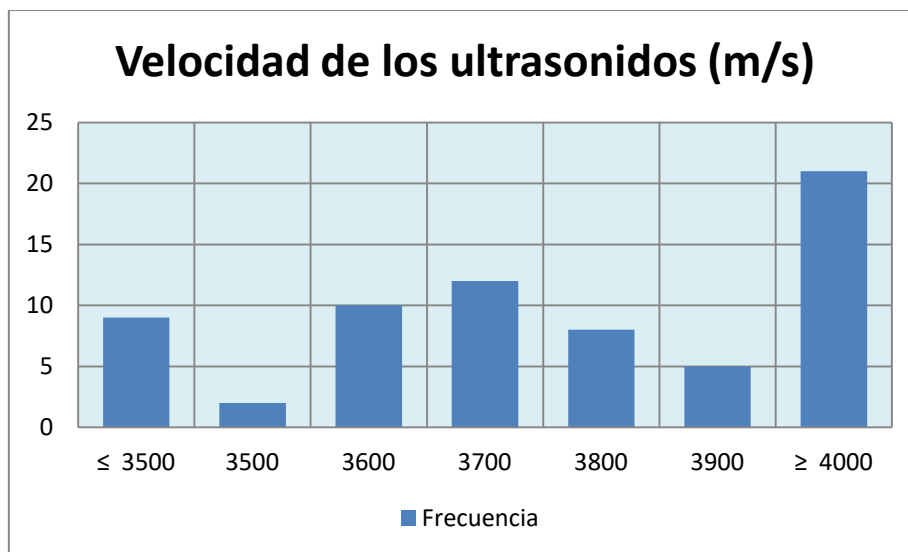


Gráfico 5.1.1 Resultados de los ultrasonidos (fuente: elaboración propia).

En conclusión, si se desprecia que tan sólo hay un valor considerado "deficiente" en las vigas ensayadas, los resultados de los pilares y de las vigas son muy similares.

5.2 Resistencia a compresión de los testigos de hormigón (ED):

En este ensayo se han extraído 25 probetas testigo de 18 centímetros de longitud y diámetros de 9,40 centímetros aproximadamente, de manera que prácticamente todos los testigos tienen una esbeltez ≥ 2 . Procedentes de los pilares, vigas y muros de ambas plantas y se han ensayado a rotura por compresión mediante una prensa SUZPECAR CME-200.

Como se han ensayado probetas testigo, será necesario multiplicar la resistencia obtenida por un coeficiente de valor 1,1 tal y como recomienda la Comisión Permanente del Hormigón (CPH), para así poder compararlas con las probetas moldeadas, ya que las condiciones de ejecución de estas últimas son mucho mejores que las procedentes de la obra. Realizado esto se obtienen los siguientes resultados:

Pilares (12) (MPa)			
Rcmín.	13,72	Media	19,96
Rcmáx.	24,15		
Des. Típica (σ)	2,98	Coef. Variación	14,91

Vigas (10) (MPa)			
Rcmín.	17,48	Media	24,03
Rcmáx.	30,06		
Des. Típica (σ)	3,93	Coef. Variación	16,35

Muros (3) (MPa)			
Rcmín.	8,79	Media	17,52
Rcmáx.	23,38		
Des. Típica (σ)	7,70	Coef. Variación	43,98

Total (25) (MPa)			
Rcmín.	8,79	Media	21,10
Rcmáx.	33,40		
Des. Típica (σ)	4,54	Coef. Variación	21,50

Tabla 5.2.1 Resultados del ensayo a compresión (fuente: elaboración propia).

Los resultados obtenidos demuestran que la resistencia del hormigón de los pilares y vigas son más homogéneas, mientras que la resistencia en los muros varía mucho más, tal y como indican los coeficientes de variación. Esto se debe a que en los muros se han tomado menos ensayos.

En cuanto a las resistencias en sí, si se comparan con las características resistentes de los materiales consideradas en el proyecto, donde se considera una resistencia del hormigón para pilares, vigas y forjados de $R_k=210 \text{ Kg/cm}^2$ (20,60 MPa) y otra resistencia de 140 Kg/cm^2 (13,73 MPa) para los elementos de hormigón en masa (muros), en algunos elementos estructurales no se cumpliría con la condición impuesta. En cambio, si se aplicara el coeficiente de minoración del proyecto ($C_{\text{minoración}}=1,60$) todos los resultados cumplirían.

En el gráfico 5.2.1 que se muestra a continuación, se indican las resistencias a compresión obtenidas para las probetas testigo ensayadas. Como se puede apreciar, el gráfico sigue una distribución normal, formando una campana de Gauss algo asimétrica.

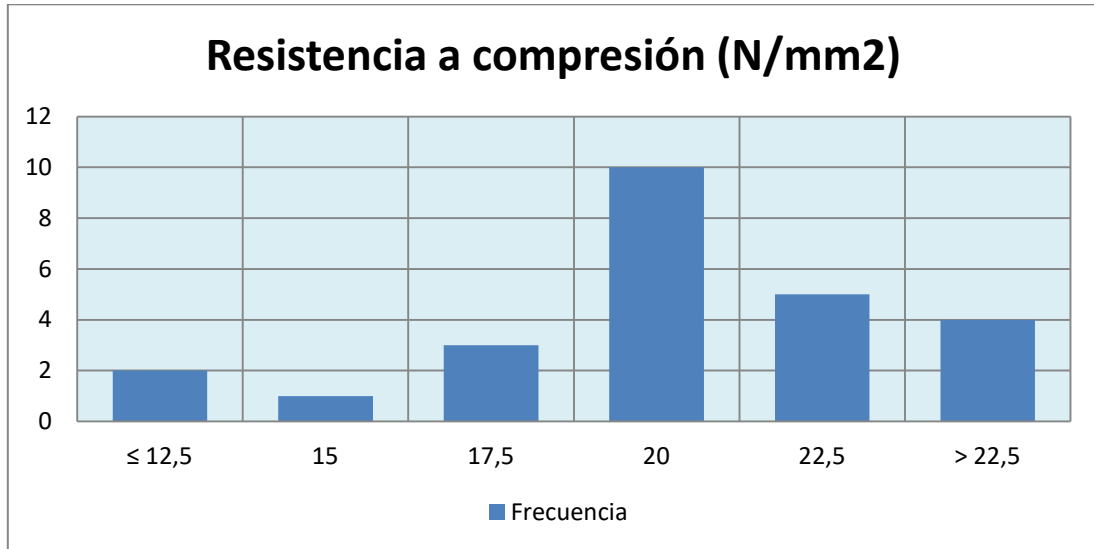


Gráfico 5.2.1 Resultados del ensayo a compresión (fuente: elaboración propia).

Considerando los coeficientes de variación de vigas y pilares, ya que son los elementos más ensayados y que por lo tanto pueden dar un resultado más preciso, se tiene un hormigón de una **calidad buena a aceptable**.

5.3 Determinación del grado de carbonatación:

Se determina la profundidad de carbonatación en pilares, vigas y muros de las dos plantas del aparcamiento mediante la aplicación de fenolftaleína a las probetas extraídas, obteniéndose los siguientes resultados:

Pilares (12) (mm)			
Carb. mín.	15,00	Media	37,83
Carb. máx.	60,00		

Vigas (10) (mm)			
Carb. mín.	5,00	Media	38,10
Carb. máx.	55,00		

Muros (3) (mm)			
Carb. mín.	30,00	Media	42,67
Carb. máx.	60,00		

Total (25) (mm)			
Carb. mín.	5,00	Media	38,52
Carb. máx.	60,00		

Tabla 5.3.1 Resultados de la profundidad de carbonatación (fuente: elaboración propia).

Se aprecia como la profundidad de carbonatación es similar en vigas y pilares y algo más alta en los muros (que es causado por los pocos ensayos realizados en los muros).

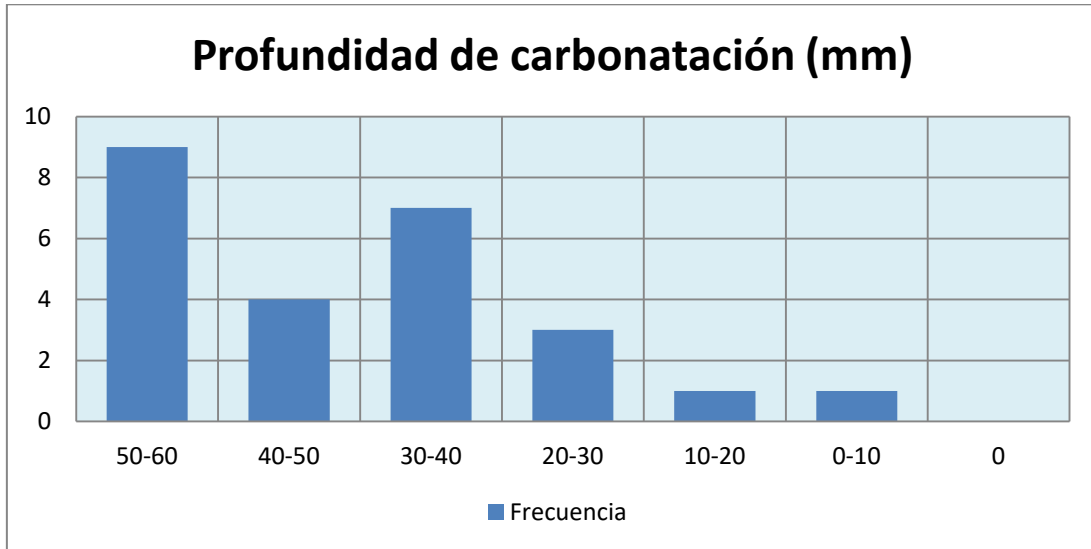


Gráfico 5.3.1 Resultados de la profundidad de carbonatación (fuente: elaboración propia).

Como indica el gráfico 5.3.1 la profundidad de carbonatación se encuentra entre 50 a 60 milímetros en 9 de las 25 probetas ensayadas, lo que indica que, en las zonas donde se emplee recubrimientos menores a los 50-60 milímetros, la carbonatación habrá eliminado la capa pasivante que envuelve las armaduras, dejándola desprotegida y favoreciendo el ataque de agentes externos y la corrosión.

Es muy probable que las armaduras hayan quedado desprotegidas para aquellos elementos donde se haya considerado el recubrimiento mínimo de 20 milímetros que recomienda la EH-68 para estructuras no expuestas a ambientes agresivos con parámetros a la intemperie (caso del aparcamiento).

En conclusión, el grado de carbonatación obtenido en los ensayos es alto debido a la edad del hormigón, las fisuras y el escaso recubrimiento empleado en algunos elementos estructurales (que a veces no llegan a cumplir el mínimo impuesto por la EH-68). Por lo que es un valor **normal para una estructura de los años 70, pero inadecuado para el recubrimiento mínimo considerado.**

56.4 Presencia de cloruros:

Se han ensayado dos muestras, una sobre un pilar de la segunda planta y otra sobre la losa de la primera planta, cada una a tres profundidades diferentes (0, 5, 10 centímetros), dando valores que tienden a disminuir con la profundidad en la muestra de la losa y unos valores que apenas varían en la muestra del pilar.

Pilares (1)			
Clor. mín.	0,021	Media	0,02
Clor. máx.	0,025		

Losas (1)			
Clor. mín.	0,013	Media	0,017
Clor. máx.	0,025		

Total			
Clor. mín.	0,013	Media	0,020
Clor. máx.	0,025		

Tabla 5.4.1 Contenido de cloruros respecto al % en peso del hormigón (fuente: elaboración propia).

La EHE-08 indica un máximo de contenido de cloruros respecto al porcentaje en peso del cemento de 0,40%, por lo que ha sido necesario realizar una conversión de los valores obtenidos para poder compararlo con el límite impuesto por la EHE-08. Para ello se ha considerado la dosificación del hormigón indicada en el proyecto, en la cual se exige una cantidad de cemento para elementos normales armados de $300 \text{ Kg/m}^3 \leq x \leq 400 \text{ Kg/m}^3$, por lo que el contenido en cemento será de 350 Kg/m^3 . Seguidamente, siguiendo lo indicado en la EHE-08, se ha obtenido la concentración de cloruros expresada en porcentaje de peso de cemento, dando los siguientes resultados:

Respecto al % de peso en el cemento			
Pilares (1)			
Clor. mín.	0,138	Media	0,146
Clor. máx.	0,164		

Respecto al % de peso en el cemento			
Losas (1)			
Clor. mín.	0,085	Media	0,111
Clor. máx.	0,164		

Respecto al % de peso en el cemento			
Total			
Clor. mín.	0,085	Media	0,1314
Clor. máx.	0,164		

Tabla 5.4.2 Contenido de cloruros respecto al % en peso del cemento (fuente: elaboración propia).

Como indica la *tabla 5.4.2* el contenido de cloruros en el hormigón respecto al porcentaje en peso del cemento es menor al límite de 0,40%, por lo que los cloruros **no causan ningún daño al armado** de los elementos estructurales estudiados.

5.5 Porosidad:

En este ensayo se han obtenido muestras de un pilar de la primera planta y una muestra de una viga y de un muro de la segunda planta.

Total porosidad (%) (3)			
Pmín.	7,80	Media	10,30
Pmáx.	12,30		

Tabla 5.5.1 Porcentaje de porosidad (fuente: elaboración propia).

La porosidad que se muestra en los resultados se encuentra entre el 10% y el 15% por lo que es un **hormigón aceptablemente compacto pero permeable**, no adecuado para ambientes agresivos, por lo tanto, al ser permeable favorece el paso de humedades y agentes externos que pueden dañar al armado, así que esta porosidad tiene un **efecto desfavorable sobre las armaduras**.

5.6 Potencial de corrosión:

El potencial de corrosión se ha podido medir gracias al empleo de un milivoltímetro que puede obtener la diferencia de potencial entre el polo negativo conectado a un electrodo de referencia que se coloca en la superficie del elemento estructural de hormigón y el polo positivo que se conecta a las armaduras. Se realizaron 23 catas de las cuales se obtuvieron los resultados de 18:

Total (mV Cu/Cu SO4) (18)			
Pmín.	-460,00	Media	-228,61
Pmáx.	-21,00		

Tabla 5.6.1 Potencial de corrosión (fuente: elaboración propia).

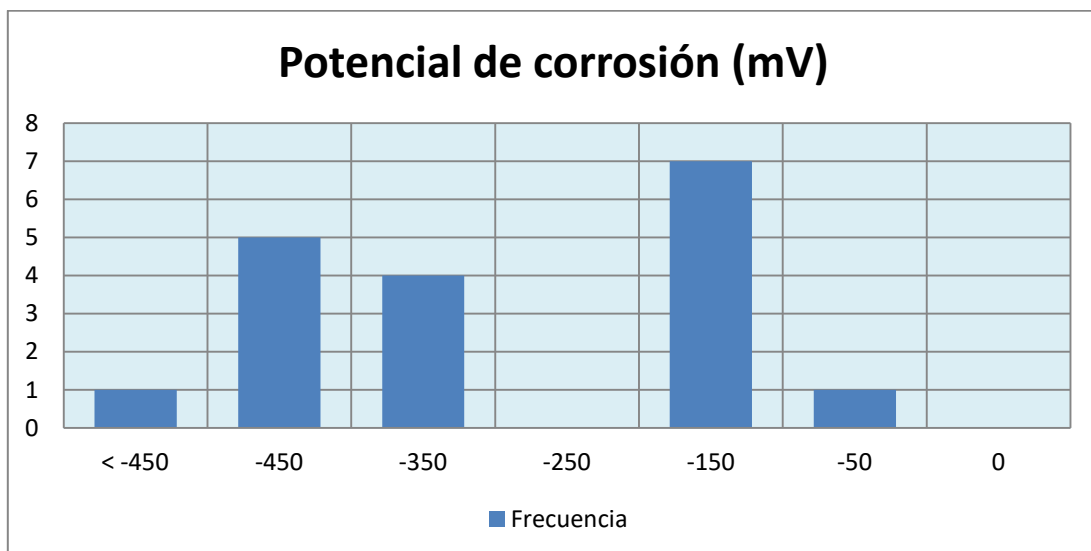


Gráfico 5.6.1 Potencial de corrosión en relación a las catas (fuente: elaboración propia).

En la *tabla 5.6.1* se puede ver que la media del potencial de corrosión es de -228,61, lo que significa un riesgo de corrosión moderado. Por otra parte, si se hace una clasificación de todos los resultados obtenidos se tiene una idea más precisa del riesgo de corrosión de las armaduras.

E_{corr} (mV)	Riesgo de corrosión	% de las catas
> -200	Bajo (5%)	44,44
$-200 \geq x \geq -350$	Moderado (50%)	22,22
< -350	Elevado (90%)	33,33

Tabla 5.6.2 Clasificación por riesgo de corrosión (fuente: elaboración propia).

Como se detalla en la tabla 5.6.2, el 44,44% de las catas tienen un riesgo de corrosión bajo pero el 33,33% de las catas presentan un riesgo elevado por lo que los resultados obtenidos **no son del todo favorables**. No obstante, la precisión de este método depende del grado de humedad, la carbonatación, la presencia de fisuras, el recubrimiento y otras variables. Por lo que sus resultados son sólo informativos.

Comparando los resultados de las calcatas realizadas con su posición se llega a la conclusión de que las zonas con más riesgo de corrosión se encuentran en las catas realizadas en los pilares (sobre todo los de la primera planta) y en zonas donde se ha comprobado la existencia de humedades e incluso pérdida de recubrimiento, habiendo menor riesgo en las vigas longitudinales.

5.7 Calidad del acero:

Para ello se han extraído dos barras de 12 mm de diámetro (forjado F-9 de la segunda planta) y una barra de 8 mm (forjado F-8 de la segunda planta) procedentes del armado longitudinal, a las cuales se les han realizado un ensayo mecánico para conocer su resistencia a tracción y otro químico con el fin de conocer la composición de los aleantes y el contenido en carbono equivalente del acero.

5.7.1 ENSAYO DE TRACCIÓN:

Al ensayar las barras mencionadas se han obtenido valores del límite elástico de 488 MPa a 598 MPa y se han alcanzado unas resistencias a la tracción de 669 MPa a 758 MPa, lo que indica que la calidad del acero en cuanto a la resistencia a tracción es la misma que se consideró en el proyecto, es decir, se trata de un acero **AE-46 N** de límite elástico de $f_{yk} = 4600 \text{ kg/cm}^2$ (452 MPa).

DENOMINACION	ENSAYO DE TRACCION Valores mínimos			
	f_y kp/cm ² (N/mm ²)	f_s kp/cm ² (N/mm ²)	A % Lo=5d	f_s/f_y (3)
AE 42 N	4200 (412)	5500 (539)	18	1,25
AE 42 F	4200 (412)	5000 (490)	12	1,10
AE 46 N	4600 (452)	6000 (588)	16	1,25
AE 46 F	4600 (452)	5500 (539)	11	1,10
AE 50 N	5000 (490)	6500 (637)	14	1,20

Tabla 5.7.1 Características mecánicas (fuente: <http://www.carreteros.org>).

El ensayo de tracción también ha permitido obtener el alargamiento en rotura, y éste ha sido del 6% al 5%, tal y como se exige en el proyecto (no debe ser <4%).

Respecto al coeficiente de seguridad del acero, la EHE-08 indica que para la situación estudiada el coeficiente debe ser $\gamma_s=1,15$, no obstante, en el proyecto se especifica un coeficiente de minoración $C_{\text{Minoración}}=1,20$ el cual es más restrictivo.

Como solamente se han ensayado unas pocas muestras debido a la dificultad que supone ensayar el resto de barras ($\varnothing 16$, $\varnothing 25$, $\varnothing 32$) y ya que es de suponer que barras de tal magnitud pueden tener una mayor variabilidad del acero laminado, se ha llegado a la conclusión de que el coeficiente de minoración de la resistencia del acero más adecuado es el designado en el proyecto, es decir, $\gamma_s=1,20$.

5.7.2 ANÁLISIS QUÍMICO:

Se han realizado ensayos mediante espectrofotometría de emisión por chispa en las dos muestras de acero de diferente diámetro, obteniéndose los siguientes resultados:

-En ambas el contenido en carbono equivalente (CEV) es 0,528%, lo que indica que es mayor al 0,38% pero menor al 1,0% por lo que el acero necesita precalentamiento y se tiene que soldar con precaución. El carbono equivalente se ha obtenido aplicando la siguiente fórmula definida en la EHE-08:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

Es importante mencionar que, según la AWS (*American Welding Society*), el acero cuyo contenido en carbono equivalente sea mayor al 0,40% tendrá riesgo potencial de agrietamiento en la zona afectada debido al calor en los bordes de corte y las soldaduras, por eso mismo requiere ser soldado con precaución.

-Con respecto al contenido en azufre (S), fósforo (P) y cobre (Cu), las dos muestras cumplen con los límites establecidos en la EHE-08.

En conclusión, dado a que el CEV es mayor al 0,40% no se pueden realizar soldaduras por procesos convencionales tales como la soldadura manual con electrodo revestido (SMAW), por ello se deberán realizar soldaduras que garanticen mayor calidad y precisión, tales como las soldaduras de tungsteno y gas inerte (TIG o GTAW).

5.8 Comparación de los resultados de ensayos de ultrasonidos (END) con la resistencia a compresión del hormigón (ED):

A partir de los valores obtenidos en los ensayos de ultrasonidos y de la resistencia a compresión de los testigos se ha realizado una comparación de los resultados en aquellos elementos estructurales donde se han efectuado los dos ensayos.

Para ello, se ha elaborado un gráfico de dispersión en el que se indican ambos resultados y que sirve para hacerse una idea de la dependencia que existe entre la velocidad de propagación de las ondas de ultrasonidos en el hormigón y de la resistencia a compresión de éste.

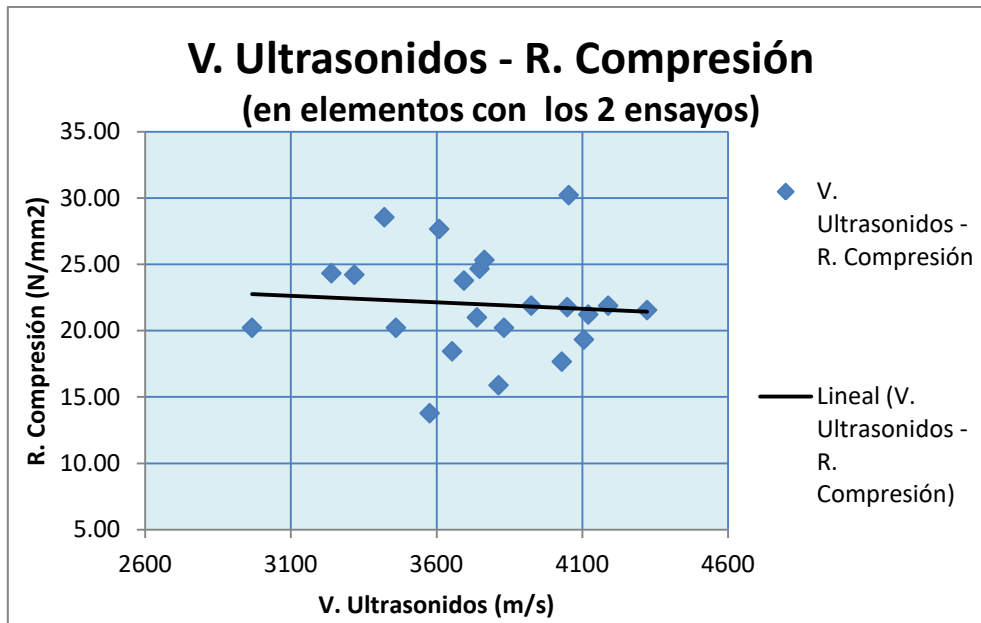


Gráfico 5.8.1 Gráfico de dispersión en todos los elementos estructurales ensayados (fuente: elaboración propia).

Como se aprecia en el gráfico 5.8.1 los resultados de los ultrasonidos varían independientemente de la resistencia a compresión obtenida para los elementos estructurales ensayados, pues en algunos casos la velocidad de propagación es la misma para dos resistencias muy diferentes.

Para asegurarse de que la dependencia entre ambos resultados es muy baja se ha calculado el coeficiente de correlación (r) de las resistencias y velocidades, dando un valor de $r = -0,084$. Esto indica que la correlación es negativa, pero dado a su valor tan próximo a 0 este hecho no se tiene en cuenta. Por el mismo motivo también se puede afirmar que no hay una relación lineal entre ambos ensayos, por lo que se verifica lo obtenido en el gráfico. Además de que el coeficiente de determinación (r^2) es prácticamente nulo ($r^2 = 0,00709$), lo que indica que apenas hay dependencia (el resultado ideal sería 1).

Para conocer con más detalle estos resultados, se han analizado los pilares y vigas por separado:

5.8.1 PILARES:

En los pilares se aprecia una ligera relación entre los dos ensayos, no obstante ésta es muy pequeña y se siguen dando valores de resistencia a compresión muy diferentes para una misma velocidad de propagación.

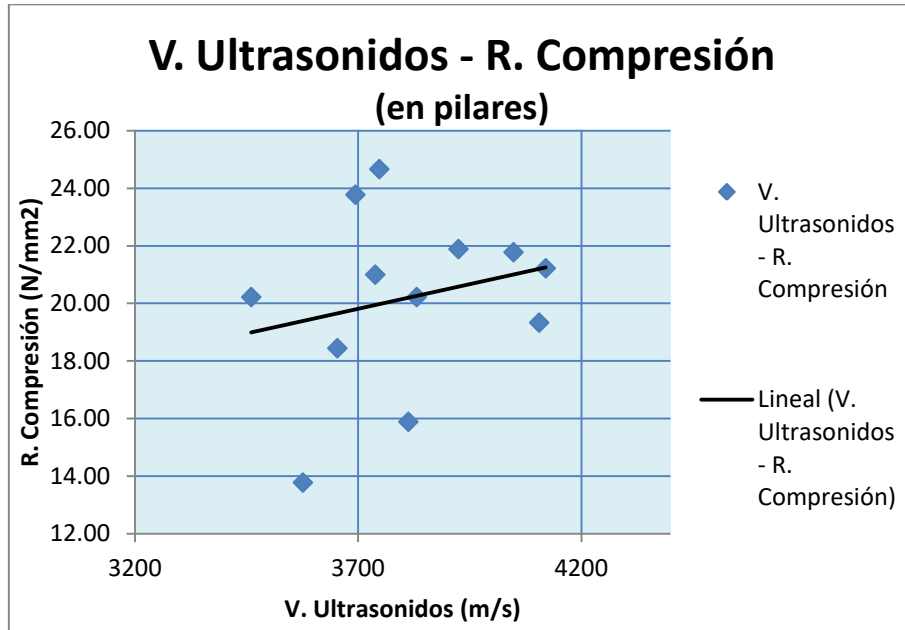


Gráfico 5.8.2 Gráfico de dispersión en los pilares ensayados (fuente: elaboración propia).

Se ha obtenido el coeficiente de correlación (r) dando un valor de $r = 0,254$, por lo que la correlación es positiva aunque el valor está muy próximo a 0. No obstante esto puede indicar que hay cierta relación entre la velocidad de propagación y la resistencia, y al ser positiva existe una ligera dependencia a que los valores de los ultrasonidos aumenten con la resistencia de los testigos. En cuanto al coeficiente de determinación (r^2), su valor es de 0,064, algo más próximo a la unidad pero sigue pudiéndose considerar como nulo.

5.8.2 VIGAS:

Respecto a las vigas los valores son mucho más dispersos que en pilares, demostrando una dependencia entre ambos ensayos casi inexistente.

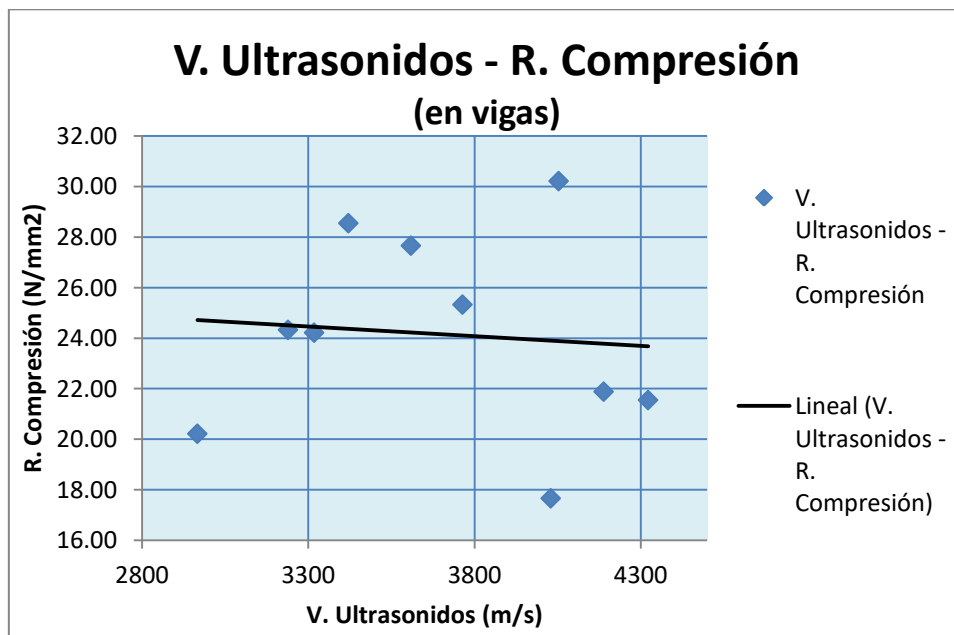


Gráfico 5.8.3 Gráfico de dispersión en las vigas ensayadas (fuente: elaboración propia).

El coeficiente de correlación (r) para este caso es muy bajo ($r = -0,092$) por lo que no existe una relación lineal. Además de que el coeficiente de determinación (r^2) es prácticamente 0, demostrando que no hay una dependencia entre los dos valores.

Como conclusión, los valores de los ensayos de ultrasonidos y de las probetas testigo no concuerdan debido al estado del hormigón, pues su antigüedad es un factor muy importante que genera resultados más imprecisos con el paso del tiempo, además de que los ultrasonidos se ven influenciados por la presencia de coqueras y fisuras, así como de la existencia de armaduras y del tamaño de los áridos que forman el hormigón, dando unos resultados poco fiables. También se debe considerar la manera de transmitir las ondas, ya que en las vigas no se puede realizar de forma directa porque sus formas lo impiden (son más anchas arriba que abajo, generando una inclinación en los laterales de las vigas).

6. INFORMACIÓN DEL PROYECTO Y EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA

6.1 Introducción:

Según el CTE-DB-SE se indica que no es recomendable el empleo directo de las normas y exigencias que aparecen en el Código Técnico en la evaluación de edificios existentes que se han construido teniendo en cuenta las normativas de su época. Ya que la normativa actual es generalmente más desfavorable a la hora de evaluar una estructura, dando resultados inaceptables para estructuras que sí que cumplían con la normativa con la que se ejecutaron.

De hecho, algunos elementos estructurales se ejecutaron con unas disposiciones de armado que la normativa actual no recoge en ninguno de sus artículos, tal es el caso de las ménsulas de los muros y pilares, donde las armaduras secundarias se han colocado en vertical, al contrario de lo que indica la EHE-08 en su artículo 64º que especifica que éstas se deben colocar en horizontal para absorber las tracciones adecuadamente.

Otro ejemplo son algunas de las armaduras de cortante dispuestas en las vigas mediante barras levantadas 45º, ya que la separación transversal es mayor a la que se indica en la EHE-08 y por lo tanto no se puede considerar su efecto frente al cortante.

Además, los recubrimientos exigidos en la EH-68 para el mismo tipo de ambiente son menores a los que se indican en la EHE-08.

Por otra parte, si se emplean métodos de análisis más afinados, tales como consideraciones teóricas, ensayos e inspecciones se puede conocer mejor las características de los materiales y el comportamiento de la estructura, por lo que se disminuye el grado de incertidumbre. Además, como se pretende aumentar la vida útil de la estructura, se garantiza una mayor seguridad si se considera la normativa actual para el análisis de la misma, debido a que es más restrictiva. Por lo que se ha decidido considerar la normativa actual.

6.2 Cargas que actúan sobre la estructura:

6.2.1 FORJADO DE CUBIERTA:

-CARGAS PERMANENTES:

- **Peso Propio:** $\gamma_b=2,5 \text{ t/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$.
- **S.C (Carga muerta pavimento):** 1º Planta: $0,1 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$.

-CARGAS VARIABLES (SCU):

- **S.C ecológicas (nieve):** $0,04 \text{ t/m}^2 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.
 - **S.C explotación (SCU en la calzada):** $1,2 \text{ t/m}^2 = 12 \text{ KN/m}^2$.
 - **S.C explotación:** $0,25 \text{ t/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
 - **S.C vehículos de bomberos:** 20 KN/m^2 .
- } **14,9 \approx 15 KN/m²**

Se han empleado las acciones consideradas en el proyecto para cargas permanentes y variables.

La sobrecarga de nieve considerada en el proyecto cumple con lo definido en el apartado 3.5 del “DBSE-AE de acciones en la edificación”.

Se considera una carga de 20 KN/m^2 sobre la cubierta para considerar el efecto que tienen los vehículos de bomberos sobre la estructura, tal y como exige el “DB-SI de seguridad en caso de incendio” del CTE:

1 Condiciones de aproximación y entorno ⁽¹⁾

1.1 Aproximación a los edificios

- 1 Los viales de aproximación de los vehículos de los bomberos a los espacios de maniobra a los que se refiere el apartado 1.2, deben cumplir las condiciones siguientes:
 - a) anchura mínima libre 3,5 m;
 - b) altura mínima libre o gálibo 4,5 m;
 - c) capacidad portante del vial 20 kN/m².
- 2 En los tramos curvos, el carril de rodadura debe quedar delimitado por la traza de una corona circular cuyos radios mínimos deben ser 5,30 m y 12,50 m, con una anchura libre para circulación de 7,20 m.

Cuadro 6.1 Condiciones de aproximación de los vehículos de bomberos (fuente: DB-SI del CTE).

Como la sobrecarga debida a la aproximación de los vehículos de bomberos (20 KN/m^2) es mayor a la considerada en el proyecto (15 KN/m^2) se han realizado los cálculos para ambas sobrecargas. Tomando con prioridad la primera.

6.2.2 FORJADO DE LA SEGUNDA PLANTA:

-CARGAS PERMANENTES:

- **Peso Propio:** $\gamma_b=2,5 \text{ t/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$.
- **S.C (Carga muerta pavimento):** 2º Planta: $0,05 \text{ t/m}^2 = 0,5 \text{ KN/m}^2$.

-CARGAS VARIABLES (SCU):

- **S.C explotación:** $0,25 \text{ t/m}^2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$.
- **S.C aparcamiento de vehículos ligeros:**
 - Carga uniforme: **2 KN/m²**.
 - Carga concentrada: **20 KN**.
 - Según el documento del CTE “DBSE-AE de acciones en la edificación” las cargas concentradas deben descomponerse en dos cargas separadas entre sí 1,8m. Alternativamente las cargas mencionadas se pueden sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de:
 - LOSAS: **3 KN/m²**.
 - VIGAS/SOPORTES/ZAPATAS: **1 KN/m²**.
 - TOTAL:
 - Losas: **5 KN/m²**.
 - Vigas/soportes/zapatatas: **3 KN/m²**.

Se han empleado las acciones consideradas en el proyecto para cargas permanentes y variables.

En el proyecto se ha considerado una sobrecarga de explotación (**2,5 KN/m²**), no obstante en el “DBSE-AE de acciones en la edificación” se indica lo siguiente:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

Cuadro 6.2 Valores característicos de las sobrecargas de uso (fuente: DBSE-AE del CTE).

Siendo el aparcamiento una estructura tipo “E” para aparcamiento de vehículos ligeros, por lo que se tienen que emplear una carga uniforme de **2 KN/m²** y una carga concentrada de **20 KN**.

Según indica a continuación de la tabla 3.1 del DBSE-AE, las cargas concentradas deben descomponerse en dos cargas separadas entre sí 1,8m. Alternativamente las cargas mencionadas se pueden sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de **3 KN/m²** para losas y forjados y de **1 KN/m²** para vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

Por lo que si se suman ambas cargas concentradas se tiene un valor de **5 KN/m²** para las losas y de **3 KN/m²** para las vigas, pilares o zapatas, mayores en ambos casos al considerado en el proyecto (**2,5 KN/m²**), por lo que a efectos del cálculo se considerarán los valores definidos en el DBSE-AE.

6.3 Características resistentes de los materiales:

6.3.1 HORMIGÓN:

Según lo indicado en el proyecto la resistencia del hormigón que se tuvo en cuenta para pilares, vigas y forjados es de **R_k=210 Kg/cm²**.

En la EH-68 según el artículo 10º se exige un valor mínimo de la resistencia del hormigón de **120 Kg/cm²** para elementos de hormigón armado. Por lo que el valor indicado en el proyecto cumple con lo exigido en la normativa. En cuanto a los elementos de hormigón en masa, la normativa pide que el valor mínimo de la resistencia del hormigón no sea menor a **60 Kg/cm²**.

Con respecto a la normativa vigente en la actualidad (EHE-08), se indica en el artículo 31.4 “*Valor mínimo de la resistencia*” que la resistencia del hormigón “*f_{ck}*” para el hormigón armado no debe ser menor a 25 N/mm², es decir, **f_{ck} ≥ 255 Kg/cm²**. Para el hormigón en masa este valor es **f_{ck} ≥ 204 Kg/cm²** (20 N/mm²).

Por otra parte, según los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a compresión de los testigos de hormigón (artículo 6.2 de este informe) se tienen los siguientes valores:

Resistencia característica f _{ck}		
Elementos de hormigón armado		
Elemento	MPa	Kg/cm ²
f_{ck} Pilares	15.06730782	153.6429973
f_{ck} Vigas	17.56321903	179.0940789
f_{ck} TOTAL	15.50952384	158.1523228

Resistencia característica f _{ck}		
Elementos de hormigón en masa		
Elemento	MPa	Kg/cm ²
f_{ck} Muros	4.845387116	49.40894609

Los valores de “*f_{ck}*” se han obtenido conforme a la EHE-08 donde se indica que la resistencia característica de los lotes debe ser igual a la diferencia entre la media de los valores obtenidos en los ensayos y 1,645 veces la desviación típica.

Según el proyecto, para los pilares se debe considerar el 90% de la resistencia obtenida para vigas/forjados, con los valores obtenidos de los ensayos la relación es del 86%, por lo que se considera un valor cercano a lo indicado en el proyecto.

La resistencia característica de los muros es muy pequeña, esto se debe a que la desviación típica es muy elevada debido a que se han realizado pocos ensayos (3 ensayos) en los cuales algunos valores son muy diferentes.

Todo esto indica que las resistencias obtenidas en los ensayos son menores a las que se exigen en la normativa actual, pero mayores a las de la EH-68 (excepto en el hormigón en masa).

6.3.2 ACERO:

En el proyecto se considera una resistencia del acero $A_k \geq 4600 \text{ Kg/cm}^2$ que hace referencia a un acero AE-46 N. Esta resistencia es mayor a la que exige la EH-68, donde se indica que la resistencia a rotura para acero ordinario debe ser de **3700 a 4500 Kg/cm²** y para barras de alta adherencia $\geq 3600 \text{ Kg/cm}^2$.

El resultado obtenido en los ensayos de tracción para las armaduras (artículo 6.7.1) es el mismo que el exigido en el proyecto, es decir $f_{yk} = 4600 \text{ kg/cm}^2$ (452 MPa).

En el proyecto también se menciona que las barras sometidas a compresión o esfuerzo cortante deberán tener una resistencia **A= 3750 Kg/cm²**.

6.4 Coeficientes de seguridad:

6.4.1 COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE LAS ACCIONES:

En el proyecto se considera un coeficiente de mayoración para cargas más desfavorables de **$C_M=1,65$** . No obstante la normativa de la época (EH-68) indica en su artículo 30º "*Coeficientes de seguridad*" que para el hormigón se debe emplear un coeficiente de mayoración de las acciones (para cargas permanentes y variables) de **$\gamma_s=1,50$** .

En la normativa actual (EHE-08) se indica en el artículo 12º "*Valores de cálculo de las acciones*" que se debe emplear un coeficiente de mayoración para cargas permanentes de **$\gamma_G=1,35$** y para cargas variables de **$\gamma_Q=1,50$** en estados límite últimos (ELU). En cuanto a los estados límite de servicio (ELS) se considera para acciones permanentes y variables un coeficiente de mayoración **$\gamma_G= \gamma_Q=1,00$** .

Como en el proyecto se han considerado sobrecargas de menor magnitud a las exigidas por el Código Técnico, se decide emplear los coeficientes de mayoración indicados en la EHE-08, ya que se tienen acciones más precisas y por lo tanto no se requiere emplear un coeficiente tan sobredimensionado como el del proyecto.

6.4.2 COEFICIENTE DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN Y DEL ACERO:

En el proyecto se ha considerado un coeficiente de minoración del hormigón de $C_{\text{minoración}}=1,60$, que es algo mayor al indicado en la normativa vigente en aquella época ya que en la EH-68 se exige, según el artículo 30º “*Coefficientes de seguridad*”, que para el hormigón se debe emplear un coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón de $\gamma_b=1,50$ o de $\gamma_b=1,40$ en el caso de que los elementos de hormigón se hayan prefabricado y curado en el taller, siendo cuidadosamente controlados durante el proceso de ejecución.

Se emplea en el proyecto un coeficiente de minoración del acero de $C_{\text{minoración}}=1,20$, que en este caso también es mayor al indicado en la EH-68, que exige un coeficiente para el acero de $\gamma_s=1,10$.

En la EHE-08 se define un coeficiente de minoración de $\gamma_c=1,50$ para el hormigón y de $\gamma_s=1,15$ para el acero en situaciones persistentes o transitorias.

En conclusión, como se han realizado múltiples ensayos en el hormigón es conveniente utilizar el coeficiente de minoración $\gamma_c=1,50$ debido a que los ensayos han aportado la suficiente seguridad para seguir lo indicado en la norma. Por otra parte, en cuanto al coeficiente de minoración del acero se ha decidido emplear el indicado en el proyecto, es decir $C_{\text{minoración}}=1,20$, tal y como se mencionó en el artículo 6.7.1 “*Ensayo de tracción*” de la memoria.

6.5 Resultado de los cálculos en los forjados:

Considerando los coeficientes de seguridad y las resistencias mencionadas en los apartados anteriores se han analizado las losas más representativas de la estructura, realizando las comprobaciones necesarias para obtener los momentos y cortantes últimos. Para ello se han realizado los cálculos a mano y posteriormente se han verificado mediante el programa “*Prontuario Informático del Hormigón EHE-08*”.

Los forjados se pueden clasificar en dos grupos, los centrales y los perimetrales. Los forjados de la cubierta (1º planta) se corresponden a los tipos F-1 y F-2 y los de la 2º planta a los forjados F-8 y F-9:

- **Forjados F-1 y F-8:** se corresponden a los que están situados en la parte central, siendo los que más área ocupan. Sus longitudes entre ejes de las vigas son de 2,5 metros.
- **Forjados F-2 y F-9:** se encuentran en los laterales en contacto con los muros y son de una longitud mayor a la de los anteriores, siendo 4,05 metros de longitud en el F-2 y de 3,95 metros en el tipo F-9.

Estos cuatro forjados disponen de barras levantadas próximas a los apoyos que tienen la función de resistir el esfuerzo cortante, pero como la separación transversal es mayor a la indicada en la EHE-08 solamente se ha considerado la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

A continuación se expresan los resultados obtenidos al comparar la carga aplicada sobre el forjado con la resistencia del mismo frente a flexión y cortante para las distintas hipótesis de carga, de esta manera se distingue fácilmente si el elemento estructural resiste, ya que el resultado debe ser menor al 100%, en caso contrario las cargas aplicadas superarían la resistencia del elemento. Para ello, estas relaciones se han calculado en las zonas donde los valores son máximos:

- **1º Planta:**
 - **FORJADO F-1:** para la primera hipótesis de carga ($SCU= 20KN/m^2$) se han obtenido unos resultados **adecuados** a flexión, siendo la relación carga/resistencia a flexión positiva de 42,9% y de 45,5% en los apoyos (flexión negativa). En cuanto al cortante a un canto útil del borde del apoyo se ha obtenido una relación del 51,8%, por lo que el resultado también es **adecuado**. En la segunda hipótesis de carga ($SCU= 15KN/m^2$) las relaciones llegan a ser más bajas, siendo unos resultados a flexión del 33,5% para la flexión positiva y del 36,5% en los apoyos. Respecto al cortante, la relación es del 30%, por lo que los valores de flexión y cortante se consideran **aceptables**.
 - **FORJADO F-2:** para $SCU= 20KN/m^2$ los resultados a flexión positiva son del 72,53% y a flexión negativa del 75,4%. El resultado del cortante a un canto útil de borde del apoyo es del 83,15% en el borde interior (apoyo en viga) y del 57,2% en el borde exterior (apoyo en muro). Esto indica que los resultados siguen siendo **adecuados** aunque algo altos. Para la segunda hipótesis de carga ($SCU= 15KN/m^2$), la flexión positiva tiene una relación del 58% y la flexión en los apoyos tiene un resultado del 60%. En cuanto al cortante, la relación en el borde interior es del 66,72% y en el exterior del 44,1%. De manera que para la 2º hipótesis los resultados también son **adecuados**.
- **2º Planta:**
 - **FORJADO F-8:** para el forjado de la segunda planta sólo se considera una sobrecarga de $5KN/m^2$ que da como resultado una relación del 39,14% a flexión positiva y del 46,4% a flexión negativa. El cortante a un canto útil da como resultado un 30,4%. Por lo tanto, los resultados son **aceptables**.
 - **FORJADO F-9:** para la sobrecarga de $5KN/m^2$ se han obtenido unos resultados del 62,4% para flexión positiva y del 66,35% para flexión negativa en los apoyos. El cortante a un canto útil respecto del borde interior ha dado como resultado una relación del 43,74% y para el borde exterior del 30,61%. De manera que los resultados son **adecuados**.

Todos los resultados se han obtenido considerando distintas hipótesis de carga para las sobrecargas aplicadas, de manera que los resultados obtenidos se corresponden a las situaciones más restrictivas.

6.6 Resultado de los cálculos en las vigas:

Para el análisis de las vigas se ha tenido en cuenta una sección en "T" para las vigas longitudinales, pues se han hormigonado junto con las losas. Por este motivo se ha tenido que considerar un ancho eficaz en la cabeza de compresión de 1/5 de la distancia entre puntos de momento nulo más el ancho del nervio, tal y como indica la EHE-08 en su artículo 18.2.1. El resultado es un ancho mayor a 3 metros, pero como las cargas se deben repartir de manera uniforme a las vigas se ha considerado un ancho eficaz de 2,5 metros para todas las vigas longitudinales y de 3,1 metros para las perimetrales.

Las vigas se clasifican en 3 grupos diferentes:

- **VIGAS LONGITUDINALES:**
 - **1º Planta:**
 - **VIGAS V-1:** son vigas biapoyadas situadas en la parte central de la estructura y disponen de barras levantadas 45º con una separación adecuada acompañadas de estribos para resistir el esfuerzo cortante. Para la 1º hipótesis de carga ($SCU= 20KN/m^2$) se tiene una relación carga/resistencia en

el centro luz del 96,8% y unos resultados para cortante del 81,22% en el caso de sólo considerar los estribos y del 39,52% considerando los estribos y las barras levantadas. Los resultados son **adecuados** pero bastante elevados. Respecto a la 2ª hipótesis de carga ($SCU= 15KN/m^2$), el resultado a flexión es del 80,7%, para el cortante considerando sólo los estribos la relación es del 67,7% y considerando los estribos y las barras levantadas el valor es del 32,93%. De manera que los resultados son **aceptables** pero algo elevados.

- **VIGAS V-2:** son vigas biapoyadas correspondientes a las situadas en el perímetro de la estructura, próximas a los muros y disponen de barras levantadas 45º con una separación adecuada acompañadas de estribos para resistir el esfuerzo cortante. Respecto a la sobrecarga de uso de $20KN/m^2$ se ha obtenido un resultado a flexión del 100,56%, un resultado a cortante considerando únicamente los estribos del 70,16% y una relación para el cortante considerando estribos y barras levantadas 45º del 44,2%. Por lo que, los resultados son **adecuados para cortante** pero **inadecuados para la flexión**, ya que superan la capacidad resistente por una pequeña cantidad. Para la sobrecarga de $15KN/m^2$ se ha obtenido un resultado del 83,31% frente a flexión, un valor del 70,16% para el cortante considerando sólo los estribos y una relación del 36,65% para el cortante considerando estribos y barras levantadas 45º, por lo tanto los resultados son **adecuados**.
- **2ª Planta:**
 - **VIGAS V-25:** son vigas biapoyadas situadas en la parte central de la estructura y disponen de barras levantadas 45º con una separación que no cumple con la normativa y por tanto inadecuada, acompañadas de estribos para resistir el esfuerzo cortante. Respecto a la carga que deben resistir las vigas de la segunda planta ($3KN/m^2$) se obtienen unos resultados del 86,6% a flexión y del 51% a cortante, de manera que son **adecuados**.
 - **VIGAS V-26:** son vigas biapoyadas correspondientes a las situadas en el perímetro de la estructura, próximas a los muros y disponen de barras levantadas 45º con una separación que tampoco cumple con la normativa y por tanto inadecuada, acompañadas de estribos para resistir el esfuerzo cortante. Los resultados con respecto a la carga de $3KN/m^2$ son del 88% a flexión del 49,2% a cortante, por lo que se consideran **adecuados**.
- **VIGAS LONGITUDINALES CONTINUAS:**
 - **1ª Planta:**
 - **VIGAS V-4:** son vigas que se sitúan en las esquinas noroeste y sureste para suprimir uno de los pilares y permitir el paso de los vehículos. Resisten el esfuerzo cortante mediante barras levantadas 45º y cercos. Frente a la 1ª hipótesis de carga ($SCU= 20KN/m^2$) los mayores resultados a flexión positiva son del 66% y a flexión negativa del 79%. Respecto al cortante considerando solamente los cercos, los mayores resultados se dan donde la viga se encuentra en contacto con la viga transversal V-19 siendo éste del 107,6%, lo mismo ocurre considerando los estribos y las barras levantadas 45º, dando un valor del 73%. Es decir, el comportamiento es **adecuado a flexión** pero **inadecuado a cortante**. Respecto a la 2ª hipótesis de carga ($SCU= 15KN/m^2$) se obtienen valores a flexión positiva del 55% y a flexión negativa del 65,4%. Para el cortante considerando sólo los estribos se tiene un resultado del 90%

y si se consideran las barras éste es del 60,4%. Por lo tanto los resultados son **adecuados**.

- **2º Planta:**
 - **VIGAS V-28:** vigas de la mismas características que las V-4 de la primera planta, solo que en este caso las barras levantadas no cumplen respecto a la separación transversal, de manera que el esfuerzo cortante es resistido por los estribos. Para la carga de **3KN/m²** las relaciones carga/resistencia para flexión positiva son del 57,7% y a flexión negativa del 67,6%. El resultado frente a cortante más restrictivo se da donde la viga V-28 hace contacto con la viga transversal, dando un valor del 59,7%. Esto indica que los resultados son **adecuados**.
- **VIGAS TRANSVERSALES:**
 - **1º Planta:**
 - **VIGAS V-19:** son las vigas que forman los pórticos en las esquinas noroeste y sureste y se cruzan con las vigas V-4. Se caracterizan por ser de sección rectangular, ser continuas y no disponer de barras levantadas pero sí de estribos. Para la hipótesis de carga de **20KN/m²** se obtiene un resultado a flexión del 83,5% y otro a cortante del 80,8%, así que son **aceptables**. Para la hipótesis de carga de **15KN/m²** el resultado a flexión es del 69,4% y el de cortante del 67,2%, siendo unos resultados **adecuados**.
 - **2º Planta:**
 - **VIGAS V-40:** vigas de las mismas características que las V-19 de la primera planta. Para la carga de **3KN/m²** el resultado a flexión es del 84% y el de cortante del 38,8%, así que son valores **adecuados**.
 - **VIGAS V-39:** son vigas cuadradas de 50x50cm continuas con cercos para resistir el cortante que se disponen transversalmente a lo largo del techo de la 2º planta en las alineaciones de los pilares. El resultado a flexión es del 25,7% y el de cortante del 17,3% y en conclusión, **favorables**.

El cortante se ha obtenido a un canto útil del borde de los apoyos en todas las vigas consideradas. Como se puede apreciar, los resultados son aceptables en la segunda planta pero en la primera uno de los resultados obtenidos para el cortante y otro para flexión sobrepasan el límite del 100%, no obstante lo hacen en un pequeño porcentaje

6.7 Resultado de los cálculos en las ménsulas:

Las ménsulas no se han resuelto como indica la normativa vigente en la actualidad (EHE-08 Artículo 64º) ya que se ha considerado un armado secundario compuesto por estribos verticales en vez de horizontales (tal y como se considera en la EHE-08) por lo que el armado secundario no absorberá las tracciones de la misma manera que si estuviera colocado en horizontal. Por ello se ha modificado la fórmula especificada en la EHE-08 para el dimensionamiento de la armadura secundaria por otra más restrictiva, y se ha empleado ésta para realizar las comparaciones entre el armado necesario y el real, de esta manera se obtiene un porcentaje que indica si el armado empleado es suficiente o no. Por lo demás, se han realizado las comprobaciones indicadas en la EHE-08 para ménsulas cortas. Existen varios tipos de ménsulas dependiendo de si se encuentran situadas en un muro o un pilar, por lo que se dividirán las ménsulas en dos grupos:

- **MÉNSULAS EN MUROS:**
 - **1º Planta:**
 - **Me-1:** se trata de una ménsula que sirve de apoyo a las vigas longitudinales, dejando que éstas se introduzcan en el muro una longitud de 30 centímetros. En la comprobación del armado principal se ha comparado el armado necesario con el real y se ha obtenido un resultado del 165%, para la armadura secundaria el valor más restrictivo es de 66,5%, por lo que la ménsula dispone de un **armado principal inadecuado** y un **armado secundario adecuado**. Es importante indicar que tanto para la carga de **20KN/m²** como para la de **15KN/m²** en los dos tipos de vigas a las que sirven de apoyo (V-1 y V-2) la armadura principal es insuficiente, dando como valor más bajo un 114,3%.
 - **2º Planta:**
 - **Me-3:** esta ménsula tiene la misma función que la Me-1 solo que en este caso las vigas se introducen 20 centímetros en el muro. Las comparaciones de armado principal más restrictivas dan un valor del 76,46% y las de cortante del 27,4%, ambas correspondientes a las vigas V-26 por lo que en este caso los resultados son **adecuados**.
 - **Me-5:** se corresponden a las ménsulas que sirven de apoyo a las vigas transversales V-39, las cuales se adentran en el muro 20 centímetros. Las comprobaciones del armado principal dan un valor del 13,23%, es decir bastante bajo, al igual que para las armaduras secundarias donde el resultado es del 4,5%. Esto indica que los resultados son **adecuados** y que las ménsulas tienen una cantidad de armado mucho mayor a la necesaria.
- **MÉNSULAS EN PILARES:**
 - **1º Planta:**
 - **Pilar P-1 y P-2:** las vigas apoyan sobre la ménsula y se adentran hasta la mitad del pilar. Las comprobaciones de armado principal dan unos valores muy altos, siendo el máximo del 199%. Para la armadura secundaria el valor máximo es del 88,74%. Ambos valores se corresponden a la viga V-2 para una sobrecarga de **20KN/m²**. Esto indica que la cuantía de **armadura principal es inadecuada** pero la de la **armadura secundaria es adecuada**. Para la hipótesis de carga de **20KN/m²** y la de **15KN/m²** en los dos tipos de vigas el armado principal es insuficiente, siendo el menor valor del 137,3%.
 - **2º Planta:**
 - **Pilar P-1 y P-2:** las vigas apoyan sobre la ménsula sin introducirse en el pilar debido a que la viga V-39 se lo impide. La comprobación de armado principal da un valor máximo del 76,46% y la del secundario del 27,4%, ambos se corresponden a la viga V-26. Los resultados obtenidos son **adecuados** para el armado principal y el secundario.
 - Se han considerado el pilar P-2 como un pilar P-1 ya que el armado de las ménsulas es el mismo exceptuando un estribo de más en las ménsulas de la primera planta para el pilar P-2.

En conclusión, las ménsulas dan valores elevados en la primera planta, sobre todo en las correspondientes a los pilares. Esto es posible que se deba a que las comprobaciones realizadas se han hecho considerando las ménsulas como ménsulas cortas aun sabiendo que las vigas, en general, se apoyan tanto en las ménsulas como en los muros o pilares. Además hay que tener en consideración que

la solución de las ménsulas adoptada en el proyecto no se corresponde a la indicada en la normativa actual. No obstante, estos argumentos no son suficientes como para considerar que las ménsulas vayan a tener un comportamiento adecuado durante la vida útil de la estructura.

6.8 Resultado de los cálculos en los pilares:

Para el cálculo de los pilares se ha introducido la mitad norte de la estructura (3 de las 5 naves) en el programa "SAP 2000 v20" y luego se han analizado los pilares en el programa "Prontuario Informático del Hormigón EHE-08" para obtener sus resistencias a flexión compuesta y así comparar las cargas con éstas, ya que así se simplifican los cálculos y los resultados son similares e incluso más restrictivos que los de la mitad sur. Los pilares estudiados son del tipo P-1 y P-2, es decir los correspondientes a soportar las cargas de las vigas biapoyadas y de los pórticos de vigas continuas.

Los resultados se clasifican por plantas y de los 50 pilares que se han calculado, se han estudiado los que se encuentran en una situación más desfavorable, también se ha tenido en cuenta la posición de cada uno:

- **1º PLANTA:**
 - **Pilares P-1:** Para las sobrecargas de 20KN/m^2 y de 15KN/m^2 se han obtenido relaciones carga/resistencia **adecuadas** para esfuerzo axil y flexión, es decir, menores al 100%. La flexión más desfavorable para la sobrecarga de 20KN/m^2 da un valor del 33,34% para el pilar 36, pero son los pilares 18 y 35 los que se encuentran en la situación más restrictiva debido a que están sometidos al axil más elevado (72,7%) y los momentos en ambas direcciones de estos soportes son los segundos más elevados (llegando a relaciones del 28,4%), el motivo de que dichos pilares sean los que se encuentran en peor situación es probable que se deba a sus posiciones, ya que son perimetrales y el área tributaria para las vigas que soportan es mayor. Para la sobrecarga de la segunda hipótesis (15KN/m^2) ocurre lo mismo en los pilares 35 y 18, pero por otra parte, el soporte sometido a una flexión más restrictiva es el pilar 33, con un resultado del 50%.
 - **Pilares P-2:** en esta ocasión, las sobrecargas de 20KN/m^2 y de 15KN/m^2 también dan resultados **adecuados**. El mayor momento se da en el pilar 50 alcanzando una relación del 13,9% y un axil con resultado del 41,2% para la primera hipótesis (20KN/m^2).
- **2º PLANTA:**
 - **Pilares P-1:** en ambas sobrecargas de cubierta de 20KN/m^2 y de 15KN/m^2 también se han obtenido relaciones carga/resistencia **adecuadas** pero algo elevadas para esfuerzo axil y flexión. La flexión más desfavorable se produce en el caso de la sobrecarga de 15KN/m^2 , que da un valor del 91,3% que se corresponde al soporte 34 y el axil más desfavorable es del 88% que vuelven a darse en los pilares 35 y 18 (para la sobrecarga de 20KN/m^2).
 - **Pilares P-2:** para las sobrecargas de 20KN/m^2 y de 15KN/m^2 los resultados son **adecuados**. El mayor momento se da en el pilar 50 alcanzando una relación del 12% y un axil con una relación del 44,5%, ambos para la primera hipótesis (20KN/m^2).

Para la obtención de los resultados finales se ha tenido en cuenta la pérdida de sección de las armaduras detectada en las inspecciones y medida durante los ensayos. Esta pérdida afecta mayormente en las esquinas de los pilares, pero para estar del lado de la seguridad se ha considerado que todas las

armaduras han sufrido una pérdida por corrosión del 15% de la sección. Aunque es importante destacar que la corrosión no afecta gravemente a los resultados obtenidos ya que éstos solamente experimentan un ligero aumento.

Respecto a los resultados de los pilares a flexión, los valores son generalmente bajos (aproximadamente del 30%), aunque es cierto que algunos pilares están sometidos a flexiones elevadas, por lo que será necesario reforzar aquellos que se encuentren en las peores situaciones (generalmente los soportes localizados en el perímetro de la estructura).

En conclusión, dado que la relación entre el axil aplicado y el resistido llega casi al 100% en uno de los pilares de la segunda planta y que dicho valor suele ser generalmente alto (alrededor de 70% para la sobrecarga de 20KN/m^2) se considera que los pilares están sometidos a compresiones elevadas, aumentando la probabilidad de rotura frágil, además de que los soportes están sometidos a compresiones muy elevadas en comparación con los momentos que se les aplican, por lo que el agotamiento a compresión del hormigón es un efecto a tener en cuenta. Es recomendable realizar una inspección de nuevo para ver si hay fisuras muy finas (de 0,05 a 0,15 milímetros) en los pilares que se encuentren en una situación más desfavorable para comprobar si se está produciendo una rotura frágil.

7. PROPUESTA DE ACTUACIONES FUTURAS

Para garantizar que la estructura tenga un comportamiento satisfactorio durante su vida útil se proponen una serie de actuaciones, en las que se incluyen el refuerzo de los elementos estructurales que se encuentren en una situación desfavorable frente a las solicitaciones exigidas y/o presenten un grado de deterioro importante y el mantenimiento periódico para evitar que se produzcan lesiones, y en el caso de producirse, repararlas.

Como se ha podido comprobar en la evaluación de la estructura, los elementos estructurales que requieren refuerzo para resistir las solicitaciones aplicadas son las ménsulas y los pilares. En cuanto a las ménsulas, las más problemáticas son las de la primera planta (especialmente las correspondientes a los soportes), debido a que la cuantía de armado principal no cumple con el exigido en la EHE-08. Respecto a los pilares, aquellos que requieren especial atención son los que se encuentran en el perímetro de la estructura, ya que están sometidos a las flexiones más restrictivas y a axiles elevados que los someten a compresiones excesivas, esto es especialmente en la segunda planta.

También se deberán realizar reparaciones en aquellos puntos donde se haya perdido el recubrimiento del hormigón o se hayan producido fisuras, con el objetivo de mejorar la calidad del hormigón y evitar la corrosión de las armaduras.

Hay que tener en cuenta las zonas de la estructura donde no se ha respetado el recubrimiento mínimo designado en el proyecto (20mm) debido a que si ya de por sí es un recubrimiento inferior al exigido por la EHE-08 para el ambiente en el que se encuentra la estructura, los ataques por agentes externos y la despasivación de las armaduras debido al fenómeno de la carbonatación pueden ser aún mayores en dichas zonas.

En los puntos donde se haya detectado corrosión y el deterioro y la pérdida de la sección de las armaduras son elevados, se recomienda intervenir reemplazando las armaduras dañadas, junto con un adecuado saneo y reparación del hormigón mediante mortero y puentes de unión (si se requieren en la solución adoptada) para garantizar la calidad del mismo y de la armadura.

Otro factor a tener en cuenta es la impermeabilización del forjado de la cubierta y el correspondiente al techo de la segunda planta, para el cual se deberá plantear una solución que impida el paso de las humedades procedentes del sistema de drenaje en ambos forjados.

Como se trata de una estructura de hormigón, se ha considerado la norma europea EN-54 “*Productos y sistemas para la reparación y protección de estructuras de hormigón*”. Dicha norma se divide en diez partes:

Número del documento	Descripción
EN 1504 - 1	Describe términos y definiciones incluidos en la norma.
EN 1504 - 2	Proporciona especificaciones para productos / sistemas de protección superficial del hormigón .
EN 1504 - 3	Proporciona especificaciones para la reparación estructural y no estructural .
EN 1504 - 4	Proporciona especificaciones para la adherencia estructural .
EN 1504 - 5	Proporciona especificaciones para la inyección de hormigón .
EN 1504 - 6	Proporciona especificaciones para el anclaje de barras de armado .
EN 1504 - 7	Proporciona especificaciones para la protección de la armadura contra la corrosión .
EN 1504 - 8	Describe el control de calidad y la evaluación de la conformidad para los fabricantes de materiales.
EN 1504 - 9	Define los principios generales para el uso de productos y sistemas para la reparación y protección de hormigón.
EN 1504 - 10	Proporciona información sobre aplicación en obra de productos y control de calidad de las obras .

De las cuales, se ha tenido en especial consideración el documento “EN 1504-9” correspondiente a la novena parte, donde se especifican los principios que se tienen en cuenta para la reparación y protección de las estructuras de hormigón. Dichos principios se dividen en aquellos relacionados con la degradación del hormigón y los relacionados con los defectos causados por la corrosión de las armaduras. La norma describe los principios basándose en los mejores procedimientos que por experiencia han dado unos resultados exitosos durante un periodo de tiempo prolongado.

Principios relacionados con los defectos del hormigón (del 1 al 6):

Nº DEL PRINCIPIO	DEFINICIÓN	MÉTODOS BASADOS EN EL PRINCIPIO
1	Protección contra la penetración: reducción o prevención de la entrada de agentes agresivos.	Impregnación.
		Revestimiento superficial con o sin capacidad de puenteo de fisuras.
		Fisuras con vendaje local.
		Relleno de fisuras.
		Continuidad de las fisuras a través de las juntas.
		Levantamiento de paneles exteriores.
2	Control de humedad: ajuste y mantenimiento del contenido de humedad en el hormigón dentro de un intervalo de valores especificados.	Aplicación de membranas.
		Impregnación hidrófoba.
		Revestimiento superficial.
		Protección o sobreevntamiento.
		Tratamiento electroquímico.

Evaluación estructural del aparcamiento subterráneo de la Plaza de la Reina de Valencia

Nº DEL PRINCIPIO	DEFINICIÓN	MÉTODOS BASADOS EN EL PRINCIPIO
3	Restauración del hormigón: -Restauración del hormigón original de un elemento de la estructura a la forma y función especificada originalmente. -Restauración de la estructura de hormigón por sustitución parcial.	Aplicación de mortero manual.
		Relleno con hormigón.
		Proyección de mortero.
		Reemplazo de elementos.
4	Refuerzo estructural: incremento o restauración de la capacidad portante de un elemento de la estructura de hormigón.	Adición o reposición de las barras de acero estructural embebidas o exteriores.
		Instalación de barras de unión en agujeros prefabricados en hormigón.
		Adhesión de pletinas.
		Adición de hormigón o mortero.
		Inyección de fisuras, huecos o intersticios.
		Relleno de fisuras, huecos o intersticios.
5	Resistencia al ataque físico: incremento de la resistencia al ataque físico o mecánico.	Revestimientos o capas monolíticas.
		Impregnación.
6	Resistencia a los productos químicos: incremento de la resistencia de la superficie del hormigón al deterioro por ataque químico.	Revestimientos o capas monolíticas.
		Impregnación.

Principios relacionados con la corrosión de la armadura (del 7 al 11):

Nº DEL PRINCIPIO	DEFINICIÓN	MÉTODOS BASADOS EN EL PRINCIPIO
7	Conservación o restauración del pasivado: crear unas condiciones en las que se mantenga o devuelva la superficie de la armadura a su condición pasiva.	Incremento del recubrimiento de la armadura con mortero.
		Reemplazo del hormigón contaminado.
		Realcalinización electroquímica del hormigón carbonatado.
		Realcalinización del hormigón carbonatado por difusión.
		Extracción electroquímica de cloruros.
8	Incremento de la resistividad: incremento de la resistencia eléctrica del hormigón.	Limitación del contenido de humedad por tratamientos superficiales, revestimientos o protecciones.
9	Control catódico: creación de las condiciones para que las áreas potencialmente catódicas de la armadura no sean capaces de inducir una reacción anódica.	Limitación del contenido en oxígeno (en el cátodo) por saturación o revestimiento superficial.
10	Protección catódica	Aplicación de un potencial eléctrico.
11	Control de las áreas anódicas: creación de condiciones para que las áreas potencialmente anódicas de la armadura hagan imposible una reacción de corrosión.	Pintado de las armaduras con revestimientos que contengan pigmentos activos.
		Pintado de la armadura con revestimientos de barrera.
		Aplicación de inhibidores al hormigón.

A partir de los once principios recogidos en el documento "EN 1504-9" se definen las propuestas de actuación para la reparación de los elementos estructurales del aparcamiento.

7.1 Refuerzos en pilares:

En los pilares que requieran refuerzo, es decir los situados en las zonas exteriores de las alineaciones al este y al oeste de la estructura (pilares 86, 67, 17, 34, 51, 1, 18 y 35 correspondientes a los planos adjuntos en el anejo de planos) se plantean varias soluciones que permiten mejorar su capacidad resistente, de las cuales se ha optado por la primera solución (recrecido):

7.1.1 REFUERZO MEDIANTE RECRECIDO DE HORMIGÓN ARMADO:

Consiste en sanear los pilares afectados picando y retirando el hormigón dañado, seguidamente se realizan unos taladros en el forjado de la primera planta (el correspondiente al techo de la segunda) de manera que se puedan hacer pasar las armaduras de refuerzo y a la vez permitir el hormigonado de los pilares de la segunda planta. El siguiente paso es realizar una limpieza del hormigón saneado para que no queden restos de polvo o del hormigón dañado que puedan perjudicar a la adherencia del hormigón, además de limpiar el hormigón se debe hacer lo mismo con las armaduras descubiertas, de manera que queden limpias del óxido o de cualquier producto que cubra a éstas. Una vez limpio el hormigón y las armaduras, se aplica un producto pasivante en las armaduras descubiertas y se cubre la superficie de hormigón con resinas epoxi. Una vez realizado lo anterior se colocan las armaduras de refuerzo, se encofran los pilares y se hormigona con mortero de reparación. Aunque los pilares de la primera planta que se encuentran sobre los pilares afectados no requieran refuerzo, se prolongará el armado de refuerzo hasta el forjado de cubierta y por lo tanto se reforzarán dichos pilares, aplicando el mismo procedimiento que el empleado para los pilares de la segunda planta (saneo limpieza, protección de las armaduras, adherencia del hormigón, encofrado y hormigonado), aunque en este caso el encofrado no se podrá realizar mediante perforaciones en el forjado debido a que se trata del forjado de cubierta, por lo que se optará por dejar una abertura en la parte superior del encofrado para poder hormigonar. Para que haya continuidad, se hormigonarán los pilares de las dos plantas a la vez, y para garantizar la adecuada transmisión de esfuerzos, las barras de armado de refuerzo deberán llegar a la cimentación de los pilares.

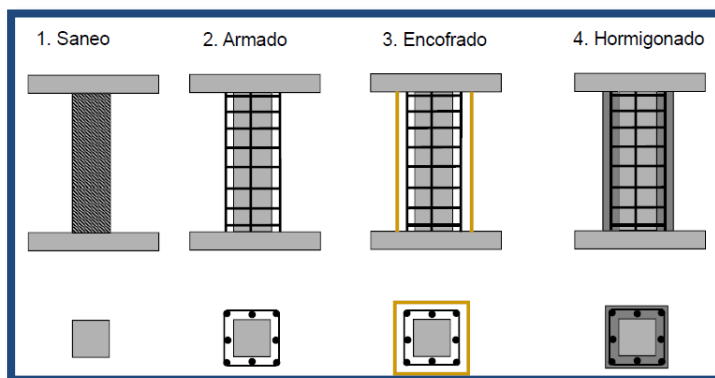


Imagen 7.1.1 Recreido de hormigón armado.

Para garantizar tanto el adecuado hormigonado, como la adecuada colocación del hormigón de manera que quede bien compactado, se empleará un hormigón autocompactable, así se evita el uso de vibradores. Otra solución sería hormigonar con un mortero adecuado pero no autocompactable, garantizando una buena compactación mediante vibradores externos de encofrado.

El recrecido mediante hormigón vertido obliga a que la sección aumente como mínimo 6 centímetros de espesor en cada lado, debido a que cuanto mayor sean las dimensiones de las secciones de los pilares menor espacio hay para las plazas de aparcamiento y como se trata de los pilares perimetrales que se encuentran en contacto con los pasillos de acceso de los vehículos, se ha optado por un recrecido

de 6 centímetros de espesor, de esta manera los vehículos pueden maniobrar mejor que si se empleara un espesor mayor.

Una solución que permite reducir el espesor del recocado es el empleo de hormigón proyectado en vez de vertido, ya que pueden permitir un espesor de 3 a 4 centímetros. Pero como se deben cumplir unos recubrimientos nominales de 35mm para el nuevo armado de refuerzo, esta opción no sería muy útil, pues no cumpliría con el recubrimiento exigido si se empleara un espesor de 3 a 4 centímetros.

Las ventajas de este método son su rapidez de ejecución, su economía, su eficacia, el que sea una técnica conocida y la buena resistencia al fuego.

Por otra parte presenta el inconveniente de que no se puede poner en carga hasta que no se haya alcanzado la resistencia del hormigón. Además, el recocado conlleva el mencionado aumento de la sección de los pilares, reduciendo el espacio y pudiendo afectar a las plazas de aparcamiento.

Para concluir este apartado, es importante mencionar que el recocado permite el confinamiento, la aparición de tensiones tangenciales y la transmisión directa de cargas, mejorando así la resistencia y ductilidad de los pilares.

7.1.2 REFUERZO MEDIANTE POLÍMEROS FRP:

En este tipo de refuerzo se debe sanear el hormigón deteriorado y limpiarlo de polvo o cualquier partícula que perjudique su adherencia, seguidamente se le aplica resina epoxi a la superficie del hormigón y se envuelve el soporte con láminas FRP.

Es una solución rápida de ejecutar que apenas afecta al espesor de la sección del pilar, por lo que sería una buena solución si no fuera porque en pilares rectangulares este método no tiene un buen comportamiento, ya que este refuerzo sólo permite el confinamiento de los pilares y las tensiones no se transmiten adecuadamente en las esquinas. Además es caro y no es resistente al fuego.

7.1.3 REFUERZO MEDIANTE ANGULARES Y PRESILLAS METÁLICOS:

Para aplicar este refuerzo se debe sanear el pilar, retirando el hormigón dañado. Seguidamente se limpia el hormigón saneado, se aplica una capa de resina epoxi y se colocan los angulares en las esquinas. El siguiente paso es la colocación de las presillas de manera que los angulares queden conectados por éstas, se recomienda el precalentamiento de las presillas de manera que queden dilatadas durante la ejecución, así cuando enfrían provocan un efecto de zunchado en el pilar. Por último se anclan los capiteles metálicos entre el forjado y el pilar.

Esta solución permite una sección del soporte más reducida que la que se obtiene por el recocado de hormigón armado, además es rápida de ejecutar y su coste económico no es muy alto. Otro dato a favor es que los tres mecanismos resistentes de confinamiento, aparición de tensiones tangenciales y transmisión directa de esfuerzos están presentes en esta solución. Pero por otra parte necesita resistencia al fuego y a la corrosión por lo que no es una solución adecuada para esta estructura.

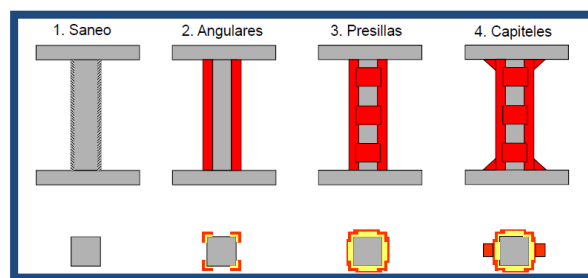


Imagen 7.1.2 Refuerzo mediante angulares y presillas.

7.2 Refuerzos en ménsulas:

Las ménsulas que requieren refuerzo son las correspondientes a los pilares y muros de la primera planta debido a que el armado principal no cumple ninguna de las dos hipótesis, ya que la cuantía de armado real es inferior a la exigida por la EHE-08. Además de que las ménsulas son elementos que deben transmitir gran parte de la carga de las vigas a los pilares y muros y también son susceptibles a que se produzca una rotura frágil. Por ello se plantean las siguientes soluciones:

7.2.1 REFUERZO MEDIANTE AUMENTO DE LA CUANTÍA DE ARMADO PRINCIPAL:

En los pilares y muros de la primera planta se propone incrementar el número de barras horizontales que definen el armado principal con el fin de absorber las tracciones correspondientes a la cuantía de armado exigida por la EHE-08. Esto resultaría en un armado principal de $10\phi 16$ en las ménsulas de los muros y pilares, lo que implica un gran número de barras contenidas en 0,50 metros con una separación entre armaduras de 33mm. Al considerarse un armado tan elevado es probable que la armadura principal acabe superando a la denominada "armadura crítica", que es aquella en la que se alcanza simultáneamente ϵ_{cu} en el hormigón y ϵ_y en el acero, incrementando así la probabilidad de rotura frágil. Por lo tanto, esta solución puede resultar inadecuada y requiere ser estudiada.

El procedimiento a seguir sería el siguiente en el caso de los muros:

Perforar mediante un taladro las zonas donde se va a disponer las armaduras con el espesor requerido para colocar las armaduras e inyectar la resina epoxi. Seguidamente se limpia la superficie del hormigón que ha sido perforada para garantizar una adecuada adherencia del hormigón a las resinas y al armado. Se colocan las armaduras de refuerzo a una profundidad adecuada para garantizar el anclaje al muro y se inyecta la resina epoxi. Por último, para asegurar que la armadura queda bien anclada, se propone disponer de una chapa metálica en la superficie de la cabeza de la ménsula donde terminan las armaduras, de manera que quede unida a las barras de refuerzo. Dicha chapa metálica deberá protegerse frente a la corrosión y al fuego.

Para los pilares esta solución no resulta muy adecuada debido a los anclajes y a la excesiva rigidez que pueden llegar a alcanzar, por lo que se opta por la siguiente solución:

7.2.2 REFUERZO MEDIANTE LÁMINAS DE ACERO EN LAS MÉNSULAS DE LOS PILARES:

Para los pilares se ha optado por una solución que consiste en recubrir sus ménsulas con unas láminas metálicas que se adaptan a la geometría del pilar. Para conseguir el efecto esperado, las láminas de acero deberán ir ancladas mediante barras pretensadas transversales a éstas que cruzarán la sección del pilar, de este modo las láminas ejercerán una presión en la ménsula que acabará contrarrestando los esfuerzos transmitidos en el apoyo de las vigas sobre la ménsula. Para este tipo de refuerzo se requiere que las láminas metálicas estén protegidas frente a la corrosión y al fuego.

7.3 Reparaciones de las fisuras y de las pérdidas de recubrimiento:

En los elementos estructurales donde se hayan producido fisuras y pérdida de recubrimiento se propone realizar una reparación.

Para ello se deberá picar el hormigón dañado y afectado por la carbonatación en las zonas donde haya una pérdida de recubrimiento presente. El picado del hormigón se deberá realizar de tal manera que si queda alguna armadura a la vista, se garantice el suficiente espacio entre la superficie del hormigón y la

armadura para poder realizar adecuadamente los procesos de limpieza y de aplicación de la resina sobre el hormigón y de la capa pasivante en las armaduras, de esta modo se garantiza una buena adherencia. Una vez picado el hormigón en el proceso de saneado se limpiará la superficie de éste (se recomienda emplear chorro de arena por economía y por su efecto favorable en la adherencia) y se limpiarán las armaduras descubiertas mediante un cepillo de púas metálicas hasta que no quede ninguna partícula de polvo y corrosión en ellas. Una vez realizada la limpieza se aplica la resina sobre la superficie del hormigón saneado, la cual será epoxi en el caso de que se busque una alta resistencia y acrílica en el caso de que se quiera proteger frente a una humedad y carbonatación elevadas. Seguidamente se recubren las armaduras con una capa pasivante de espesor adecuado. El último paso consiste en rellenar el hueco restante con mortero de reparación.

Para la reparación de las fisuras se emplearán inyecciones de resinas que garanticen una buena estanqueidad y sean capaces de proteger a las armaduras y al hormigón de los agentes externos y de la corrosión, siendo adecuadas las resinas epoxi si se quiere una buena resistencia en fisuras estabilizadas y las resinas de poliuretano si se busca proteger especialmente frente a la humedad y a la carbonatación.

7.4 Reparación de las armaduras dañadas:

Aquellas armaduras que presenten un elevado grado de deterioro o que hayan acabado rompiéndose por el efecto de la corrosión deberán ser reparadas colocando armaduras de refuerzo que queden bien ancladas al elemento estructural.

7.5 Impermeabilización:

Para reparar los daños producidos en la lámina asfáltica y en el mortero hidráulico que se encuentran sobre el forjado de cubierta será necesario hacer un levantamiento de la plaza, retirando toda la tierra vegetal, arena y grava que cubren a los elementos impermeabilizantes. Tras dejar a la vista el sistema de drenaje y las capas impermeabilizantes se realizará una inspección para conocer las causas de las fugas de agua, prestando atención al mortero hidráulico para ver si es posible que éste haya acabado rompiéndose y dañando a la lámina asfáltica. Si las fugas se deben a daños en los elementos impermeabilizantes éstos deberán ser reemplazados por otros, prestando un control minucioso durante la ejecución. Se deberá también inspeccionar el sistema de drenaje de la plaza y repararlo en el caso de que se produzcan fugas.

También es recomendable inspeccionar el estado del forjado de cubierta tras retirar las capas impermeabilizantes, realizándose ensayos para conocer la calidad del elemento estructural. Como el forjado ha estado cubierto de tierra vegetal y por lo tanto de fertilizante para el mantenimiento del jardín de la plaza, se aconseja realizar un ensayo que permita medir el ataque por sulfatos en el hormigón.

Para la impermeabilización del forjado de la segunda planta se propone realizar una inspección de las juntas y de los elementos que las cubren, ya que se han podido apreciar que algunos de los bordillos que hay en las alineaciones de los pilares de la primera planta están sueltos, y por lo tanto pueden permitir el paso de agua a las juntas del forjado y de las vigas. También se deben inspeccionar y reparar las tuberías que canalizan el drenaje, ya que muchas de ellas presentan fugas.

8. VALORACIÓN ECONÓMICA

La valoración económica se ha realizado teniendo en cuenta las actuaciones propuestas para la reparación de la estructura de las cuales se tiene certeza del origen de los daños, es decir, la impermeabilización de la cubierta no se ha tenido en cuenta en el presupuesto debido a que es necesario comprobar el estado de los elementos impermeabilizantes para poder afirmar las suposiciones que se han considerado en el informe. Por lo que la valoración económica tiene un fin orientativo pero no definitivo.

Para determinar los precios de cada unidad de obra se han utilizado herramientas actualizadas que permiten definir el coste de cada una de ellas (*Generador de precios* de CYPE Ingenieros S.A y la página web del IVE).

El presupuesto obtenido para la reforma, refuerzo y rehabilitación del aparcamiento subterráneo de la Plaza de la Reina es el siguiente:

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEM)	452152.61
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN DE CONTRATA (PEC)	782224.02
Gastos generales (13%)	58779.84
Beneficio Industrial (6%)	271291.57
PRESUPUESTO CON IVA O TOTAL	946491.06
IVA (21%)	164267.04

PRESUPUESTO TOTAL	946491.06
NOVECIENTOS CUARENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS NOVENTA Y UN EUROS Y SEIS CÉNTIMOS.	

En el anejo 5 "Presupuesto" se indica de manera detallada el coste de cada unidad de obra.