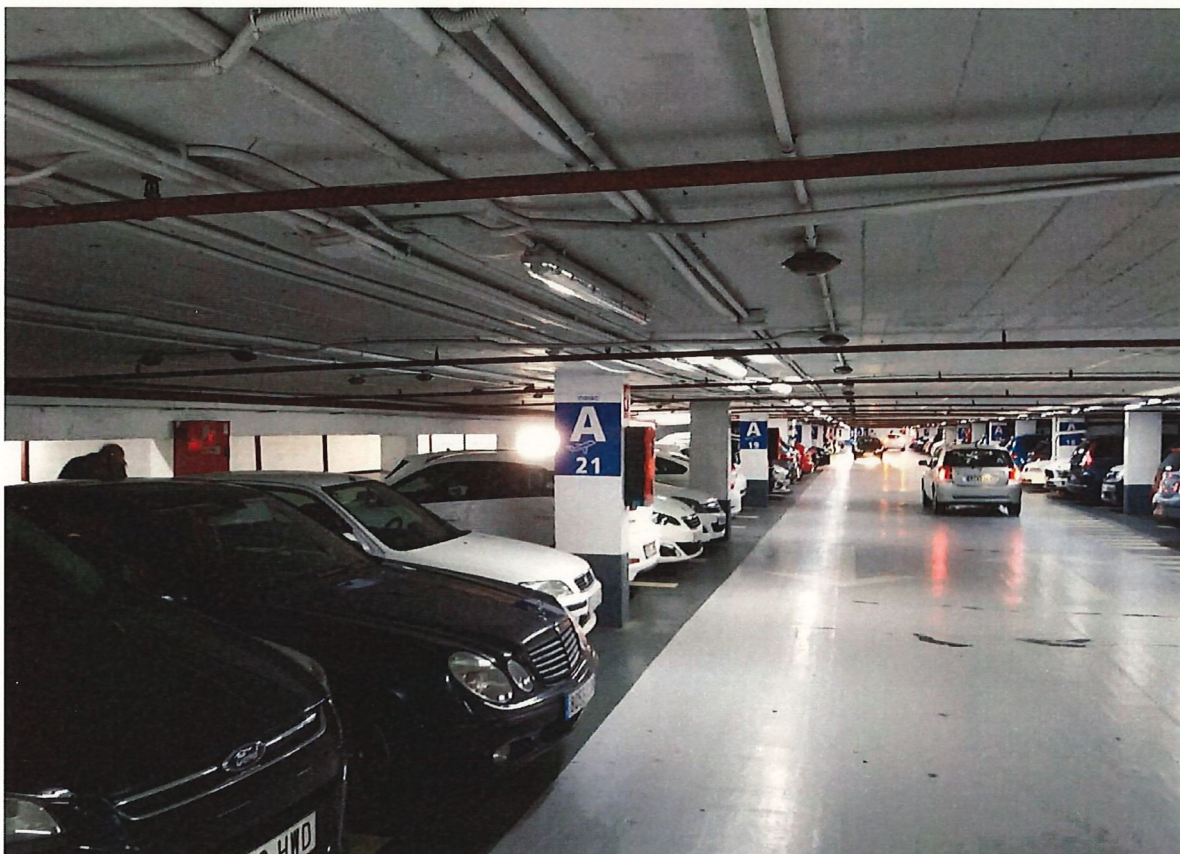


## APARCAMIENTO EN LA AVENIDA DE CÉSAR AUGUSTO DE ZARAGOZA



## INFORME SOBRE EL ESTADO DE LA ESTRUCTURA



Peticionario: AYUNTAMIENTO DE ZARAGOZA  
Gerencia de Urbanismo  
Edificio Seminario, Vía Hispanidad, 20  
50009 Zaragoza

12 de febrero de 2021  
EX/OC-20052/E-9



## ÍNDICE

<b>1.-INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>1</b>
<b>2.-DATOS PREVIOS PARA LA REALIZACIÓN DEL ESTUDIO .....</b>	<b>1</b>
<b>2.1.- BREVE DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>1</b>
<b>2.2.- DOCUMENTACIÓN TÉCNICA FACILITADA .....</b>	<b>2</b>
<b>3.-RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS.....</b>	<b>3</b>
<b>3.1.- REVISIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN FACILITADA .....</b>	<b>3</b>
<b>3.2.- INSPECCIÓN DE DAÑOS.....</b>	<b>5</b>
<b>3.3.- INSPECCIÓN DE CALAS .....</b>	<b>8</b>
<b>3.3.1.- Losa de cubierta .....</b>	<b>9</b>
<b>3.3.2.- Forjados unidireccionales .....</b>	<b>11</b>
<b>3.3.3.- Vigas planas.....</b>	<b>12</b>
<b>3.3.4.- Pilares.....</b>	<b>13</b>
<b>3.4.- ESTUDIO DE LA CALIDAD DE LOS HORMIGONES.....</b>	<b>15</b>
<b>3.5.- COMPROBACIONES DE CÁLCULO .....</b>	<b>18</b>
<b>4.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>21</b>

ANEJO Nº 1: COPIA DE UN EXTRACTO DE LA DOCUMENTACIÓN FACILITADA

ANEJO Nº 2: RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DE CALAS

ANEJO Nº 3: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEJO Nº 4: COMPROBACIONES DE CÁLCULO



## 1. - INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL DOCUMENTO

A raíz de las anomalías detectadas en el aparcamiento de la plaza de Salamero de Zaragoza, el AYUNTAMIENTO DE ZARAGOZA (en adelante Peticionario) solicitó los servicios del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) para realizar un estudio sobre el origen de los daños, su trascendencia estructural, y para la definición de las medidas a adoptar. El resultado del estudio fue documentado en sendos informes de referencias EX/OC-20052/E-7 y EX/OC-20052/E-8, fechados los pasados 26 de noviembre y 4 de diciembre de 2020, respectivamente.

También encargó a INTEMAC un estudio sobre el estado actual de la estructura del aparcamiento de la Avenida César Augusto, adyacente al anterior y conectado a él. Los trabajos de campo (inspección de daños y calas, extracción de probetas testigo, etc) fueron por tanto realizados simultáneamente en ambos inmuebles, aunque resultaba prioritario el análisis de los resultados del aparcamiento de Salamero, en el que se estaban llevando a cabo trabajos de emergencia.

Una vez informado el primero de los aparcamientos, hemos procedido al análisis de los resultados obtenidos en el de César Augusto, finalizando los trabajos con la redacción del presente informe cuyo objeto es el de exponer nuestra opinión sobre el estado actual de su estructura.

## 2. - DATOS PREVIOS PARA LA REALIZACIÓN DEL ESTUDIO

### 2.1.- Breve descripción general de la estructura

Conectado al aparcamiento subterráneo de la plaza de Salamero, se construyó posteriormente una prolongación bajo la Avenida César Augusto (ver figura nº 1).

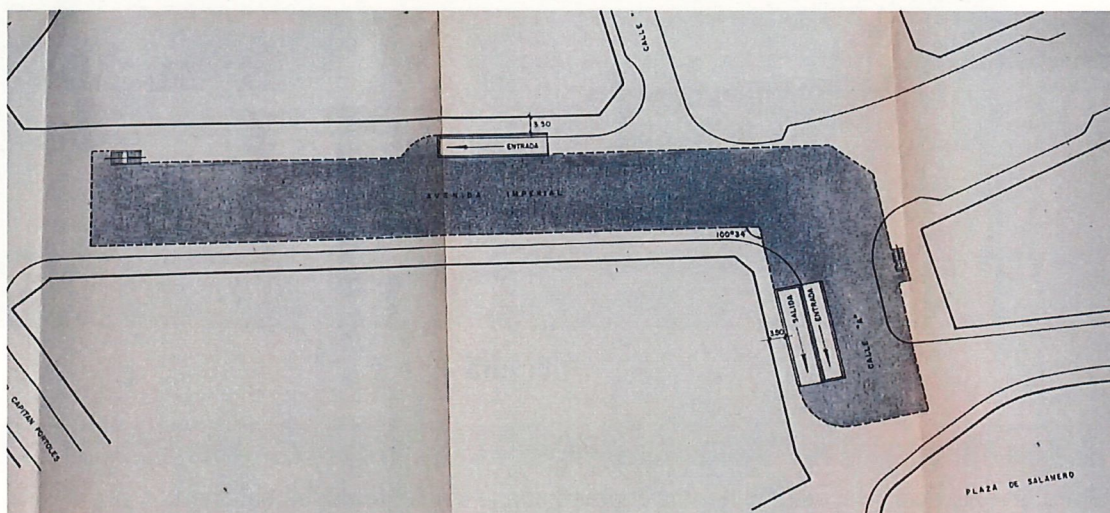


Figura 1

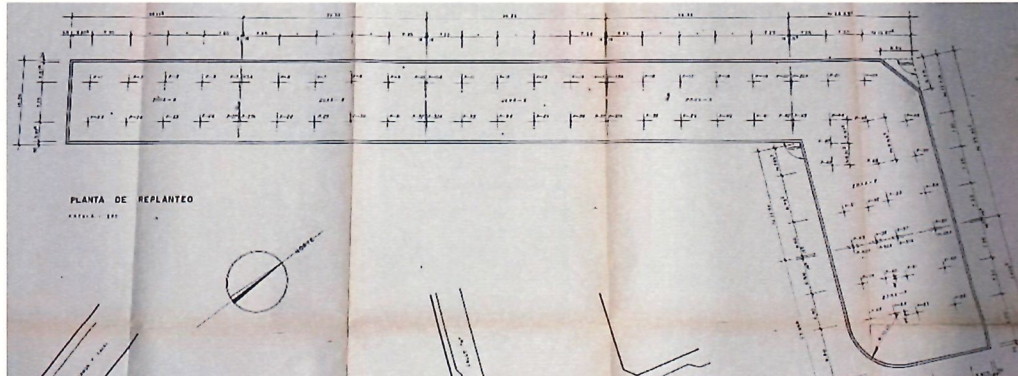
El aparcamiento consta de tres plantas bajo rasante.

La estructura del aparcamiento, de hormigón armado, se resuelve mediante una losa maciza de cubierta apoyada directamente sobre pilares y forjados unidireccionales apoyados sobre entramados de vigas planas y pilares en los niveles inferiores. En su mayor parte se organiza básicamente en tres vanos de dirección perpendicular al eje de la Avenida, salvo el módulo más próximo a Salamero, que cuenta con más vanos (figura nº 2).



**Figura 2**

El aparcamiento se divide en seis bloques estructuralmente independientes separados entre sí mediante juntas de dilatación. La luz tipo entre ejes de pilares en la dirección de la Avenida es de 7,20 m. En la dirección transversal la anchura total es de 16,50 m repartida en tres vanos, el central de 7,75 m de luz (figura nº 3).



**Figura 3**

## 2.2.- Documentación técnica facilitada

Para la realización del estudio hemos contado con la siguiente documentación:

- 1) Una colección de 21 planos de estructura correspondientes al proyecto de título: PROYECTO REFORMADO URBANIZACIÓN DEL PLAN PARCIAL ESPECIAL DEL SECTOR DE SAN ILDEFONSO (ZARAGOZA). Los planos, con membrete de VYESA, están fechados en marzo de 1.973.
- 2) "Prueba de carga del aparcamiento San Ildefonso (Zaragoza)". Un documento con membrete de HUARTE en el que se informa sobre los resultados de pruebas de carga realizadas en los tres vanos consecutivos del forjado de la planta sótano-1 "zona C correspondiente a los pilares 11-12-33-34". El documento consta de una memoria de 2 páginas, fechada el 10 de agosto de 1.974, dos planos, y 33 páginas de gráficos de los resultados de las medidas de la instrumentación (flexímetros) de la prueba.

- 3) Una colección de 54 fichas con los resultados de los ensayos de rotura a compresión de series de probetas moldeadas de hormigón, con fechas de fabricación y rotura comprendidas entre diciembre de 1.973 y octubre de 1.974. Las roturas a edades de 7, 14 y 28 días. En las fichas se consignan los valores medios y característicos deducidos de los resultados a 28 días.
- 4) Un documento de título: “Resultados de ensayos de probetas de acero para hormigón armado” que contiene los resultados de los ensayos de tracción de 14 probetas, pertenecientes a aceros con designaciones comerciales REA-50, GRABACERO-50, TOR-50 y ALTRES-50. Se adjuntan las gráficas tensión-deformación de los 14 ensayos. La fecha de los ensayos es 8 de mayo de 1.974.

En el anejo nº 1 del presente documento se incluye copia de un extracto de la documentación facilitada.

### 3.- RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS

#### 3.1.- Revisión de la documentación facilitada

De la revisión de la documentación facilitada se deducen los siguientes aspectos:

- Del documento 1) citado en el apartado 2.2 anterior, la configuración estructural general y esquemas de armado de la losa de cubierta y del resto de la estructura, así como las calidades de los materiales previstos en el proyecto. De acuerdo con los planos, al hormigón de la estructura se le asigna una resistencia característica de 240 kp/cm<sup>2</sup>. El acero de toda la obra de 4.200 kp/cm<sup>2</sup> de límite elástico.

La cubierta del aparcamiento es una losa maciza de hormigón armado de 35 cm de canto. En la figura nº 4, tomada de los planos, se muestra un detalle del refuerzo frente a punzonamiento en el apoyo tipo de la losa sobre los pilares.

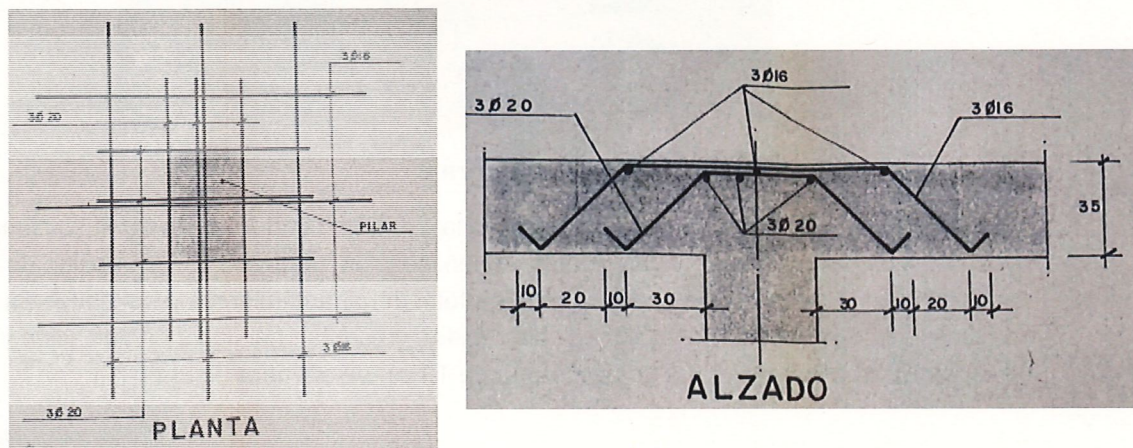


Figura 4

La losa apoya sobre los pilares de hormigón armado, de sección transversal rectangular y sobre el muro de contención perimetral, también de hormigón armado, con espesores de alzado de 30, 40 y 50 cm.

En el caso de los pilares, en el cuadro del plano nº 17 se ha detectado una incoherencia entre el armado definido en texto (16 barras de 20 mm de diámetro) y el número de redondos realmente dibujado en la sección transversal, que es inferior. Esta circunstancia se observa para el caso particular de los tramos de las plantas sótano -2 (sólo se representan 14 redondos) y sótano -3 (sólo se representan 8) correspondientes a los pilares adyacentes a las juntas (figura nº 5).

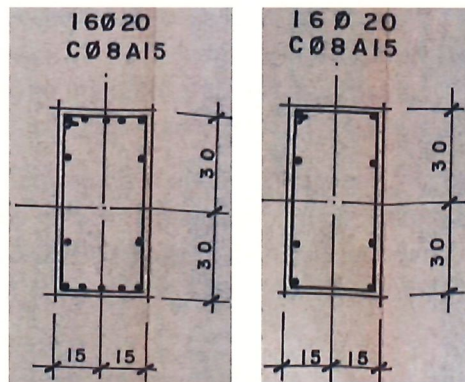


Figura 5

Por otro lado, se observa que las cuantías de armadura dispuestas son elevadas, superando en algún caso la cuantía máxima (secciones de dimensiones tipo 30 cm x 60 cm armadas con 16 barras de calibre 25 mm, por ejemplo).

Los dos forjados intermedios son, según planos, unidireccionales de hormigón armado, de 35 cm de canto total con capa de compresión de 5 cm de espesor (forjado 30+5). La anchura mínima de los nervios es de 12 cm y el intereje de 75 cm (figura nº 6).

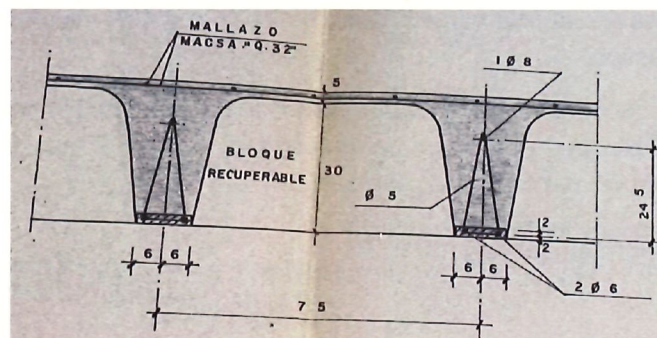


Figura 6

Los forjados apoyan en entramados paralelos a la Avenida César Augusto de vigas planas y pilares de hormigón armado. Las vigas planas tienen sección transversal rectangular de 70 cm de anchura. Como ya se ha indicado, la anchura total del aparcamiento se distribuye en tres vanos de luces 4,375 m + 7,75 m + 4,375 m. Los forjados presentan nervios de rigidización y reparto en la dirección transversal (uno o dos por vano) de 10 cm de anchura (figura nº 7)

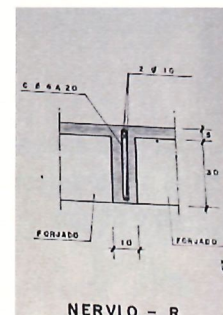
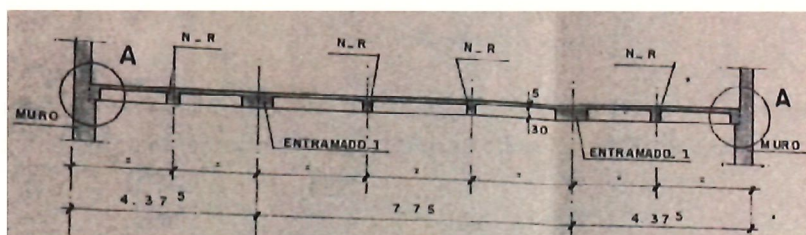


Figura 7

La cimentación es de tipo directo, resuelta mediante zapatas aisladas bajo pilares y corrida bajo el muro perimetral. El suelo de la planta sótano -2 es una solera de hormigón.



- El documento 2) citado en el punto 2.2 anterior informa sobre el ensayo de prueba de carga que llevó a cabo en los vanos indicados del forjado unidireccional de suelo de la planta sótano-1. La carga se materializó con agua, construyéndose previamente un recinto para su acumulación sobre el forjado mediante una fábrica de medio pie de ladrillo hueco doble. De las gráficas incluidas en el documento se deduce que la carga alcanzada fue de 400 kp/m<sup>2</sup>.

Previamente a la ejecución de la prueba se colocaron testigos en fisuras detectadas en el forjado a las que más adelante nos referiremos: *“En las fisuras más importantes de las viguetas se colocaron testigos de escayola, no apreciándose nada durante la prueba. En las fisuras que van de pilar a pilar se colocaron en la parte superior e inferior del forjado, cristales de 0,1 mm de espesor pegados en 2 puntos con resina. No rompió ninguno”.*

Aparentemente se registró un comportamiento esencialmente elástico durante la prueba: *“En esta fase se descargaron perfectamente los 3 vanos”.*

- El documento 3) contiene los resultados de las series de ensayos de las probetas moldeadas para el control de recepción del hormigón suministrado a la obra. No hay asociado ningún análisis de los resultados ni información sobre la trazabilidad, es decir, no es posible deducir a qué lotes o sectores de la estructura corresponden los resultados de las series.
- El documento 4) contiene los resultados de los ensayos de tracción de las 14 probetas de acero. Para las probetas 1 a 4 (de acero REA-50) se indican límites elásticos nominales de entre 4.321 y 4.553 kp/cm<sup>2</sup>. Para las probetas 5, 6, 11 y 12 (GRABACERO-50) los límites elásticos nominales indicados en el parte de ensayo están comprendidos entre 5.357 y 6.532 kp/cm<sup>2</sup>. En el caso de los aceros TOR-50 (probetas 7, 8, 13 y 14) entre 5.416 y 5.747 kp/cm<sup>2</sup> y en el caso de las dos probetas de acero ALTRES-50 (la 9 y la 10) son de 5.770 y 5.778 kp/cm<sup>2</sup>, respectivamente.
- Cabe señalar que entre la documentación disponible no hemos encontrado una memoria de cálculo de la estructura. No hay por tanto información sobre las acciones consideradas para el diseño, combinaciones, metodología de cálculo, etc.

### 3.2.- Inspección de daños

La inspección de los daños del inmueble fue llevada a cabo por un equipo técnico de INTEMAC constituido por el Ingeniero de Caminos Jesús María Rodríguez y el Inspector Técnico Eduardo Carrasco el pasado 27 de agosto de 2020. A continuación describimos los daños más significativos observados:

- Fisuras en los forjados unidireccionales, de trazado paralelo a su dirección, localizadas en la capa de compresión, o en el encuentro entre ésta y el nervio, en general pasantes es decir, visibles por la cara superior e inferior de la capa. (figuras n<sup>os</sup> 8 y 9).

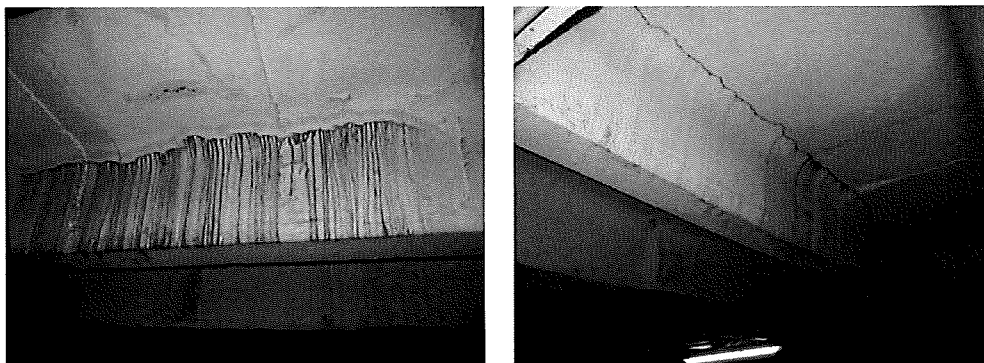


Figura 8



**Figura 9**

Las fisuras aparecen en general regularmente espaciadas, algunas próximas a los pilares, residiendo su origen más probable en tracciones en la capa de hormigón debidas a esfuerzos de flexión secundaria transversal del forjado y/o contracciones longitudinales coartadas.

También (figura nº 10) se observan fisuras en los forjados de trazado oblicuo en zonas próximas al apoyo de los forjados en esquinas de muros, debidas a tracciones asociadas a deformaciones de contracción térmica inicial parcialmente coartadas por la rigidez de los muros.



**Figura 10**

- Armadura oxidada a la vista en localizaciones puntuales de algunos nervios de los forjados o de la capa de compresión (figura nº 11). El aspecto de la corrosión de las barras sugiere que, salvo casos puntuales, la intensidad de la afección es reducida, no siendo significativas en general las pérdidas de sección resistente de las armaduras.



**Figura 11**

- Manchas de escorrentía superficial de agua procedente de filtraciones a través de juntas entre paños de forjados, o entre paños de muros o entre estos y los forjados. En algunas localizaciones aparentemente las filtraciones afloran a través de juntas frías en muros. Asociadas a las filtraciones aparecen puntualmente daños por corrosión de armadura (figura nº 12).



**Figura 12**

- Se observan intervenciones de canalización de filtraciones y evidencias de reparaciones en los forjados (figura nº 13).



Figura 13

### 3.3.- Inspección de calas

Al objeto de verificar la correspondencia entre lo proyectado y lo ejecutado, así como para obtener conclusiones sobre el estado de conservación de la estructura, entre otros aspectos, redactamos un plan de apertura e inspección de calas de investigación sobre un muestreo de contraste de los elementos estructurales del aparcamiento (losa de cubierta, vigas, pilares y forjados, ver figura nº 14).

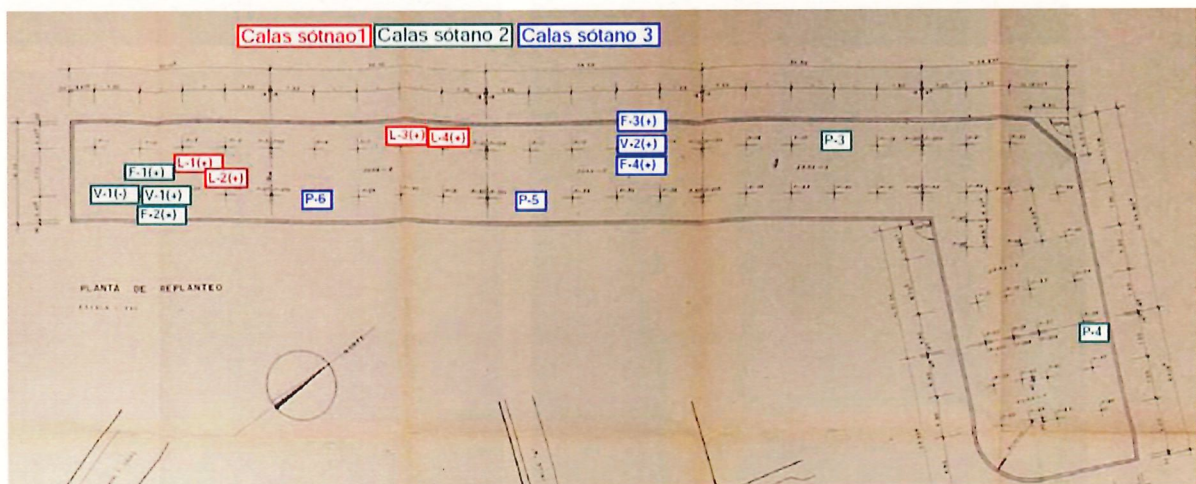


Figura 14

En el anejo nº 2 del presente informe, al que nos remitimos, se recogen de manera detallada (mediante anotaciones, croquis y fotografías) los resultados obtenidos. Exponemos a continuación un resumen de su contenido:

### 3.3.1.- Losa de cubierta

Por la cara inferior de la losa hemos inspeccionado cuatro calas para verificar la armadura de flexión positiva tanto en bandas centrales como en bandas de soporte (ver ejemplos en la figura nº 15). Detectamos coincidencia con los armados indicados en los planos. El recubrimiento mínimo de la barra inferior es de 15-20 mm. Algunas de las barras aparecen con una oxidación leve.

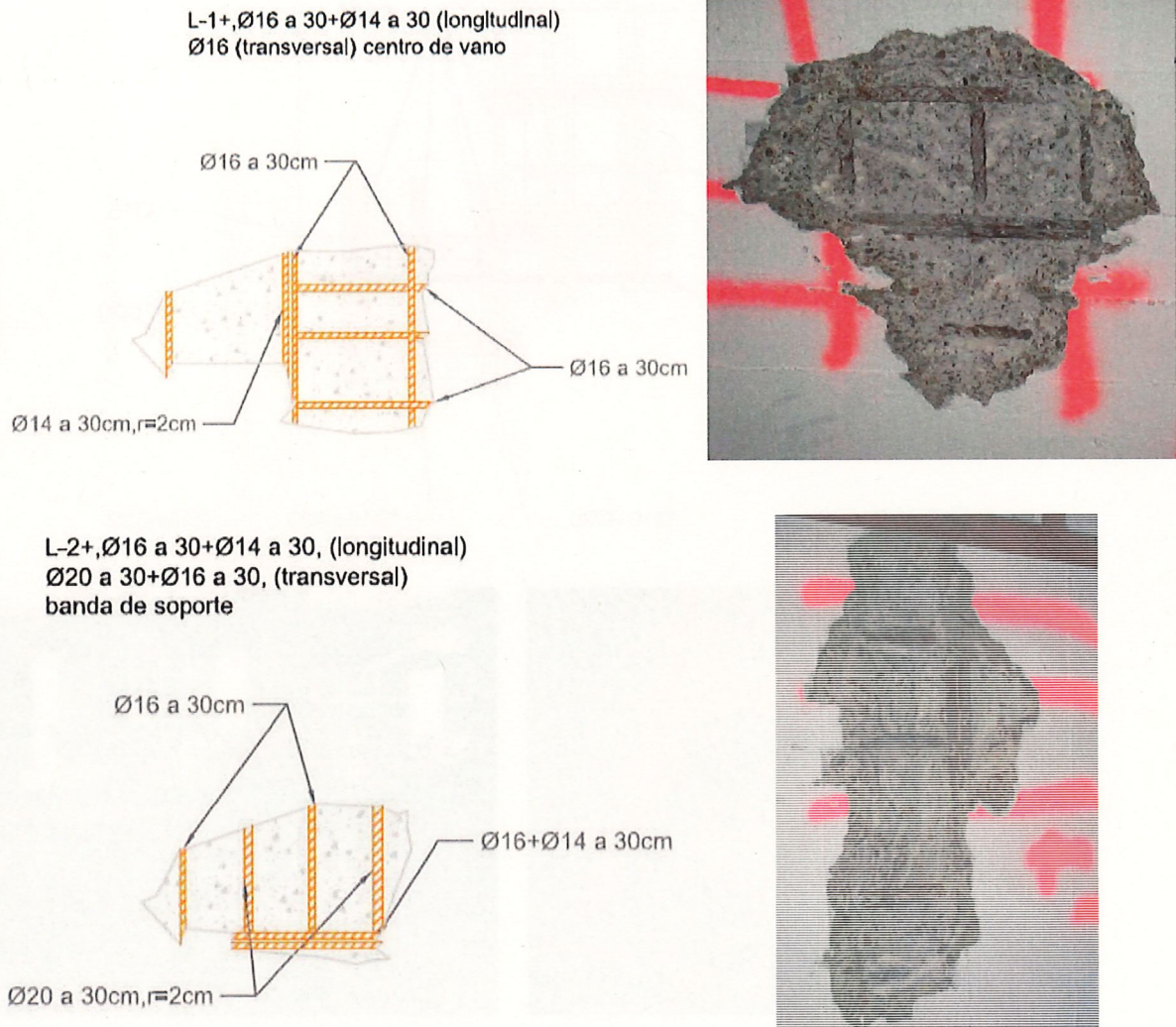


Figura 15

Por su cara superior, previo corte parcial del tráfico de la Avenida, se abrió una cala en las inmediaciones del apoyo tipo de la losa sobre uno de los pilares para revisar la armadura negativa y la de refuerzo frente a punzonamiento (figura nº 16).

Tanto la armadura de flexión negativa como la de punzonamiento (ver la figura nº 4 anterior) encontrada en la cala coincide con la definida en los planos. Por encima de la superior negativa, el recubrimiento de hormigón es de unos 5 a 7 cm. Sobre la losa se dispone una capa de aglomerado asfáltico de unos 10-12 cm de espesor medio.

Aparecen mezclados distintos tipos comerciales de acero, como puede apreciarse a partir de la configuración del corrugado.

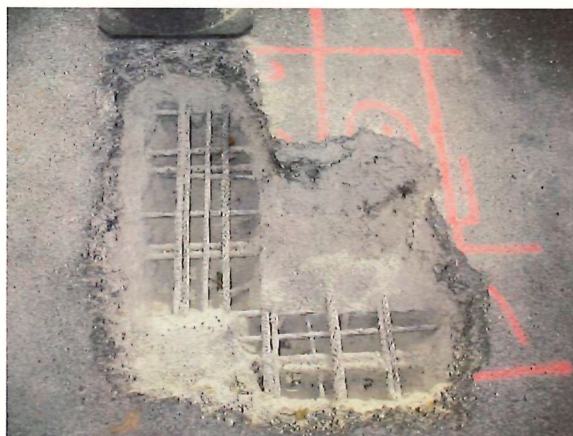
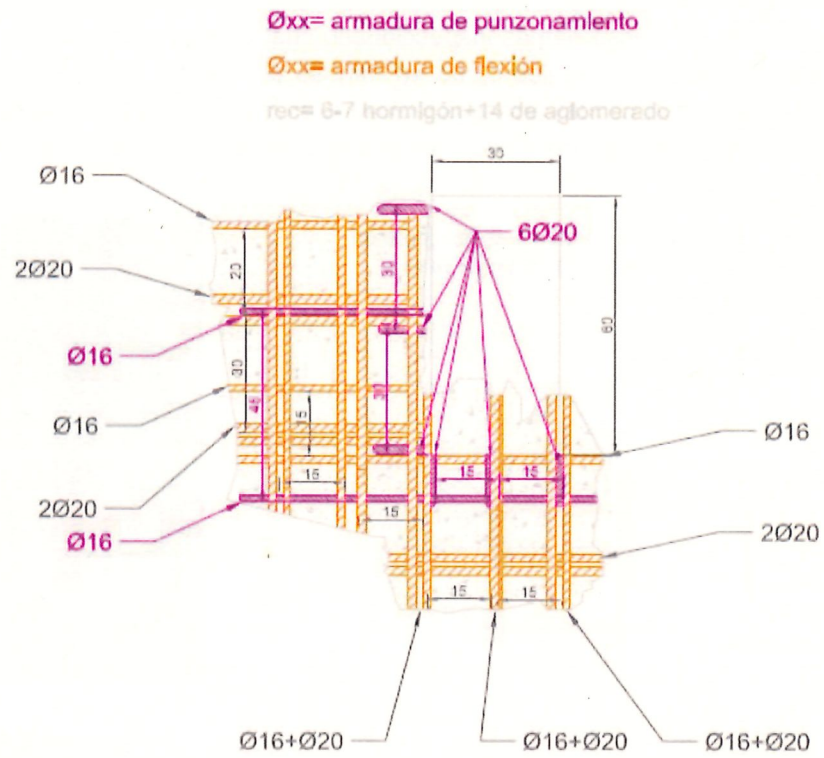


Figura 16

La armadura de refuerzo frente a punzonamiento se sitúa por debajo de la de flexión negativa, al menos la familia de barras que doblan más próximas al pilar (fotografías en la parte inferior de la figura nº 16) que se encuentra caída, a una profundidad de unos 13-15 cm desde la cara superior de la losa.

Obsérvese sin embargo (ver la figura nº 4 anterior) que, según la interpretación de los detalles de los planos, la armadura de refuerzo de punzonamiento debía situarse por encima o al menos a nivel de la de flexión en cada dirección, toda vez que según el detalle el recubrimiento superior de la armadura es mínimo.

Esta anomalía de colocación de la armadura de punzonamiento es esencialmente la misma que la detectada en la losa de cubierta de la plaza de Salamero.

### 3.3.2.- Forjados unidireccionales

Se han practicado cuatro calas de contraste (cada cala afectaba a tres nervios consecutivos) para verificar la armadura de flexión positiva. Dos calas localizadas en el techo de sótano-2 y las otras dos en el techo de sótano -3, en las posiciones indicadas en el croquis de la figura nº 14 anterior, que muestrean vanos centrales y extremos (ver figuras nºs 17 y 18 a título de ejemplo).

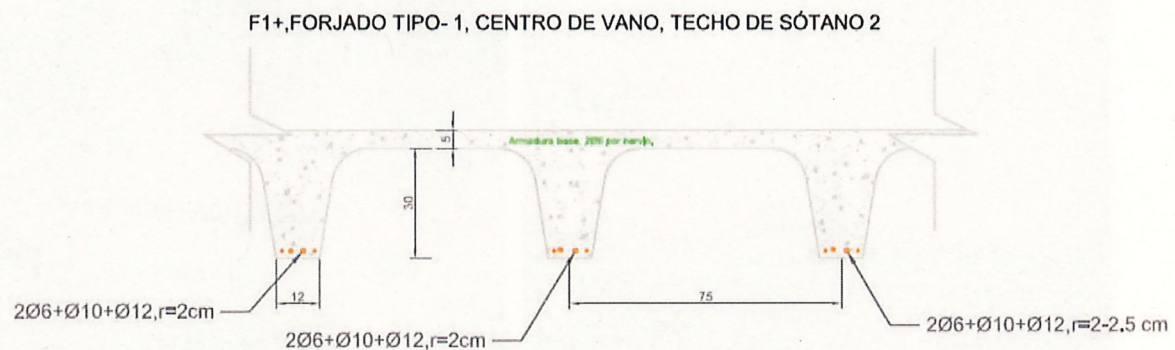
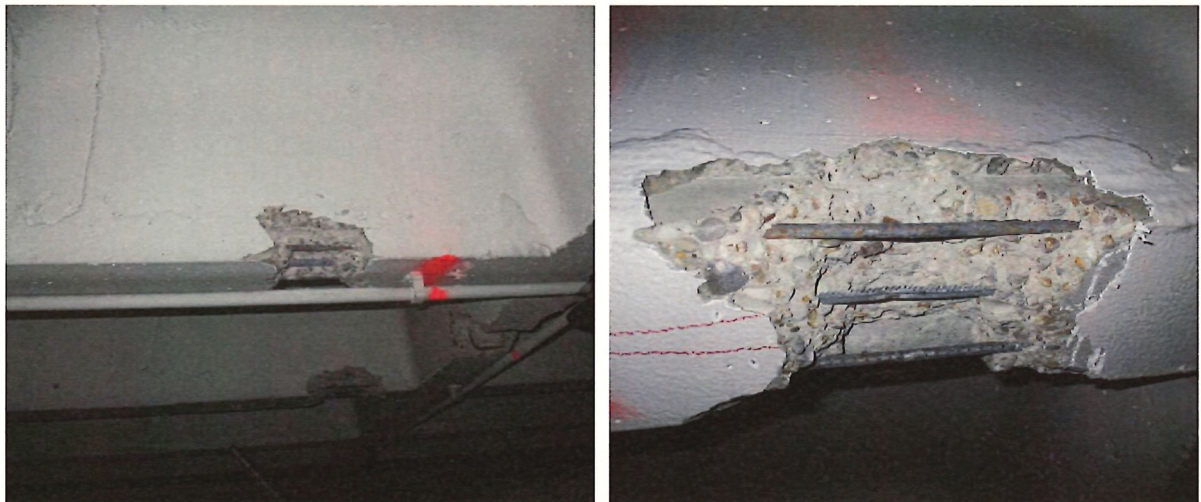
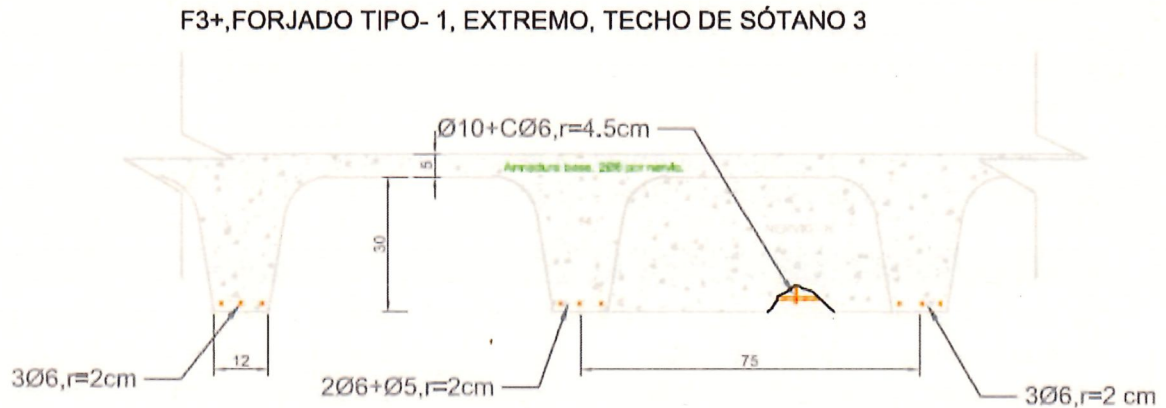


Figura 17

Se observa coincidencia exacta, salvo únicamente en uno de los nervios muestreados en el que en lugar de un refuerzo de 6 mm de diámetro se ha dispuesto una barra de 5 mm. El recubrimiento inferior es de unos 20-25 mm en todos los casos, existiendo algún recubrimiento lateral inferior a dichos valores. La armadura en general aparece intacta o con leve oxidación superficial. La profundidad de avance del frente carbonatado, observado a partir de la impregnación de la cala con una disolución

alcohólica de fenoftaleína, pone de manifiesto que en general ha alcanzado la posición de la armadura de flexión.



**Figura 18**

La configuración de los nervios transversales coincide también con la definida en los planos. La anchura del nervio es de 10 cm. La barra longitudinal inferior de 10 mm de diámetro y un cerco de 6 mm. Recubrimientos inferiores de 2 y 4,5 cm.

### 3.3.3.- Vigas planas

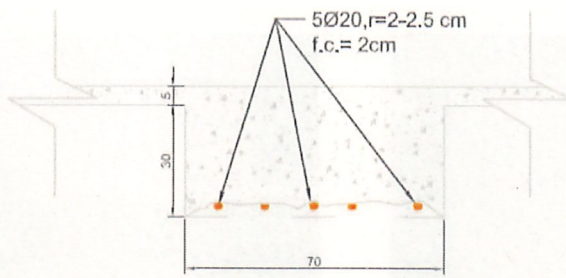
Se han practicado dos calas de contraste de la armadura positiva en secciones de centro de vano de vigas interiores (una en techo de planta sótano - 2 y otra en techo de sótano -3) y otras dos de contraste de armadura negativa en suelos de las plantas sótano -1 y -2 (ver figura nº 19 a título de ejemplo).

Tanto la armadura de flexión positiva en las secciones de centro de vano (5 barras de 20 mm de diámetro) como la de negativa (1 barra de 16 mm más 8 ó 9 barras de 20 mm en función del apoyo) coincide exactamente con la indicada en los planos de estructura. En ambos apoyos la armadura transversal de cortante está resuelta mediante cercos dobles de 8 mm de diámetro separados cada 20 cm, coincidente también con los planos (ver figura nº 20).

Se observan además en los apoyos los refuerzos cortos de 3 barras inclinadas de 16 mm de diámetro que aparecen por debajo de la armadura de flexión (ver figuras nºs 19 y 20).



V1+, VIGA ENTAMADO - 1, TECHO DE SÓTANO 2



V1(-) SUELO DE SÓTANO 2

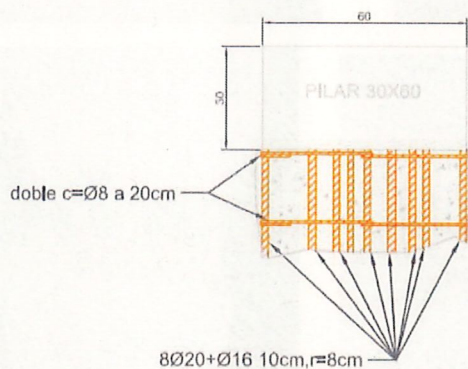


Figura 19

Las armaduras aparecen en las calas sin oxidación relevante. El recubrimiento de la armadura positiva es de 10-20 mm, detectándose que el frente carbonatado alcanza una profundidad de unos 20 mm. Los recubrimientos de la armadura negativa son significativamente más elevados, de 80-100 mm.

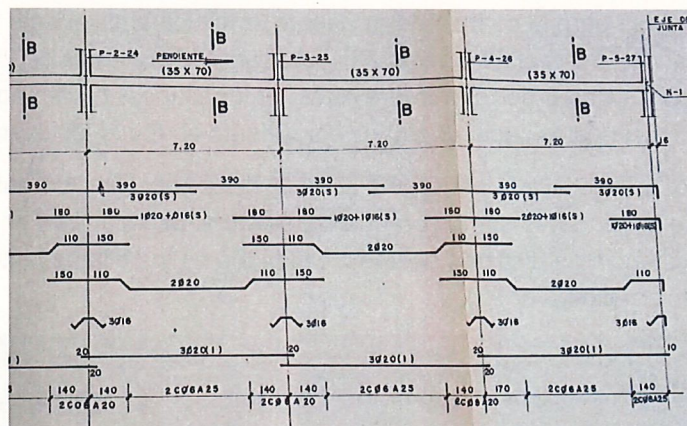


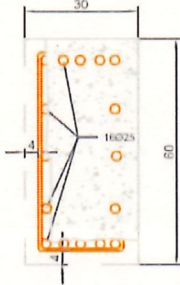
Figura 20

### 3.3.4.- Pilares

Se han practicado seis calas en otros tantos tramos de pilares: dos en la planta sótano -1 (pilares P-7 y P-25, según planos), tres en la sótano -2 (pilares 16, 33 y 58A) y una en la planta sótano -3 (pilar 29). Las calas han consistido en la apertura de rozas lineales a lo largo de la anchura de dos caras perpendiculares para detectar, la armadura longitudinal del pilar y eventualmente algún estribo. Si en alguna roza no se alcanzaba el estribo, la distancia entre ellos se determinaba mediante sonda magnética.

En la figura nº 21 se muestra, a título de ejemplo, croquis y fotografías de algunas de las calas practicadas en los pilares.

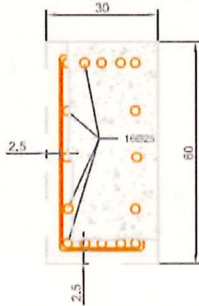
30 x 60, 16Ø25, e Ø8 a 15



P-25 SÓTANO 1,



30 x 60, 16Ø25, e Ø8 a 15



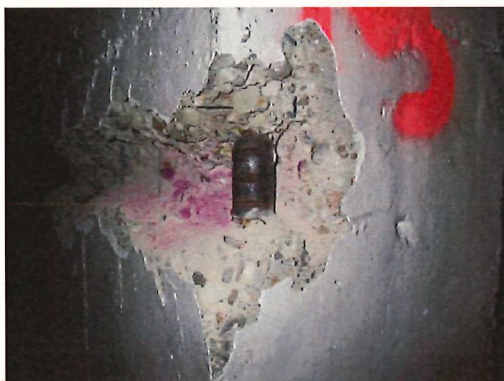
P-16 SÓTANO 2,



**Figura 21**

Se observa coincidencia exacta con lo definido en los planos (tanto en dimensiones como en armado) en los tramos de los pilares P-7, P-25, P-29, P-33 y P58A. En el caso del tramo del pilar P-16 las dimensiones coinciden pero la cuantía de armadura longitudinal dispuesta realmente es mayor que la definida en los planos. En efecto, se detectan 16 barras longitudinales de 25 mm de diámetro, frente a las 8 de 20 mm más otras 8 de 25 mm previstas en los planos. La armadura transversal (cercos de 8 mm de diámetro dispuestos cada 15 cm) es coincidente en todos los casos.

Los recubrimientos medidos a la generatriz exterior del estribo oscilan entre los 25 y los 40 mm. La armadura aparece sana, o a lo sumo con una oxidación superficial leve principalmente en los cercos. Se constata la existencia de distintos aceros y calidades en los pilares, incluyendo los REA de menor límite elástico nominal (figura nº 22).



**Figura 22**

### 3.4.- Estudio de la calidad de los hormigones

Con el fin de obtener conclusiones sobre la calidad del hormigón de la losa, hemos analizado los resultados obtenidos en la campaña de extracción y rotura a compresión de 8 probetas testigo de hormigón endurecido de 100 mm de diámetro.

La extracción y rotura de las probetas fue llevada a cabo por la firma CONTROL 7 (figura nº 23), siguiendo los criterios y bajo la supervisión de INTEMAC.



**Figura nº 23**

En el anejo nº 3 se incluye copia de las 8 actas de los resultados de los ensayos. En ellas no se describe ninguna anomalía relevante ni en el examen de las probetas ni en cuanto a la forma de rotura. En la tabla nº 1 siguiente se recogen dichos resultados:

**TABLA Nº 1**

**RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ROTURA A COMPRESIÓN DE LAS PROBETAS TESTIGO  
 EN LA LOSA DE CUBIERTA**

Testigo nº	Lectura rotura a compresión (kN)	Tensión de rotura (N/mm <sup>2</sup> )	Coefficiente corrección Art. 86.8 EHE-08	Tensión de rotura corregida (N/mm <sup>2</sup> )
1.1	262,7	37,2	1,111	41,3
1.2	179,6	26,0	1,111	28,9
1.3	238,8	31,8	1,111	35,3
1.4	214,4	18,4	1,111	20,4
2.1	240,8	32,1	1,111	35,7
2.2	247,2	35,4	1,111	39,3
2.3	186,5	27,0	1,111	30,0
2.4	222,0	32,0	1,111	35,5

En el anejo nº 4 de comprobaciones de cálculo se muestran en detalle las comprobaciones realizadas sobre la muestra de los ocho resultados, orientadas tanto a verificar la existencia de valores atípicos como a obtener el valor de la resistencia característica in situ  $f_{ck, is}$ , de acuerdo con la norma UNE-EN 13791:2020, en vigor y otros procedimientos de referencia.

De acuerdo con el citado procedimiento se obtiene:

- Los valores extremos de la serie (20,4 N/mm<sup>2</sup> y 41,3 N/mm<sup>2</sup>) no resultan atípicos o estadísticamente aberrantes en ningún caso, aplicando los criterios estadísticos expuestos en la normativa (*ensayo de Grubb*, según UNE-EN 13791:2020 para un nivel de significación del 1%) o bibliografía de referencia (*Test de Dixon & Massey* para un nivel de confianza del 99%).
- El valor medio de la muestra de los ocho resultados es de 33,3 N/mm<sup>2</sup>. El coeficiente de variación es relativamente elevado (0,20) aunque en modo alguno infrecuente en hormigones de la época.
- El valor de la resistencia característica in situ resultante es  $f_{ck, is} = 19,9 \text{ N/mm}^2$ , según la citada norma UNE-EN 13791:2020, algo inferior por tanto (-15 %) que la resistencia característica especificada en el proyecto  $\sigma_{bk} = 240 \text{ kp/cm}^2 = 23,5 \text{ N/mm}^2$ .<sup>1</sup>

Asimismo, se planteó una campaña de extracción de 15 probetas testigo de hormigón de los pilares de las tres plantas de sótano (5 por planta) si bien en la planta sótano -3 debido a las elevadas cuantías de armadura dispuestas finalmente sólo pudieron extraerse 3, dos de las cuales procedían del muro, por lo que el número total de resultados disponibles es de 13. En la tabla nº 2 se recogen dichos resultados:

**TABLA Nº 2**

**RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ROTURA A COMPRESIÓN DE LAS PROBETAS TESTIGO  
EN LA ESTRUCTURA VERTICAL**

Testigo nº	Localización	Lectura rotura a compresión (kN)	Tensión de rotura (N/mm <sup>2</sup> )	Coefficiente corrección Art. 86.8 EHE-08	Tensión de rotura corregida (N/mm <sup>2</sup> )
1	Sótano -1	98,1	13,5	1,111	<b>15,0</b>
2		192,3	26,8	1,111	<b>29,8</b>
3		142,6	11,4	1,111	<b>12,6</b>
4		153,2	21,6	1,111	<b>24,0</b>
5		123,2	16,9	1,111	<b>18,7</b>
6	Sótano -2	202,6	28,0	1,111	<b>31,1</b>
7		153,4	21,1	1,111	<b>23,5</b>
8		193,5	27,2	1,111	<b>30,2</b>
9		196,8	25,4	1,111	<b>28,2</b>
10		162,9	22,0	1,111	<b>24,4</b>
12	Sótano -3	341,1	42,6	1,111	<b>47,3</b>
13		248,4	35,3	1,111	<b>39,2</b>
21		314,1	32,0	1,111	<b>35,6</b>

<sup>1</sup> Según la norma UNE-EN 1990:2019, el valor de la resistencia característica in situ sería similar al obtenido, aunque algo mayor ( $f_{ck, is} = 20,8 \text{ N/mm}^2$ ) un 11,5% por tanto inferior a la especificada.

En el anejo nº 4 de comprobaciones de cálculo se muestran en detalle las comprobaciones realizadas sobre la muestra de los trece resultados obtenidos:

- El valor medio de la muestra sería de 27,7 N/mm<sup>2</sup> y el coeficiente de variación muy elevado: 0,35. Aunque los valores extremos de la serie (12,6 N/mm<sup>2</sup> y 47,3 N/mm<sup>2</sup>) no resultarían atípicos en ningún caso, aplicando los criterios antes citados para el caso de la muestra de la losa de cubierta, la elevada dispersión obtenida penaliza la resistencia característica in situ resultante, que sería inferior a 10 N/mm<sup>2</sup> según UNE-EN 13791:2020 y algo superior (13,1 N/mm<sup>2</sup>) según EN 1990.
- Debido a que los tres resultados individuales por debajo de 20 N/mm<sup>2</sup> se localizan en pilares de la planta sótano -1, hemos realizado un contraste estadístico de la hipótesis de que el hormigón de dicha planta y el del resto de la estructura vertical perteneciera a calidades resistentes diferentes. Se ha empleado un formato de igualdad de medias para formular la hipótesis nula con región crítica de dos colas y para un 5% de nivel de significancia.

El resultado obtenido (ver tabla nº 3) avala el rechazo de la hipótesis nula, por lo que, con los datos disponibles, podría afirmarse que las diferencias de calidad entre ambos hormigones serían equivalentes a clases de resistencia diferentes con un 95% de nivel de confianza.

**TABLA Nº 3**  
**CONTRASTE ESTADÍSTICO DE CALIDAD RESISTENTE**

ENSAYOS PROBETAS TESTIGO			AGRUPACIÓN POR CLASES DE RESISTENCIA										
Hormigón	Probeta	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	n	$f_{med}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta$	Grados de libertad v	Varianza agrupada $s_p^2$	Nivel de significancia $\alpha$	Estadístico t	Región crítica		PRUEBA T	RESULTADO DEL CONTRASTE
Planta sótano -1	1	15,0	5	20,0	0,35	11,0	58,1	0,05	-2,857	-2,593	2,593	SE RECHAZA LA HIPOTESIS NULA	CLASES DE RESISTENCIA DIFERENTES CON UN 95% DE NIVEL DE CONFIANZA
	2	29,8											
	3	12,6											
	4	24,0											
	5	18,7											
Resto de plantas	6	31,1	8	32,4	0,25	11,0	58,1	0,05	-2,857	-2,593	2,593	SE RECHAZA LA HIPOTESIS NULA	CLASES DE RESISTENCIA DIFERENTES CON UN 95% DE NIVEL DE CONFIANZA
	7	23,5											
	8	30,2											
	9	28,2											
	10	24,4											
	12	47,3											
	13	39,2											
21	35,6												

- Cabe señalar que, estos resultados tan reducidos en los tres testigos de la planta sótano -1, parecen encajar con algunos de los que se observan en las fichas de resultados de los ensayos de las probetas moldeadas (documento 3) citado en el apartado 2.2 anterior). En efecto (figura nº 24) del examen detallado de las fichas se detectan valores característicos de series a 28 días significativamente inferiores que el de la resistencia especificada (240 kp/cm<sup>2</sup>), resultando por tanto bajas de resistencia muy importantes.

INTEMAC		DELEGACIÓN ZARAGOZA		OBRA ESTACIONAMIENTO SAN ILDEFONSO	
CONTROL DE CALIDAD		FECHAS		EDAD	RESISTENCIA
MARCA	FABRICACION	ROTURA	DÍAS	MPA	OBSERVACIONES
1 - ZESI - 21 a	5-12-73	1-1-74	28	181	Rm = 195 E <sub>c</sub> = 129
	"	"	"	192	
	"	"	"	204	
	"	"	"	119	
	"	"	"	238	
2 - ZESI - 21 a	7-12-73	4-1-74	"	238	Rm = 271 E <sub>c</sub> = 223
	"	"	"	232	
	"	"	"	225	
	"	"	"	277	
	"	"	"	249	
13 - ZESI - 21 a	5-1-74	14-1-74	9	170	Rm = 210 E <sub>c</sub> = 178
	"	"	"	176	
	"	"	"	176	
	"	"	"	187	
	"	"	"	215	
13 - ZESI - 21 a	"	"	28	181	Rm = 210 E <sub>c</sub> = 178
	"	"	"	204	
	"	"	"	232	
	"	"	"	243	
	"	"	"	311	

Figura nº 24

Sin embargo, ni en las fichas ni en el resto de documentación disponible, como ya se ha indicado, se encuentra la trazabilidad que permita deducir cuáles fueron los lotes y elementos estructurales afectados por tales bajas de resistencia ni qué medidas se adoptaron en su caso.

- El tratamiento por separado de ambos hormigones, es decir el representado por la muestra de 5 resultados de la planta sótano-1 y de 8 para el resto de las plantas, y en ambos casos comprobando previamente que los extremos no son atípicos, conduciría a una resistencia característica in situ muy baja, inferior a 9 N/mm<sup>2</sup> para la primera muestra por aplicación de la norma EN 1990, ya que se requeriría una muestra de mayor tamaño para obtener un resultado válido según UNE-EN 13791. Dicho valor es consecuencia de la notable dispersión encontrada (coeficiente de variación de 0,35).

Para la muestra de las 8 probetas de las dos plantas inferiores, el coeficiente de variación es algo inferior (0,25) y la resistencia característica in situ  $f_{ck, is} = 16,4$  N/mm<sup>2</sup> según UNE-EN 13791, algo mayor (19,6 N/mm<sup>2</sup>) según EN 1990.

- Estos resultados aconsejan a nuestro juicio ampliar la campaña de investigación, intensificando los muestreos, para corroborar en su caso la probable existencia de diferentes hormigones. Dado que no hay razones técnicas para juzgar como no válidos los valores individuales por debajo de 20 N/mm<sup>2</sup> que se han obtenido en la planta sótano -1 (al menos no hay información en las actas de ensayo de las probetas testigo que apunte en tal dirección) no es de esperar que la nueva resistencia estimada que podría asignarse a dicha planta con la muestra ampliada fuera significativamente mayor, salvo que el valor o valores inferiores resultaran atípicos en el nuevo muestreo, consecuencia probable en su caso de amasadas defectuosas que convendría tratar de detectar y acotar con ayuda de la nueva campaña de ensayos.

### 3.5.- Comprobaciones de cálculo

En el anejo nº 4 del presente documento se muestra el detalle de las comprobaciones de cálculo realizadas, de acuerdo con los procedimientos expuestos tanto en la normativa que debió servir de base para el diseño de la estructura (Instrucciones HA-61, HA-68, HA-73) como en la actual (EHE-08).

El formato de la comprobación ha consistido en calcular el coeficiente K:

$$K = \frac{R_d}{S_d}$$

Donde  $R_d$  es la resistencia de cálculo de punzonamiento (es decir ya afectada por los coeficientes de minoración de los materiales) y  $S_d$  la sollicitación de diseño, mayorada por los coeficientes parciales de seguridad para las acciones.

A modo de resumen, los resultados obtenidos son los siguientes:

- En primer lugar se ha realizado una evaluación de la situación nominal de proyecto de la estructura. Las cargas permanentes consideradas son las indicadas en el anejo nº 4 (como ya se ha indicado entre la documentación disponible no se encuentra la memoria de cálculo y en los planos no aparece información sobre acciones) es decir: peso propio de la losa, 875 kp/m<sup>2</sup>, más 275 kp/m<sup>2</sup> de la carga muerta del pavimento de aglomerado asfáltico (2.300 kp/m<sup>3</sup>) de unos 12 cm de espesor medio. La sobrecarga de uso que se ha tenido en cuenta es la indicada en la "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera" de 1.972, es decir una sobrecarga uniformemente distribuida de 400 kp/m<sup>2</sup> y un vehículo pesado de 60 toneladas (figura nº 25).

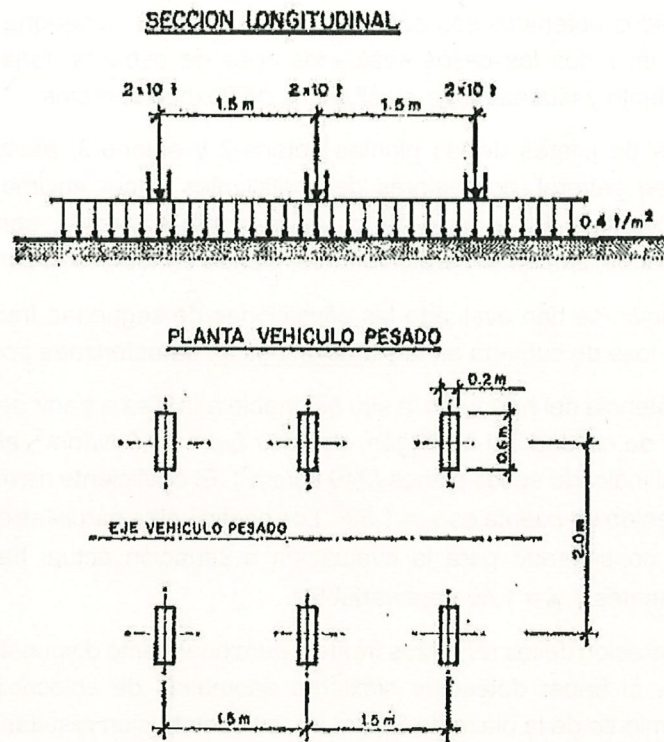


Figura nº 25

Al considerar la posibilidad de actuación del tren de cargas definido anteriormente en toda la anchura de la calzada sobre la losa de cubierta, no se ha tenido en cuenta la sobrecarga de nieve simultánea (de  $100 \text{ kp/m}^2$ , netamente inferior por tanto a la parte distribuida de tren), tal y como autoriza expresamente la citada Instrucción de acciones.

El peso propio de los forjados intermedios considerado ha sido de  $275 \text{ kp/m}^2$  y sobre ellos se ha tenido en cuenta también una sobrecarga uniformemente repartida de  $400 \text{ kp/m}^2$ .

El coeficiente de mayoración de las acciones considerado ha sido  $\gamma_f = 1,50$ . Se ha tenido en cuenta la resistencia característica nominal  $\sigma_{bk} = 240 \text{ kp/cm}^2$  y coeficiente de minoración  $\gamma_b = 1,50$  y la del acero con  $\sigma_t = 4.100 \text{ kp/cm}^2$  y  $\gamma_a = 1,10$ .

El cálculo de esfuerzos se ha realizado en primer lugar mediante una estimación simplificada a partir de un reparto isostático proporcional a las áreas tributarias de cada elemento, procedimiento confirmado en su caso o corregido a partir de las distribuciones deducidas mediante un modelo de cálculo con ayuda del programa de análisis de estructuras mediante el método de los elementos finitos SAP 2000 (figura nº 26). En dicho modelo se han tenido en cuenta diversas posiciones del vehículo pesado al objeto de obtener esfuerzos pésimos para el elemento estructural considerado en cada caso.

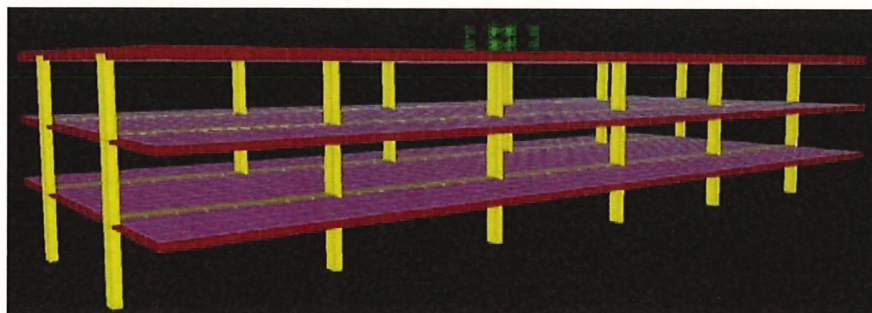


Figura nº 26

Los resultados obtenidos son correctos (coeficientes K superiores a la unidad o sólo levemente inferiores) en todos los casos evaluados: losa de cubierta, forjados y vigas a flexión, corte y punzonamiento y pilares frente a esfuerzos de flexocompresión.

Los tramos de pilares de las plantas sótano-2 y sótano-3, presentan márgenes de seguridad holgados en general, con valores de coeficientes K por encima de 2,5, consecuencia de las elevadas cuantías. En el caso de los de la planta sótano -1, sometidos en general a mayores excentricidades, son en general inferiores, siendo en todo caso correctos.

- A continuación se han evaluado las condiciones de seguridad frente a flexión, punzonamiento y corte de la losa de cubierta en la situación actual, caracterizada por:
  - La resistencia del hormigón in situ asignable a la losa a partir de los resultados obtenidos en el estudio de calidad del hormigón, es decir  $f_{ck, is} = 19,9 \text{ N/mm}^2$ , algo inferior (-15%) que el valor nominal indicado en los planos ( $240 \text{ kp/cm}^2$ ). El coeficiente de minoración de la resistencia que se ha tenido en cuenta es  $\gamma_c = 1,50^2$ . Los coeficientes parciales de mayoración de acciones que hemos considerado para la evaluación a situación actual han sido  $\gamma_g = 1,35$  para cargas permanentes y  $\gamma_q = 1,50$  para variables.
  - Consideración de los refuerzos frente a punzonamiento dispuestos en la losa como no eficaces, ya que, al haber detectado similares anomalías de colocación que las observadas en el aparcamiento de la plaza de Salamero, su contribución resultaría cuestionable por las razones indicadas en nuestros anteriores informes. Como capacidad frente a punzonamiento sólo contaríamos por tanto con la contribución del hormigón.
  - Los recubrimientos reales medidos en obra para la armadura de flexión negativa y la estimación realista del canto útil de la losa.

En estas condiciones, teniendo en cuenta la Normativa y las cargas nominales con las que se debió calcular la estructura (es decir, las indicadas anteriormente en el análisis de proyecto) se obtienen frente a punzonamiento coeficientes K muy reducidos, no admisibles técnicamente en ningún caso.

Hemos comprobado sin embargo que la situación de seguridad de la losa frente a punzonamiento sería técnicamente admisible para una sobrecarga de uso máxima sobre la losa de  $4 \text{ kN/m}^2$ . También lo sería para la distribución uniforme de la sobrecarga de uso de la actual Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAPC-11 (sobrecarga de  $9 \text{ kN/m}^2$  en el carril virtual extremo y de  $2,5 \text{ kN/m}^2$  en los carriles adyacentes y banda remanente).

No obstante en la situación actual no habría margen de seguridad suficiente para admitir en ningún caso las componentes asociadas al vehículo pesado en ambas instrucciones.

- En cuanto a los pilares, para la limitación de sobrecarga antes indicada, obtendríamos resultados correctos en los de las plantas sótano-2 y sótano-3 calculados con el valor de la resistencia característica in situ asignable a dichos tramos indicada anteriormente (es decir  $f_{ck, is} = 16,4 \text{ N/mm}^2$ ) y la calidad nominal del acero ( $\cong 420 \text{ N/mm}^2$ ).

Incluso en el caso de los de la planta sótano-1 y considerando las resistencias del hormigón tan reducidas que se deducen de los resultados obtenidos en las probetas testigo de dicha planta ( $f_{ck, is} = 8,9 \text{ N/mm}^2$  si bien con una muy notable dispersión) los resultados también serían correctos, debido a las elevadas cuantías de armadura dispuestas, aunque lógicamente habría que

<sup>2</sup> La determinación del valor de la resistencia de cálculo in situ del hormigón a partir del coeficiente de minoración que se deduciría teniendo en cuenta la considerable dispersión de los resultados obtenidos en los ensayos de las probetas testigo, podría arrojar un valor inferior al considerado. El planteamiento preliminar adoptado no es por tanto conservador en este aspecto.



corroborar en su caso este resultado con la ampliación del estudio de calidad de hormigones propuesto.

## 4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los aspectos expuestos en los apartados anteriores del presente informe, podemos formular a continuación las siguientes conclusiones y recomendaciones:

A) Como resultado de las actividades realizadas (revisión documental, inspecciones, ensayos, comprobaciones de cálculo y análisis) en el estudio sobre el estado actual de la estructura del aparcamiento de la Avenida de César Augusto en Zaragoza, se deduce lo siguiente:

- Los daños detectados en la inspección del inmueble son en general leves, sin trascendencia estructural en lo relativo a su afección sobre la capacidad resistente del elemento en estado límite último. Básicamente consisten en fisuras longitudinales en los forjados unidireccionales, debidas principalmente a tracciones asociadas a la flexión transversal secundaria, a fenómenos de contracción térmica inicial y/o retracción hidráulica parcialmente coartados y daños leves por corrosión de armadura: fisuras, desconchones, armadura oxidada a la vista etc.
- En la losa de la cubierta del aparcamiento de la Avenida de César Augusto hemos detectado el mismo defecto de ejecución en la colocación de la armadura de refuerzo frente a punzonamiento que el observado en la de la cubierta del de la plaza de Salamero. En efecto, la armadura de punzonamiento (o como mínimo una de las familias del refuerzo) se sitúa excesivamente profunda, por debajo de la de flexión lo que, por las razones ya apuntadas en nuestros informes anteriores, cuestionan seriamente su validez y por tanto su contribución resistente.

En estas condiciones la losa es válida para la parte uniformemente distribuida de las sobrecargas de tráfico que contemplan tanto la actual Instrucción de Acciones en Puentes de Carretera como la vigente en la fecha de redacción del Proyecto, pero no para los vehículos pesados. Sin ese defecto de colocación la losa habría resultado correcta incluso también para estos últimos.

- En el estudio de calidad de hormigones realizado se obtienen valores significativamente reducidos en dos o tres de las probetas testigo extraídas de pilares de la planta sótano-1, lo que penaliza el valor de resistencia característica in situ asignable al hormigón de dicha planta, caracterizado además por una notable dispersión. El contraste estadístico realizado, con la información disponible, permitiría afirmar incluso que la diferencia de calidad del hormigón de dicha planta respecto al de las inferiores sería equivalente a la de una clase resistente diferente a la del resto de la estructura vertical del inmueble. Dicho valor reducido supone por tanto una severa baja de resistencia respecto de la nominal de manera que algunos de los pilares de dicha planta no dispondrían de los márgenes de seguridad frente a las cargas para las que debió ser diseñada la losa de cubierta.

Cabe señalar que, corroborando quizá este resultado, entre la documentación original consultada hemos detectado partes de ensayo de probetas moldeadas del control de recepción de hormigones que ya indicaban bajas de resistencia significativas, sin que hayamos encontrado información ni sobre los elementos afectados ni sobre medidas adoptadas en su caso.

- B) La trascendencia estructural de las anomalías indicadas en A) conduce por tanto a nuestro juicio a las siguientes conclusiones:
- Impedir el tráfico de vehículos pesados, entendiendo como tales camiones de gran tonelaje, transportes especiales, etc., y analizar si son necesarias actuaciones de refuerzo a luz del mayor tonelaje que las ordenanzas municipales contemplan para esa vía.
  - La necesidad de ampliar el estudio de calidad del hormigón de la estructura vertical, orientada a la ampliación a corroborar (o incluso reducir la resistencia asignable en su caso) el resultado anómalo obtenido mediante un muestreo más extenso o a localizar las amasadas defectuosas, acotando la posible intervención a sólo los pilares afectados que requieran realmente un refuerzo.
- C) Aparte de las recomendaciones establecidas en el punto anterior, de los resultados del estudio se deducen estas otras:
- La incorporación de un nuevo recocado de hormigón ligero sobre los forjados unidireccionales con armadura de reparto permitiría mejorar tanto sus condiciones de flexión transversal como la respuesta dinámica, si bien las condiciones estrictas de gálibo actuales podrían objetar esta posible solución.
  - Para subsanar los daños por corrosión de armadura recomendamos una reparación convencional. Previamente eso sí deben eliminarse las fuentes de humedad que aportan filtraciones a través de las juntas, en muchos casos canalizadas durante las operaciones de mantenimiento.

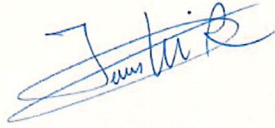
=====

=====

=====

Este informe consta de 23 páginas numeradas y 4 anejos.

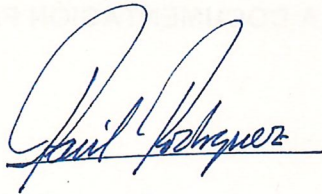
En Torrejón de Ardoz (Madrid), a 12 de febrero de 2021



D. Jesús María Rodríguez Romero  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Departamento de Estructuras.



D. Ramón Álvarez Cabal  
Dr. Ingeniero Industrial  
Director del Área de Estructuras



D. Raúl Rubén Rodríguez Escribano  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Director de la División de Estudios.

*El informe original emitido se conserva en el archivo de INTEMAC. Al Peticionario se le proporciona una copia electrónica que mantiene el valor de original y será válida siempre que no se vulneren las propiedades de seguridad del documento.*

**ANEJO Nº 1: COPIA DE UN EXTRACTO DE LA DOCUMENTACIÓN FACILITADA.**