

**REHABILITACIÓN Y AMPLIACIÓN EDIFICIO DE ANTIGUA HARINERA
BARRIO DE CASETAS (ZARAGOZA)**

AYUNTAMIENTO DE ZARAGOZA

Cuarte de Huerva (Zaragoza), Mayo de 2024

CAPÍTULO I.- ESTUDIO GEOTÉCNICO

CAPÍTULO II.- ESTUDIO DE ESTRUCTURA



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

CAPÍTULO I.- ESTUDIO GEOTÉCNICO

CAPÍTULO I. ESTUDIO GEOTÉCNICO

ÍNDICE

- 1.- INTRODUCCIÓN**
- 2.- TRABAJOS REALIZADOS**
- 3.- NIVEL FREÁTICO Y PERMEABILIDAD**
- 4.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO**
- 5.- SISMICIDAD**
- 6.- PROTECCIÓN FRENTE A LA EXPOSICIÓN AL RADON**
- 7.- TIPO DE CIMENTACIÓN Y RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS**

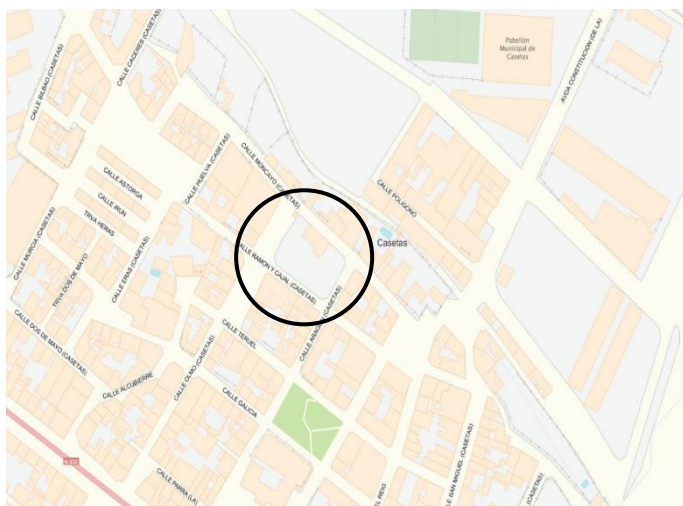
APÉNDICES

- I.- CROQUIS DE SITUACIÓN DE TRABAJOS Y PERFILES LITOLÓGICOS**
- II.- COLUMNAS DE SONDEOS Y FOTOGRAFÍAS**
- III.- CROQUIS DE LA CALICATA Y FOTOGRAFÍAS**
- IV.- ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA**
- V.- ENSAYOS DE LABORATORIO**

1. - INTRODUCCIÓN

El peticionario nos encarga el estudio geotécnico de un solar situado en Casetas (Zaragoza), ocupado por el antiguo edificio de la Harinera del Ebro y un patio con solera de hormigón en algunas zonas del mismo. Además, existe un sótano, en forma de bóveda con un hormigón de mala calidad.

El solar se sitúa concretamente entre las calles Aragón, Ramón y Cajal, Moncayo y Olmo.



Situación geográfica del solar. Fuente visor IBERPIX



Situación sobre ortofoto. Fuente GoogleEarth

En el solar está prevista la construcción de nuevas edificaciones, algunas sin sótano y otras con un nivel de sótano, y constarán de planta baja más una o dos plantas alzadas. El proyecto contempla también la rehabilitación del antiguo edificio de la Harinera del Ebro.

El estudio geotécnico se realiza atendiendo a las especificaciones definidas en el Código Técnico de Edificación (CTE), en concreto el Documento Básico SE-C “Seguridad Estructural Cimientos”.

Este estudio geotécnico tiene por objeto determinar los caracteres geológicos y geotécnicos del terreno para poder definir las características de la cimentación de las nuevas edificaciones planteadas, además de determinar el tipo de cimentación del antiguo edificio de la Harinera del Ebro y las características del terreno de apoyo.

2.- TRABAJOS REALIZADOS

2.1. - En campo

La campaña de investigación se plantea en función del tipo de construcción (C) y el Tipo de terreno (T) definido en el CTE. Según el artículo 3.2. (Tabla 3.1 y 3.2) nos encontramos en la siguiente situación:

C-1: Construcciones de menos de 4 plantas y más de 300 m² construidos

T-2: Terrenos intermedios.

Los trabajos de campo han consistido en 2 sondeos mecánicos, uno de 9 y otro de 14,65 m de profundidad y 1 ensayo de penetración dinámica DPSH. También se efectuó una calicata mecánica para reconocer la cimentación de una zona del actual edificio a rehabilitar.

El croquis de situación de los trabajos se refleja en el Apéndice I, al final del informe, reflejando en la siguiente tabla sus coordenadas de situación (ETRS 89, Huso 30):

Trabajos	Situación			Prof. (m)
	X	Y	Z	
S-1	664141	4620638	216	9,00
S-2	664112	4620659	216	14,65
P-1	664100	4620641	216	1,01
C-1	664114	4620654	216	1,80

2.1.1.- Sondeos

Entre los días 15 y 19 de abril de 2024 se efectuaron dos sondeos mecánicos denominados S-1 y S-2, situándose uno en cada edificio donde se plantea un sótano.

Los sondeos se perforaron con una sonda rotativa ROLATEC modelo RL-400 montada sobre orugas. La máquina perforó en seco mediante baterías simples (Tipo B) provistas de coronas de widia de 113 y 86 mm de diámetro. La profundidad final alcanzada en los sondeos fue de 9,0 y 14,65 metros.

Para obtener un orden de magnitud acerca de la capacidad portante del terreno se realizaron diversos ensayos estándar de penetración (S.P.T.) a distintas profundidades. El ensayo S.P.T. consiste en contar el número de golpes necesario para hincar 30 cm (15+15) un tomamuestras de 2" x 1 3/8" de diámetro con tubo bipartido o ciego, normalizado, mediante golpeo de una maza de 63,5 Kg de peso desde una altura de 75 cm.

Para realizar el ensayo se marcan en el varillaje 60 cm en tramos de 15 cm, contándose los golpes para los 30 cm centrales (valor de NSPT). Se considera que se obtiene rechazo y se suspende el ensayo cuando después de dar una serie de 100 golpes no se introducen los 30 cm en su totalidad o cuando tras dar 50 golpes el tomamuestras no se ha introducido 5 cm.

Los ensayos se realizaron con un penetrómetro automático que cumple las siguientes Normas: N.I. de la SIMSFE, S.P.T. y D.P.S.H. y que está provisto de cuenta golpes electrónico digital. Los resultados obtenidos han sido:

Sondeo nº	Profundidad (m)	Golpeo	N _{SPT}
S-1	1,80-2,40	24-31-24-22	55
	3,60-3,72	R	R
	6,60-7,20	10-13-17-17	30
	8,40-9,00	14-22-22-30	44
S-2	1,80-2,22	17-24-R	R
	5,40-6,00	5-5-7-7	12
	8,40-9,00	10-12-14-13	26
	11,40-12,00	22-30-31-31	61
	14,40-14,65	46-R	R

Asimismo, se tomaron varias muestras inalteradas (MI) en suelos cohesivos aluviales y del sustrato alterado en los dos sondeos. Las tomas se realizaron a percusión mediante un tomamuestras GMPV de pared gruesa en cuyo interior se aloja un tubo de P.V.C. donde se introducen las muestras. Inmediatamente después de su extracción se sellan los extremos para evitar pérdidas de humedad.

La hincada del tomamuestras se realiza mediante una maza de 63,5 kg que cae desde una altura de 75 cm.

Los golpes obtenidos referidos a cada uno de los tramos de 15 cm fueron los siguientes:

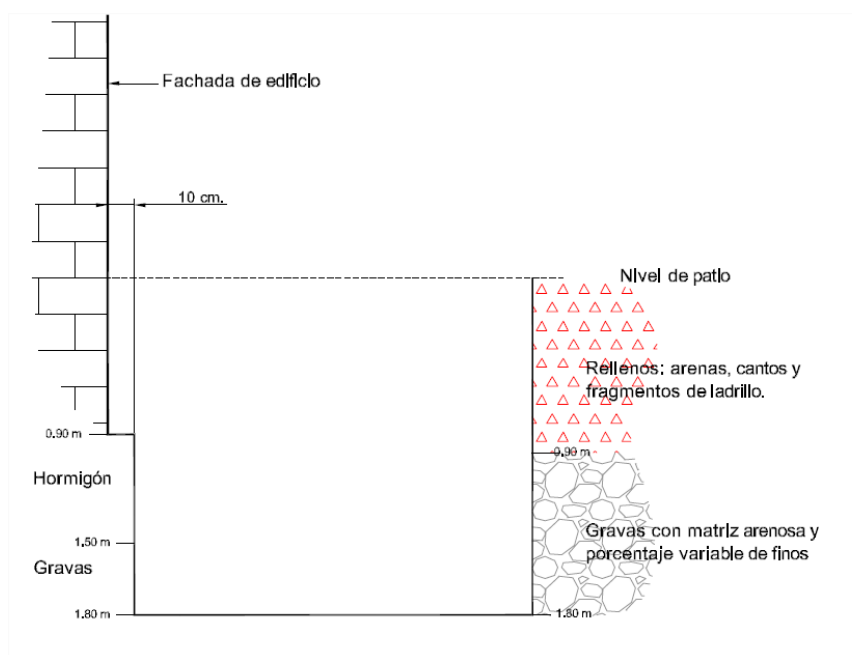
Sondeo nº	Inalterada	Profundidad (m)	Golpeo	Litología
S-1	MI-1	1,20-1,80	33-40-41-45	Gravas aluviales
	MI-2	6,00-6,60	6-6-5-6	Arcillas verdes. Sustrato Alterado
S-2	MI-1	4,80-5,40	10-10-8-8	Arcillas verdes. Sustrato Alterado
	MI-2	12,60-13,03	30-31-R	Arcillas rojizas. Sustrato Alterado

La sucesión litológica obtenida y las fotografías de los sondeos se adjuntan en el Apéndice II.

2.1.2.- Calicata de investigación

Adicionalmente se realizó una calicata de investigación en una de las esquinas del edificio de la Harinera del Ebro con una miniretroexcavadora giratoria.

El objeto de la misma era observar el tipo de cimentación de edificio, la profundidad de apoyo y las características del terreno.



Horizontes del terreno observado



Fotografía de la excavación

El croquis, perfil del terreno observado y las fotografías del hueco de excavación se adjuntan en el apéndice III.

2.1.3.– Ensayo de penetración dinámica continua

El día 11 de abril de 2024 se efectúa un ensayo de penetración dinámica, mediante un penetrómetro ROLATEC que cumple con las normas siguientes del ISSMFE Sociedad Internacional de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, Comité Técnico de Pruebas de Penetración en Suelos:

DPSH-Dynamic Probing Super Heavy
S.P.T. Standard Penetration Test

Se han realizado siguiendo la norma DPSH, con las características siguientes:

Masa de la maza	63,5 kg ($\pm 0,5$ kg)
Altura de caída	75,0 cm ($\pm 2,0$ cm)
Relación longitud/diámetro de la maza	≥ 1 y ≤ 2
Masa máxima del yunque	30,0 kg
Longitud de la varilla	1,0-2,0 m
Diámetro exterior de la varilla	32,0 mm
Masa máxima varilla + niple	8,0 kg/m
Desviación máxima en primeros 5 m	1 %
Desviación máxima a partir de 5 m	2 %
Sección de la puntaza	Circular
Área de la puntaza	20,0 cm ²
Ángulo de la punta	90°
Conteo de golpes cada N	20,0 cm

Se considera “rechazo” cuando no se obtiene una penetración de 20 cm para 100 golpes, obteniéndose a una profundidad de 1,03 m.

El gráfico de penetración, con la secuencia de golpes cada 20 cm de avance, se incluye en el Apéndice IV.

2.2. -En laboratorio

Con algunas de las muestras tomadas en los sondeos de reconocimiento se han efectuado diversos ensayos de laboratorio de acuerdo con normas UNE.

En concreto, se han efectuado ensayos de identificación, resistencia a compresión simple y análisis químicos, de acuerdo a las normas UNE correspondientes. En el siguiente cuadro se refleja un resumen de los ensayos ejecutados.

Sondeo	Muestra	W %	γ_{sc} g/cm ³	Granulometría		L. Atterberg		USCS	q _u Kpa	Sulfato mg SO ₄
				T ₅	T _{0,08}	LL	IP			
S-1	1,20-1,80			38	7,0	NP	NP	GP-GM		2199
S-2	1,00-4,00			37	9,6	NP	NP	GW-GM		2582
	4,80-5,40	14,4	1,41						90	

Los boletines completos de los ensayos, con los resultados obtenidos, se incluyen en el Apéndice V.

3.- NIVEL FREÁTICO Y PERMEABILIDAD

Durante la ejecución de los trabajos de campo sondeos no se ha detectado la presencia de nivel freático en toda la profundidad reconocida. No obstante, en sondeos próximos el nivel freático se ha observado a una profundidad entre 6,0 y 6,5 m, por lo que es posible que en algún periodo del año se encuentre a esa profundidad.

Cabe destacar, la existencia de zonas de huertas y cultivos herbáceos (alfalfas) en el entorno, lo que hace que durante el verano el riego sea de mayor intensidad, pudiendo influir significativamente en la fluctuación del nivel freático del entorno.

Sobre el comportamiento hidrogeológico de los materiales, cabe indicar lo siguiente:

- El nivel superficial de la terraza aluvial es mayoritariamente de naturaleza arcillosa o limo-arcillosa. Le suponemos un comportamiento semipermeable, con una permeabilidad en torno a 10⁻⁵ cm/s.

- Las gravas aluviales son materiales permeables por porosidad intergranular, con permeabilidades entre 10^{-1} y 10^{-2} cm/s, dados los escasos finos que componen la matriz.
- Las arcillas y argilitas del sustrato alterado subyacentes tienen menor permeabilidad, impermeables a efectos geotécnicos, estimando una permeabilidad inferior a 10^{-6} cm/s.

Las permeabilidades reflejadas son estimaciones efectuadas a partir de los ensayos granulométricos y los parámetros litológicos indicados en el CTE, ya que no se han realizado ensayos de permeabilidad específicos.

4.- CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

4.1.- Características geológicas

Geológicamente la zona estudiada, se localiza en la margen derecha del río Ebro, en un sector donde se hallan exclusivamente materiales de edad Cuaternaria.

Concretamente se trata de depósitos de terraza aluvial del río Ebro y en particular de la denominada por la mayoría de los autores como T₂, situada a 10-14 metros de altura relativa sobre el cauce del río Ebro.

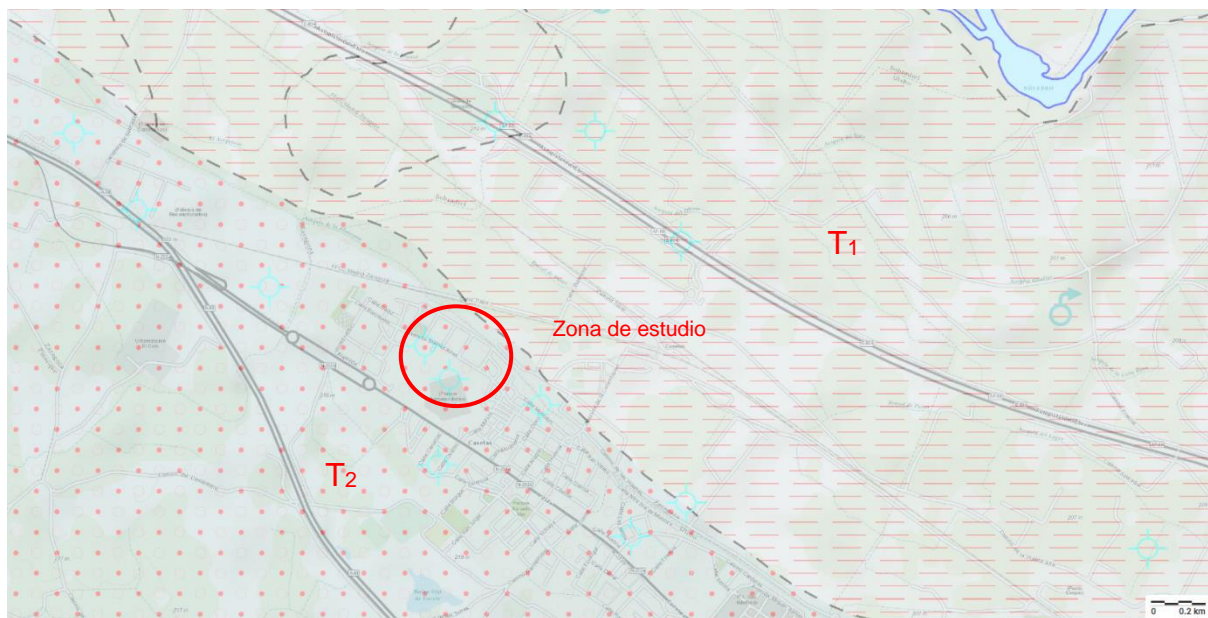
Su composición es eminentemente granular, formada por gravas compuestas por cantos poligénicos (caliza, arenisca, cuarcita,...) de morfología subredondeada, que se hallan envueltos en una matriz de arenas con proporción variable de finos.

Así mismo pueden intercalar lentejones y/o niveles de espesor variable de arenas y/o limos, observando como en la zona de estudio se encuentran con frecuencia en superficie.

El espesor de los materiales de esta terraza es del orden de 5 m en las proximidades del escarpe de la terraza T₂ con la T₁ delimitada por la Acequia de La Almozara, entorno donde se encuentra la zona de estudio.

Finalmente, y de forma subyacente a las gravas del recubrimiento, se han reconocido los materiales del sustrato Terciario. Está formado por un primer nivel muy alterado constituido por arcillas de color marrón verdoso, pasando a muro a tonalidades rojizas englobando nódulos de yeso.

En los sondeos geotécnicos consultados no se ha detectado el sustrato Terciario sano, constituido por yesos nodulares alabastrinos con arcillas grises oscuras, habiendo alcanzado profundidades del orden de 15,0 m.



Situación geológica de la zona de estudio. Fuente Visor INFOIGME

4.1.- Características geotécnicas

En la calicata efectuada para la investigación del tipo de cimentación del edificio de la antigua Harinera del Ebro, el muro de la fachada, desde la cota del patio, se empotra 0,90 m en el terreno formado por rellenos de arenas, cantos y fragmentos de ladrillo, hasta dicha profundidad.

De 0,90 a 1,50 m se descubre el hormigón que conforma la cimentación del muro. Sobresale de la fachada 0,10 m y está apoyado en gravas con matriz arenosa y porcentaje variable de finos.

La calicata se bajó hasta 1,80 m de profundidad, excavándose con más dificultad en la base de la calicata.

En los sondeos efectuados se ha descrito un primer nivel de rellenos. En el sondeo S-1 hasta 0,70 m y en el S-2 hasta 1,00 m; en este último se perforó una solera de hormigón de 15 centímetros.

Bajo los rellenos aparecen gravas aluviales del recubrimiento Cuaternario. Son gravas con matriz arenosa, algo limo-arcillosa, con cantos subredondeados, heterométricos y bolos esporádicos a base. En ocasiones aparecen cantos encostrados a techo. En el sondeo S-1 aparece un nivel superficial de 0,4 m de arcillas arenosas.

Este tramo se extiende hasta una profundidad que oscila entre 4,00 m (en S-2) y 4,60 m (en S-1).

Según Casagrande, las gravas se han clasificado como GW-GM y GP-GM con un contenido en finos no plásticos de entre 7,0 y 9,6% (pasa por el tamiz $T_{0,08}$ UNE). Su contenido en sulfatos se encuentra entre 2199 y 2582 mg SO_4 / kg suelo seco.

En cuanto a su capacidad portante, los valores N_{SPT} obtenidos de los ensayos SPT realizados durante las perforaciones oscilan entre 55 y Rechazo, que equivale a una compacidad Muy alta.

Bajo las gravas, a partir de 4,00-4,60 m, aparece el sustrato Terciario conformado fundamentalmente por niveles de alteración del sustrato yesífero.

Inicialmente se atraviesan arcillas de tonos verdes con frecuentes inclusiones de concreciones carbonatadas irregulares y cristales de yesos. Se desarrollan hasta la profundidad reconocida en el sondeo S-1 (9,0 m) y hasta 10,6 m en S-2.

Este primer nivel presenta una consistencia Firme-Muy firme, con N_{SPT} entre 12 y 26, más elevados en profundidad, y una resistencia a compresión simple de 0,9 kg/cm², para una muestra con una humedad de 14,4% y una densidad seca de 1,41 g/cm³.

A partir de 10,6 m aparece un nivel arcilloso con menor alteración, constituido por argilitas marrones rojizas con laminación paralela subhorizontal, e inclusiones de cristales de yeso secundario de pequeño tamaño. A partir de 14,0 m engloban nódulos de yesos alabastrinos con una textura deleznable, alterada. La consistencia de este nivel es Dura, obteniendo N_{SPT} superiores a 50, incluso rechazo.

Como se ha comentado anteriormente, aunque no se ha detectado nivel freático durante los trabajos de campo, en sondeos efectuados en el entorno su posición se encuentra próximo al contacto Gravitas aluviales-Sustrato alterado, entre 6,0 y 6,5 m de profundidad (cota 209-210 msnm aproximadamente).

Con lo expuesto hasta el momento y situándonos del lado de la seguridad, podemos definir el siguiente perfil geotécnico del terreno:

- De 0,0 a 1,0 m: RELLENOS Y SUELOS ALUVIALES COHESIVOS
No apto para apoyo de cimentaciones
 $\gamma_{nat} \approx 18 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 28^\circ$
 $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
 $E \approx 5 \text{ MPa}$
Suelo colapsable
- De 1,0 a 4,0/4,6 m: TERRAZA ALUVIAL. Gravitas de compacidad Muy alta
 $\gamma_{nat} \approx 21 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' \approx 36^\circ$
 $c' = 5 \text{ kN/m}^2$
 $E \approx 60 \text{ MPa}$
- De 4,0/4,6 a 10,6 m: SUSTRATO ALTERADO. Arcillas de consistencia Firme
 $\gamma_{ap} \approx 16-17 \text{ kN/m}^3$ (bajo freático $\gamma_{sum} \approx 7,0-8,0 \text{ kN/m}^2$)
 q_u (resistencia a compresión simple) $\approx 100 \text{ kN/m}^2$
 $E \approx 10 \text{ MPa}$
No colapsable. No expansivo en las condiciones de humedad actuales.

- Superior a 10,60 m: SUSTRATO ALGO ALTERADO. Argilitas marrones de consistencia Dura

$$\gamma_{ap} \approx 18 \text{ kN/m}^3 \text{ (bajo freático } \gamma_{sum} \approx 9,0 \text{ kN/m}^2)$$

$$q_u = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$E \approx 50 \text{ MPa}$$

5. -SISMICIDAD

Para la consideración de la acción sísmica en el Barrio de Casetas (Término Municipal de Zaragoza), es de aplicación la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02), publicada en el BOE el 11 de Octubre de 2002. Dicho término municipal no figura en la relación del anejo 1 de la citada Norma, de modo que la aceleración sísmica básica (a_b) se considera inferior a 0,04 g.

En el artículo “1.2.3. Criterios de aplicación de la Norma” se especifica que no es obligatoria la aplicación de esta Norma cuando la aceleración sísmica básica (a_b) sea inferior a 0,04 g, siendo “g” la aceleración de la gravedad. Por lo tanto, en el término municipal de Zaragoza no es necesario aplicar la Norma NSCE-02 para las obras previstas.

6. -PROTECCIÓN FRENTE A LA EXPOSICIÓN AL RADÓN

Para la consideración de la necesidad de disponer soluciones de cara a limitar el riesgo de exposición de los usuarios a concentraciones inadecuadas de radón procedente del terreno en el interior de los locales habitables, es de aplicación el Código Técnico de la Edificación CTE DB-HS Sección 6: Protección frente a la exposición al radón, publicada en el BOE el 27 de diciembre de 2019. El Barrio de Casetas, incluido en el término municipal de Zaragoza, no figura en la relación del Apéndice B de la citada norma.

De acuerdo al artículo 3 “Verificación y justificación del cumplimiento de la exigencia”, para el término municipal de Zaragoza, no será preciso disponer soluciones específicas de protección de los locales habitables frente a la exposición al radón.

7. - TIPO DE CIMENTACIÓN Y RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

Diferenciamos para cada edificio las recomendaciones constructivas más oportunas.

Edificio nuevo con sótano adosado al actual

De acuerdo a la tipología de la edificación prevista y dada la excavación a efectuar bajo la rasante, del orden de unos 3 m respecto a la superficie del terreno actual, el resguardo de gravas aluviales compactas que quedarían por debajo hasta las arcillas del sustrato es reducido. En estas condiciones, teniendo en cuenta además la probable presencia del nivel freático próximo al contacto gravas aluviales-arcillas terciarias, cuya fluctuación se encuentra asociada al río Ebro y riegos de cultivos, lo más aconsejable y seguro es una cimentación mediante losa.

Según los planos facilitados por el peticionario se prevé que la excavación necesaria sea del orden de 3,0 m de profundidad respecto al terreno actual, más el canto de la losa, con lo que nos encontramos sobre un espesor de gravas aluviales de compacidad Alta-Muy alta del orden de 1,0-1,5 m de potencia.

Al tener prevista la excavación de unos 3,0-3,5 m hasta alcanzar la cota de apoyo, la losa estará totalmente compensada para las cargas previstas (la presión debida a las tierras excavadas es superior a la presión media transmitida por el edificio), en la zona con sótano.

Al ser la losa totalmente compensada el asiento teórico será nulo y puede considerarse un coeficiente de balasto de 2,0 kg/m³ en cimentación real.

Para determinar la presión admisible de la losa por hundimiento, aunque la losa apoye sobre las gravas, vamos a considerar de forma conservadora, en general, que el terreno bajo la losa es un material con características geotécnicas correspondientes al sustrato alterado (arcillas de consistencia Firme).

$$P_{adm} = \frac{1,2 \cdot c \cdot N_c}{FS} + q \cdot N_q$$

$c = \text{cohesión} = \frac{1}{2} \text{ Resistencia a compresión simple} = 5 \text{ t/m}^2$

$N_c = 5,14$

$FS = 3$

$q = \text{presión debida a tierras o a edificios junto a la losa}$

$N_q = 1$

$$P_{adm} = \frac{1,2 \cdot 5 \cdot 5,14}{3} + 3,5 \text{ m} \cdot 1,6 \text{ t/m}^3 \cdot 1 = 15,9 \text{ t/m}^2 \approx 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

Evidentemente la presión media transmitida por el edificio será bastante menor y por tanto admisible.

Para que la losa sea segura debe cumplirse que la resultante de las cargas caiga dentro del núcleo central y preferiblemente dentro de una zona homotética con razón $\frac{1}{2}$ del núcleo central con respecto al centro de gravedad de la superficie de apoyo, siguiendo las indicaciones del CTE.

Teniendo en cuenta que se prevén excavaciones máximas de unos 3,5 m, la excavación podrá realizarse con retroexcavadora. Junto a las calles debe considerarse la posibilidad de que sea necesario excavar por bataches, aunque es bastante probable que si se efectúa la excavación en época de nivel freático bajo (invierno), las paredes de la excavación pueden mantenerse verticales en tramos relativamente largos, recomendando inicialmente en las zonas adosadas a calles longitudes de hasta 5,0 m de muro hormigonado, y en función de su comportamiento modificarlos si procede.

En el caso de excavaciones en la zona de medianera con el edificio actual, se efectuará mediante bataches de 3 m de longitud máxima, comprobando durante la excavación y construcción del muro, posibles afecciones a la cimentación del edificio e inestabilidades, debiendo de prever medidas de contención en esos casos.

Edificio nuevo sin sótano

Para el edificio proyectado sin sótano, en la alineación de la C/ Olmo, se recomienda una cimentación superficial mediante zapatas aisladas o corridas sobre gravas aluviales a partir de 1,0 m de profundidad.

La compacidad de las gravas es Alta-Muy alta a cota de cimentación, por lo que la presión admisible por hundimiento es muy elevada, limitando a efectos de asientos tensiones a transmitir iguales o inferiores a 2,5 kg/cm², siendo los asientos inferiores a 1,5 cm según Schmertmann.

Edificio actual (Harinera)

Respecto al edificio actual de la harinera que se va a conservar, considerando que no tiene sótano y que su cimentación es una zapata corrida apoyada sobre gravas de compacidad Alta-Muy alta, vamos a evaluar la presión que puede transmitir.

Contamos con que el apoyo se produce a 1,5 m de profundidad (calicata C-1) y que es una zapata corrida de ancho igual al del muro más 10 cm a cada lado, es decir, como mínimo de 70 cm de ancho, quedando por debajo 2,50-3,0 m de grava compacta, por lo que el bulbo de tensiones no afectará a la arcilla subyacente del sustrato al disponer de un resguardo suficiente, de al menos 3,5B.

Por hundimiento, la presión admisible, despreciando la cohesión, resulta:

$$P_{adm} = \frac{q \cdot N_q + 0,5 \gamma \cdot B N_\gamma}{3}$$

$$q = 1,5 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t/m}^3 = 2,7 \text{ t/m}^2$$

$$N_q (\phi = 36^\circ) = 37,7$$

$$B = 0,7 \text{ m}$$

$$\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$$

$$N_\gamma (\phi = 36^\circ) = 56,3$$

$$P_{adm} = \frac{2,7 \cdot 37,7 + 0,5 \cdot 2,1 \cdot 0,7 \cdot 56,3}{3} = \frac{101,8 + 41,4}{3} = 47,7 \text{ t/m}^2 = 4,7 \text{ kg/cm}^2$$

Para una presión transmitida de 4,0 kg/cm², resulta un asiento menor de 1 cm, calculado por el método de Schmertmann, y claramente admisible, siendo despreciable la influencia en los niveles del sustrato alterado, siempre que la cimentación sea como la considerada (0,7 m de ancho y apoyo a 1,5 m).

Por tanto, la presión admisible del terreno para la cimentación del edificio existente de la harinera (0,7 m de ancho y apoyo a 1,5 m) es del orden de 4,0 kg/cm². Para profundidades de apoyo o anchos muy distintos, habría que evaluar la presión admisible para las circunstancias que realmente concurren.

Edificio nuevo adosado al actual con un nivel de sótano construido

Se trata de una zona abovedada con tan sólo sótano, situada colindante al edificio principal existente, conformado por varias arcadas de ladrillo y muros con un hormigón de mala calidad.

Se plantea la construcción sobre el sótano de un nuevo edificio de una planta baja y una o dos plantas alzadas.

De igual forma que sucede con el edificio con nuevo sótano a construir en la zona opuesta, si consideramos que tanto el muro del edificio de la Harinera como la cimentación de las arcadas apoyan sobre gravas aluviales a partir de 3,0 m de profundidad respecto a la superficie, el resguardo de estas gravas que existe hasta el contacto con el sustrato alterado es del orden de 1,5 m, según el sondeo S-1.

Para esta situación, habida cuenta que se quiere conservar el sótano en sus características actuales y dado que se van a producir nuevas cargas, lo más recomendable es efectuar una cimentación independiente a la que tiene el sótano actual, mediante micropilotes empotrados en argilitas marrones rojizas del sustrato algo alterado.

Al desconocer el estado de la cimentación tanto de los apoyos de las arcadas como del muro actual que delimita el sótano, con bastante incertidumbre respecto a la calidad del hormigón, no consideramos suficientemente segura una nueva cimentación directa en gravas aluviales, ya que podrían inducir asentamientos o deformaciones inadmisibles en las cimentaciones actuales.

La ejecución de los micropilotes deberá ser realizada mediante Inyección Única (IU), limitando así la posibilidad de reacción del hormigón con los sulfatos existentes en el terreno y la aparición de etringita. Para el cálculo de los micropilotes puede emplearse lo indicado en la "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera", editada por el Ministerio de Fomento.

A efectos de cálculo, podemos considerar los siguientes parámetros:

- Desde cara baja de sótano hasta 4,6 m: Gravas aluviales de compacidad Muy alta
 $r_{f,lim} = 4,0 \text{ kg/cm}^2$
- De 4,6 a 11,0 m: Arcillas verdes alteradas de consistencia Firme
 $r_{f,lim} = 0,75 \text{ kg/cm}^2$
- Superior a 11,0 m: Argilitas marrones rojizas de consistencia Dura
 $r_{f,lim} = 3,5 \text{ kg/cm}^2$

Deben mayorarse las cargas y aplicar un coeficiente de minoración de la resistencia del terreno de 1,65. Todos estos datos deberían confirmarse a la vista del perfil del terreno al hacer los primeros micropilotes distribuidos por la zona de afección.

En general, en todas las edificaciones, las excavaciones previstas se podrán efectuar con maquinaria convencional.

Finalmente, para cimentaciones superficiales sobre gravas aluviales, losa o zapatas, dado el contenido en sulfatos obtenido en las muestras ensayadas ($< 3000 \text{ mg SO}_4 / \text{kg}$ suelo seco), de cara al empleo de cementos sulforresistentes se considera un Ataque DÉBIL, Tipo de Exposición XA1 según el Código Estructural (BOE 190 del 10 de agosto del 2021).

Para cimentaciones profundas que atraviesen los niveles de arcillas yesíferas del sustrato Terciario alterado, suelos con alto contenido en sales sulfatadas, será preciso el empleo de cemento sulforresistente en la fabricación de hormigones en contacto con el terreno, considerando un Ataque FUERTE, Tipo de Exposición XA3, según el Código Estructural.



Fdo. Luis David Bona Martínez
Geólogo
Colegiado nº 2.927



Fdo. Javier Prats Rivera
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 7.780



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

APÉNDICES



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

APÉNDICE I

CROQUIS DE SITUACIÓN DE TRABAJOS Y PERFILES LITOLÓGICOS



Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.

REHABILITACIÓN Y AMPLIACIÓN HARINERA. CASETAS (ZARAGOZA)
AYUNTAMIENTO DE ZARAGOZA

Ref.- 2573


Indicada

Planta de situación de trabajos



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

APÉNDICE II
COLUMNAS DE SONDEOS Y FOTOGRAFÍAS



Nº Obra: 2573

Obra: REHABILITACIÓN Y AMPLIACIÓN ANTIGUA HARINERA DE CASETAS

Localidad: ZARAGOZA

Peticionario: AYTO. ZARAGOZA

Fecha Inicio: 15-04-2024 Fecha Final: 16-04-2024

COORDENADAS

X = 664141
Y = 4620638
Z =

Tipo de máquina: RL-400

Sondista: MANUEL CARRERA

Supervisor/a: DAVID BONA

SONDEO

S - 1

Escala 1:50	Tipo Perforación	Ø Perforación	Revestimiento	Cota	Profundidad	Estratigrafía	Descripción	S.P.T.	Nspt	Muestra	Golpeo Inalterada	Nivel freático
							ESCOMBROS.					
1				-0.70	0.70		TERRAZA ALUVIAL RÍO EBRO. Arcillas arenosas marrones rojizas con algún canto.					
2				-1.10	1.10		Gravas y bolos con matriz arenosa clara, algo limosa, con cantos subredondeados y heterométricos. A muro, intercalación de 40 cm de gravillas.	1.80 2.40	55	MI-1 33-40-41-45		
3												
4								3.60 3.72	R R			
5				-4.60	4.60		SUSTRATO MUY ALTERADO. Arcillas verdes claras, a tramos con arenas yesíferas.					
6												
7				-6.60	6.60		Arcillas verdes con laminación horizontal.	6.60 7.20	30	MI-2 6-6-5-6		
8												
9				-9.00	9.00			8.40 9.00	44			

WS: Perforación con widia en seco
WH: Perforación con widia y agua
D: Perforación con diamante y agua

OBSERVACIONES:
- No se detecta nivel freático durante la perforación.

SONDEO S-1




De 0,00 a 3,00 m.


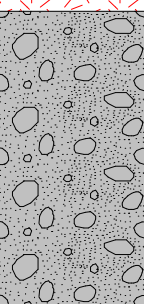
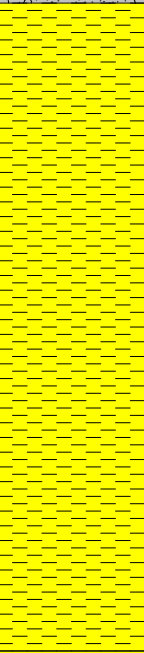
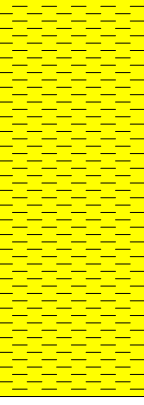


De 3,00 a 6,00 m.



De 6,00 a 9,00 m

	Nº Obra:	2573	COORDENADAS	SONDEO	
	Obra:	REHABILITACIÓN Y AMPLIACIÓN	X =	664112	
		ANTIGUA HARINERA DE CASETAS	Y =	4620659	
	Localidad:	ZARAGOZA	Z =		
	Peticionario:	AYTO. ZARAGOZA	Tipo de máquina:	RL-400	
Fecha Inicio:	17-04-2024	Fecha Final:	19-04-2024	Sondista:	MANUEL CARRERA
				Supervisor/a:	DAVID BONA

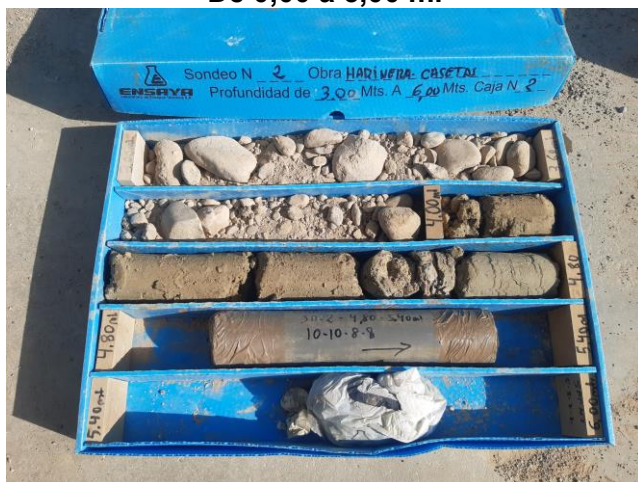
Escala 1:75	Tipo Perforación	Ø Perforación	Revestimiento	Cota	Profundidad	Estratigrafía	Descripción	S.P.T.	Nspt	Muestra	Golpeo Inalterada	Nivel freático
1				-0.15	0.15		PAVIMENTO. ESCOMBROS.	10 20 30 40				
2				-1.00	1.00		TERRAZA ALUVIAL RÍO EBRO. Gravas y bolos con matriz arenosa clara, algo limosa, con cantos subredondeados y heterométricos. Tamaños de hasta 5-7 cm de canto.	1.80 2.22	R			
3												
4				-4.00	4.00		SUSTRATO MUY ALTERADO. Arcillas verdes claras, a tramos con arenas yesíferas. Engloban concrecciones de carbonato irregulares y frecuentes cristales de yeso. En profundidad aumenta su consistencia y poseen laminación subhorizontal.	5.40 6.00	12	MI-1	10-10-8-8	
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11				-10.60	10.60		SUSTRATO ALGO ALTERADO. Argilitas marrón rojizas de consistencia dura, con estructura laminada subhorizontal, e inclusiones de cristales de yeso secundario. A partir de 14,0 m de profundidad engloban nódulos de yeso alabastrino, deleznales.	8.40 9.00	26			
12												
13												
14												
15				-14.65	14.65			11.40 12.00	61	MI-2	30-31-R	
								14.40 14.65	R			

WS: Perforación con widia en seco WH: Perforación con widia y agua D: Perforación con diamante y agua	OBSERVACIONES: - No se detecta nivel freático durante la perforación.
---	--

SONDEO S-2



De 0,00 a 3,00 m.



De 3,00 a 6,00 m.



De 6,00 a 9,00 m

SONDEO S-2



De 9,00 a 12,00 m



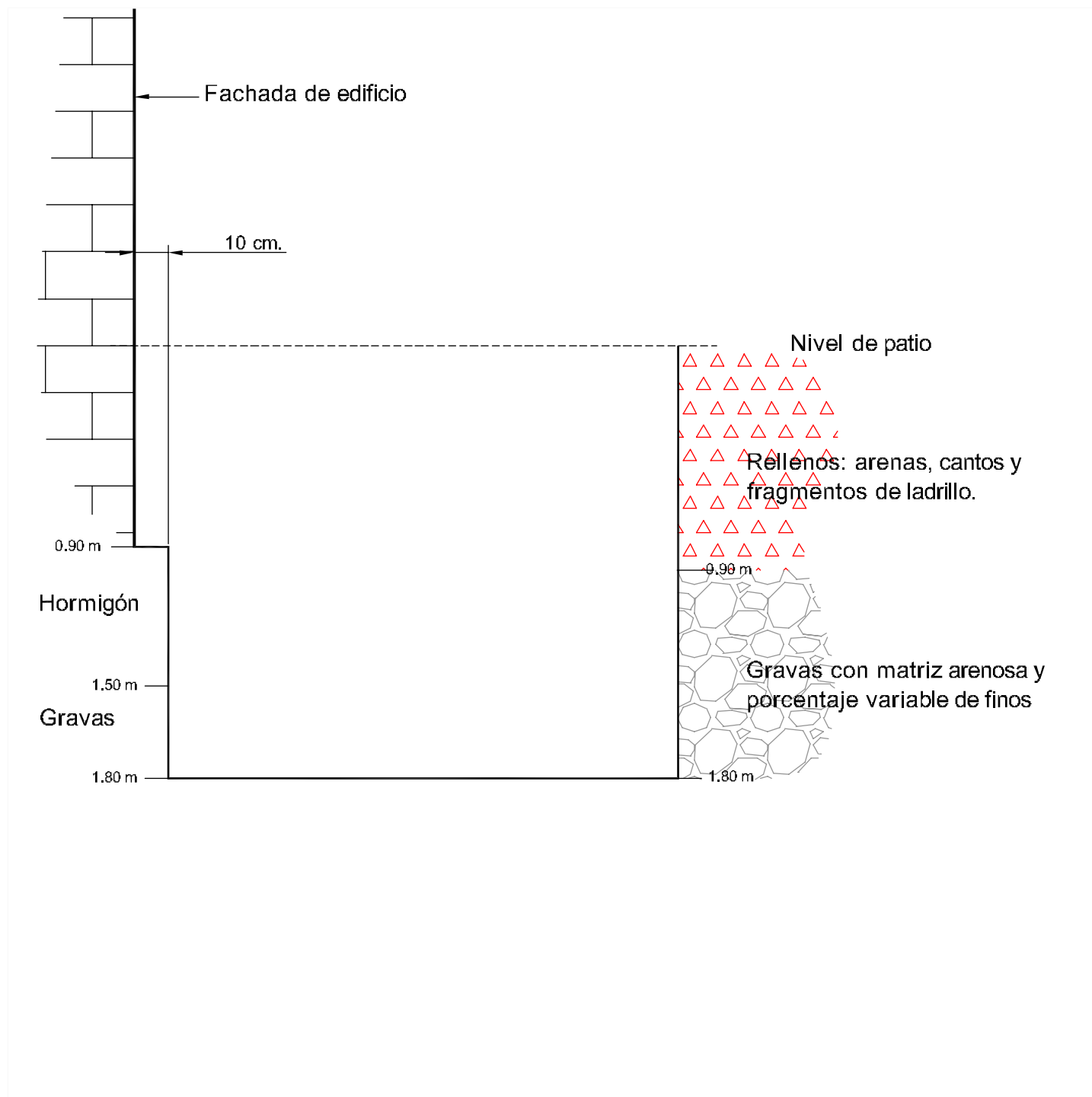
De 12,00 a 14,65 m



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

APÉNDICE III

CROQUIS DE LA CALICATA Y FOTOGRAFÍAS

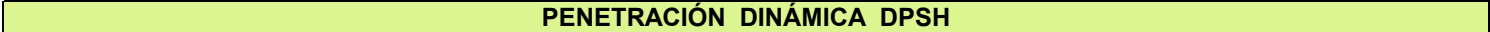


CROQUIS DE LA CALICATA



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

APÉNDICE IV
ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA



Obra:	NUEVO CENTRO CIVICO EN HARINERA DE CASSETAS. (ZARAGOZA)	PENETRACIÓN
		P-1

Peticionario:	ENSAYA, CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L
----------------------	---



OBSERVACIONES: Se finaliza el ensayo a XX m de profundidad.



**Control
Geotecnia y
Geofísica, S.L.**

APÉNDICE V
ENSAYOS DE LABORATORIO

PETICIONARIO:

ENSAYA, CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L

OBRA:

NUEVO CENTRO CIVICO EN HARINERA DE CASETAS.
(ZARAGOZA)

Nº MUESTRA:

.2024/4544

REF. MUESTRA:

S-1. De 1.20 a 1.80 m. MI-1

Nº OBRA:

2573

Nº REF.:

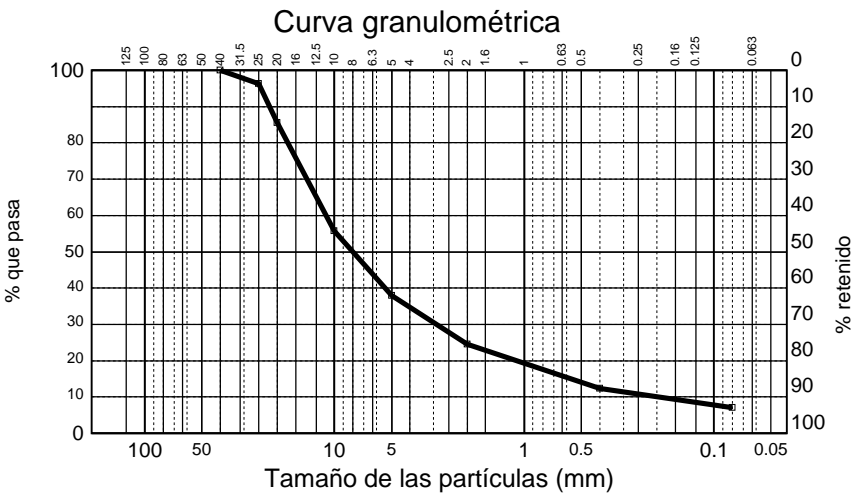
2024/25797

FECHA TOMA:

03/05/2024

Análisis granulométrico (UNE-EN ISO 17892-4)

Tamiz (mm)	Pasa (%)
40	100
25	96
20	86
10	56
5	38
2	25
0,4	12
0,08	7,0
-----	-----
-----	-----



Límites Atterberg (UNE-EN ISO 17892-12)	Proctor modificado (UNE 103501)	Clasificación
Límite líquido	No obtenible	Humedad óptima --- USCS GP-GM
Límite plástico	No plástico	Densidad máxima --- PG-3
Índice de plasticidad	No plástico	

Estado natural (UNE-EN ISO 17892-1 y 2)	Proctor normal (UNE 103500)	Colapso (UNE 103406)
Humedad	--- Humedad óptima	--- Índice de colapso ---
Densidad aparente	--- Densidad máxima	---
Densidad seca	---	
Peso específico	---	

Ensayos químicos	Índice CBR (UNE 103502)	Hinch. libre (UNE 103601)
ión sulfato (mg/kg)	2199 CBR 95% compactación	--- Hinchamiento libre ---
Ácidoz Baumann-Gully (ml/lkg)	--- CBR 98% compactación	---
Materia orgánica (%)	--- CBR 100% compactación	--- P.M.H. (UNE 103602)
Sulfatos solubles	--- Hinchamiento	--- Presión ---
Sales solubles	---	Compresión simple (UNE 103602)
Yesos	---	Presión ---
Carbonatos	---	

El jefe del área

Fdo. DAVID BONA MARTINEZ
LICENCIADO C.C. GEOLÓGICAS

Zaragoza, 14 de mayo de 2024

VºBº Directora del Laboratorio

Fdo. ARANTXA MENDIZABAL AGUIRRE
INGENIERO INDUSTRIAL

PETICIONARIO:

ENSAYA, CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L

OBRA:

NUEVO CENTRO CIVICO EN HARINERA DE CASETAS.
(ZARAGOZA)

Nº MUESTRA:

.2024/4543

REF. MUESTRA:

S-2. De 1.00 a 4.00 m. MA-1

Nº OBRA:

2573

Nº REF.:

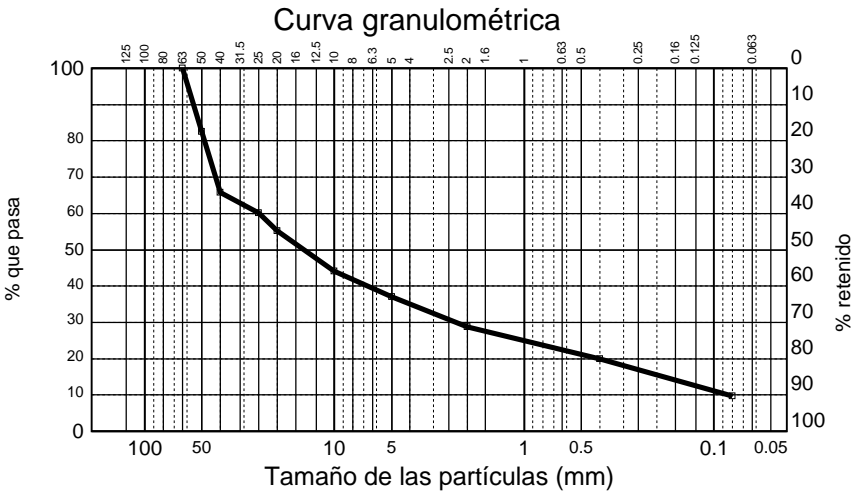
2024/25798

FECHA TOMA:

03/05/2024

Análisis granulométrico (UNE-EN ISO 17892-4)

Tamiz (mm)	Pasa (%)
63	100
50	83
40	66
25	60
20	55
10	44
5	37
2	29
0,4	20
0,08	9,6



Límites Atterberg (UNE-EN ISO 17892-12)		Proctor modificado (UNE 103501)	Clasificación	
Límite líquido	No obtenible	Humedad óptima	---	USCS
Límite plástico	No plástico	Densidad máxima	---	PG-3
Índice de plasticidad	No plástico			
Estado natural (UNE-EN ISO 17892-1 y 2)		Proctor normal (UNE 103500)	Colapso (UNE 103406)	
Humedad	---	Humedad óptima	---	Índice de colapso
Densidad aparente	---	Densidad máxima	---	
Densidad seca	---			
Peso específico	---			
Ensayos químicos		Índice CBR (UNE 103502)	Hinch. libre (UNE 103601)	
Lón sulfato (mg/kg)	2582	CBR 95% compactación	---	Hinchamiento libre
Ácidoz Baumann-Gully (ml/lkg)	---	CBR 98% compactación	---	
Materia orgánica (%)	---	CBR 100% compactación	---	P.M.H. (UNE 103602)
Sulfatos solubles	---	Hinchamiento	---	Presión
Sales solubles	---			
Yesos	---			
Carbonatos	---			
			Compresión simple (UNE 103602)	
			Presión	

El jefe del área

Fdo. DAVID BONA MARTINEZ
LICENCIADO C.C. GEOLÓGICAS

Zaragoza, 14 de mayo de 2024
VºBº Directora del Laboratorio

Fdo. ARANTXA MENDIZABAL AGUIRRE
INGENIERO INDUSTRIAL

PETICIONARIO:

OBRA:

Nº MUESTRA:

REF. MUESTRA:

ENSAYA, CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L

NUEVO CENTRO CIVICO EN HARINERA DE CASETAS.
(ZARAGOZA)

.2024/4542

S-2. De 4.80 a 5.40 m. MI-1

Nº OBRA:

Nº REF.:

FECHA TOMA:

2573

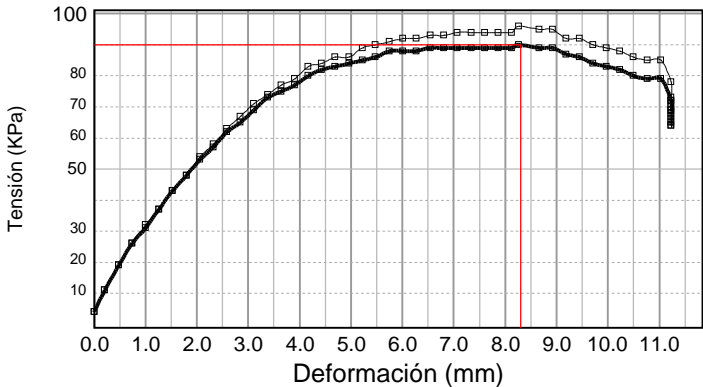
2024/25800

03/05/2024

Ensayo de compresión simple (UNE-EN ISO 17892-7:2019)

Diámetro de la muestra(cm):	7.87	Humedad (%):	14,43
Altura de la muestra (cm):	15.08	Densidad aparente (g/cm³):	1,62
Peso de la muestra (g):	1185,9	Densidad seca (g/cm³):	1,41
Velocidad de compresión (mm/min):	1,95	Resistencia a compresión simple (KPa):	90
		Deformación (%):	5,5

Gráfica carga - deformación



ANEXO GRÁFICO



Probeta tras compresión simple



Detalle del plano de rotura

El jefe del área

Fdo. DAVID BONA MARTINEZ
LICENCIADO C.C. GEOLÓGICAS

Zaragoza, 14 de mayo de 2024
VºBº Directora del Laboratorio

Fdo. ARANTXA MENDIZÁBAL AGUIRRE
INGENIERO INDUSTRIAL

CAPÍTULO II.- ESTUDIO ESTRUCTURA

CAPÍTULO II. ESTUDIO ESTRUCTURA

INDICE

- **Introducción y antecedentes**
- **Inspección visual**
- **Cálculo Estructural**
- **Conclusiones**

Anexo:

- **Esclerometría de madera**
- **Resistencia a compresión del hormigón**
- **Ensayos en pilares de fundición**

1.- INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El Ayuntamiento de Zaragoza, encarga a ENSAYA CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA , S.L.), la realización de un estudio del estado actual de la estructura de la antigua Harinera de Casetas, construida en la primera década del siglo XX y del que se mantiene el cuerpo central.

El objetivo de la inspección es analizar el estado actual de la estructura, y evaluar su capacidad resistente. Analizamos:

- La cimentación
- Los pilares de fundición
- Las vigas y forjado de madera

La estructura del edificio, según es habitual en la época en la que fue construido, consiste en muros portantes de fábrica de ladrillo sobre el que se apoyan los forjados de estructura de madera, con un apoyo central en pilares de fundición. El forjado está construido con vigas de madera que se apoyan directamente en el muro de fachada y en una carrera de madera con pilares de fundición. El entrevigado está formado por un simple tablero de madera sin recubrimiento alguno.

2. INSPECCIÓN VISUAL

El pasado 4 de abril de 2024, técnicos de ENSAYA CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L. realizaron una visita al inmueble con el fin de delimitar el estado patológico de las vigas de madera. La inspección se ha regido por las indicaciones de la norma UNE 41805-8 IN “ESTUDIO PATOLÓGICO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO.

ESTRUCTURAS DE MADERA” y se han abordado aspectos relacionados con los siguientes aspectos:

Procesos físicos. Degradación del material

- Ataque biótico: Hongos xilófagos e insectos
- Ataque abiótico: Agentes atmosféricos o meteorológicos, Productos químicos, Acción del fuego

Procesos mecánicos. Patología de origen estructural

- Singularidades en la madera
- Deformaciones
- Roturas
- Capacidad mecánica residual insuficiente (Deformación, flexión y cortante)
- Arriostramiento insuficiente

Lesiones en las uniones

- Lesiones por degradación del material
- Lesiones mecánicas

2.1. Procesos físicos. Degradación del material

a) Ataque biótico: Hongos xilófagos e insectos

- **Hongos xilófagos**

Suelen ser el mayor problema de estabilidad en las estructuras de madera, ya que su efecto produce la descomposición bioquímica de la madera (pudrición) por la pérdida de lignina en unos casos y celulosa en otros.

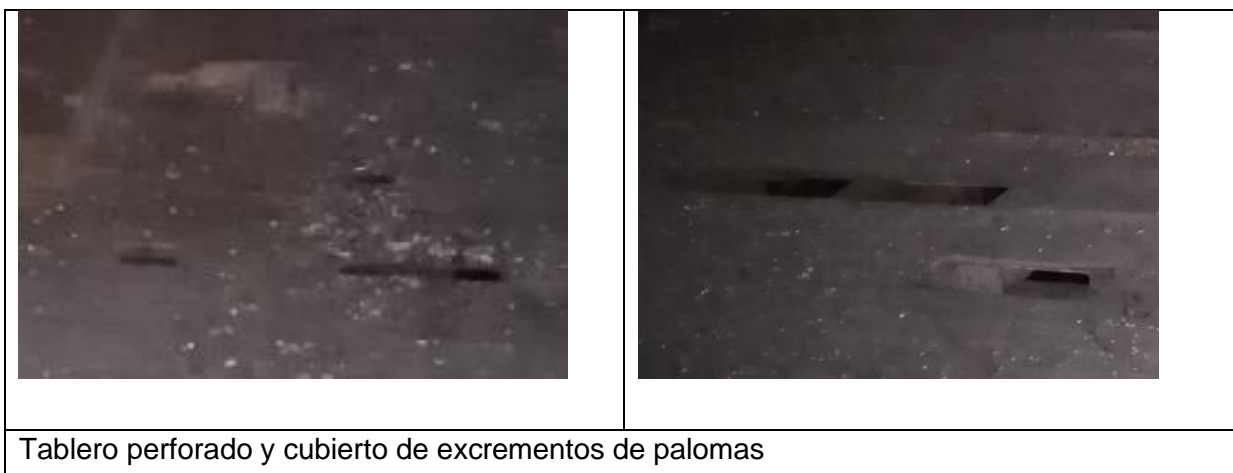
Puede conllevar la pérdida de sección de la pieza sin pérdida de longitud o la disminución de longitud de la pieza, cuando la pudrición se produce en la superficie de apoyo.

Se caracteriza por el cambio de coloración de la madera y alteraciones morfológicas. Suele ser un daño localizado reducido a las zonas donde la humedad supera el 22% en determinados puntos o locales del edificio.

En el estado de abandono que se encuentra, con la presencia de restos de pinturas antiguas semi-desprendidas, no es posible determinar la presencia de zonas de pudrición en la estructura, aunque el entablado de la planta segunda presenta signos de humedad. En la imagen se puede apreciar la entrada de luz por diferentes puntos de la cubierta, por lo que entendemos que es posible que haya habido filtraciones de forma continua.



Luz entrando por orificios en la cubierta



- **Insectos lavararios**

El proceso de deterioro que inician los insectos de ciclo larvario en las estructura de madera se caracteriza por el depósito de huevos en lugares protegidos de la madera, como fendas, orificios y ranuras. Las larvas crecen alimentándose de madera, formando galerías y debilitando la superficie de la madera. El periodo de crecimiento (y de ataque) puede ir desde semanas hasta más de 10 años. Los insectos adultos salen al exterior a través de orificios que practican en la superficie de la madera. La presencia de orificios indica que al menos ha existido una generación de insectos, aunque números tan elevados como el existente en la obra indica que han existido varias y por tanto que el ataque es antiguo.

El ataque de insectos suele limitarse a la albura, y por tanto a la superficie de la madera, que desde luego disminuye su capacidad resistente. Un criterio conservador consiste en descontar la profundidad afectada a las dimensiones de la pieza para verificar la capacidad portante.

Se ha apreciado en la superficie de las vigas la presencia de numerosos orificios y galerías que sugieren la presencia de insectos xilófagos, aunque no es posible detectar en el momento de la vista si existe actividad.



b) Ataque abiótico: Agentes atmosféricos o meteorológicos, Productos químicos, Acción del fuego

- **Fotodegradación**

La radiación ultravioleta del sol ataca inicialmente a la lignina. El agua actúa además de forma combinada, potenciándose entre sí, y multiplicando sus efectos.

En la estructura objeto de estudio no se han apreciado cambios de coloración asociados a la fotodegradación, debido a su situación en el interior del edificio.

- **Acción del agua**

El agua que moja la superficie de la madera sin protección es absorbida rápidamente por capilaridad, produciendo hinchamientos y un estado de tensiones que, si no es equilibrado de forma simétrica, origina la combadura de la pieza, aunque sin afectar a las propiedades mecánicas de forma significativa, de no estar asociado a la proliferación de hongos de pudrición o insectos.

El síntoma más característico es el cambio de coloración y deslavado de la superficie.

Se aprecia, en el entablado de la planta segunda, cambios de coloración y roturas de piezas que sugieran la presencia continuada de agua. En la planta primera, se aprecia también la presencia de agua y falta de resistencia en los entablados

- **Acción del fuego**

La acción del fuego en la madera produce una combustión lenta, dejando una zona carbonizada en la superficie que conlleva la pérdida de sección resistente, y en general disminución de las propiedades mecánicas.

No se aprecia carbonización en la capa exterior de las piezas inspeccionadas ni en las uniones de las mismas con la estructura.

2.2. Procesos mecánicos. Patología de origen estructural

a) Alteraciones de la fibra: nudos, crecimiento irregular, bolsas de resina, fendas

Tienen su origen en el crecimiento de la madera en su ciclo vital, provocados por el ambiente natural en el que se desarrolla y crece el árbol, y puede crear dificultades en el trabajo de la madera, alabeos y revirados, así como afectar a la efectividad de los tratamientos de la madera.

Las piezas puestas en obra corresponden a madera natural, presentando nudos y fendas “naturales”, así como “defectos” de alineación y sección, que no son objeto de este informe.

b) Deformaciones.

En forjados y elementos lineales horizontales, las deformaciones más importantes son las relacionadas con flechas, que se manifiestan en deformación y desnivel de los solados y deformación de las piezas de madera.

Pueden tener su origen en:

- Dimensionado insuficiente de las piezas
- Aumento de la sobrecarga
- Aumento de las cargas permanentes
- Fluencia de la estructura
- Cambios higrotérmicos

En la introducción de la norma UNE 41806-8 IN se aclara *“Debe señalarse que no se contemplan en esta Parte las lesiones ocasionadas en elementos no estructurales por deformabilidad de la propia estructura, ya que no son trata de lesiones de ésta”*.

c) Roturas

En piezas que han recibido esfuerzos excesivos se puede producir deformaciones excesivas hasta su rotura. La localización preferente de las roturas son las uniones empotradas y las zonas de vano donde los esfuerzos de flexión son mayores.

Se han detectado roturas en el entablado que supone la solución de entrevigado, así como la ausencia en tramos de correas (desconocemos si se ha tratado de un desmontaje controlado en razón el uso o debido a su mal estado)

d) Sección insuficiente

Falta de capacidad de la sección de soportar las cargas actuantes, como consecuencia de un aumento de las mismas respecto de las condiciones normales de la estructura o por reducción de la sección, debida al ataque de xilófagos.

En el apartado siguiente se realiza una comprobación del estado de cargas existente (incluyendo sobrecargas de nivelación). Si las secciones se vieran comprometidas en razón del ataque de xilófagos

2.3. Lesiones en las uniones

a) Pudrición y pérdida de material

Las entregas de los muros son especialmente sensibles a fenómenos de pudrición, debido a la falta de ventilación de las piezas y al aumento de humedad de la unión.

No se han observado cambios de coloración en las entregas ni presencia de organismos en la entrega de los muros.

b) Acción del fuego

No se han observado cambios de coloración o zonas carbonizadas en las zonas de entrega de los muros.

c) Aplastamientos

No se han observado pérdidas de la geometría de la estructura ni descuadres significativos.

d) Deslizamientos

Debido a holguras en las uniones debido a degradaciones puntuales de la zona de unión, por pudrición o aplastamiento de la zona de ensamble.

No se han observado mermas de sección en la zona de entrega a los muros, habiendo holguras debido a estar simplemente apoyado.

e) Roturas en las zonas de ensamble de las piezas

No se han observado roturas en las zonas de ensamble.

3.- CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.1. Material resistente

Los pilares son de fundición dúctil y las paredes de carga que fábrica de ladrillo.

Las vigas y forjados, se constituyen con vigas de madera, por lo que aplicaremos para todos los cálculos y evaluación de capacidad resistente de la madera el CTE en su Documento Básico SE-M Estructuras de Madera.

3.2. Forjados de madera

En primer lugar, consideramos la madera, según el CTE, como madera maciza y le asignaremos una capacidad resistente de acuerdo con el citado Documento Básico, Estructuras de Madera en su anejo E.

Al no conocer la madera en sí y no poder ensayarla, vamos a considerar que se trata de madera aserrada especies coníferas, con una resistencia a flexión de 18 Megapascuales (N/mm²).

El documento también especifica los coeficientes que se deben aplicar a las propiedades de la madera, para llegar a los valores de cálculo, así se especifica en el artículo 2.2.3.:

$$X_d = k_{mod} \cdot (X_k/\gamma_M)$$

Siendo:

- X_k valor característico de la propiedad del material;
- γ_M coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material definido en la tabla 2.3;
- k_{mod} factor de modificación, cuyos valores figuran en la tabla 2.4 teniendo en cuenta, previamente, la clase de duración de la combinación de carga de acuerdo con la tabla 2.2 y la clase de servicio del apartado 2.2.2.2.

En este caso considerando una madera aserrada o maciza, estos valores serían:

X_k (Resistencia Característica a Flexión) = 18,0 N/mm².

$\gamma_M = 1,30$

$k_{mod} = 0,60$

Por lo que la resistencia a flexión de cálculo será:

$X_d = k_{mod} \cdot (X_k/\gamma_M) = 0,60 \cdot 18,0/1,30 = 8,31 \text{ N/mm}^2$.

3.3. Cimentación

Las paredes de carga se empotran en las gravas, con una dimensión, según se observa en la cata realizada, que sobresale 10 centímetros de la pared de carga. Si esto es así la zapata corrida de la pared de carga tendrá, al menos, 1 metro de anchura y transmitirá al apoyo cargas inferiores a 2 kg/cm².

3.4. Cálculo de la capacidad resistente.

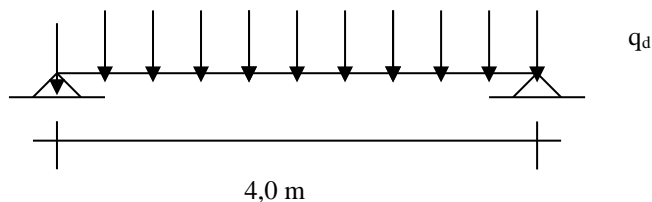
FORJADO ALTILLO

Viga principal.

Se han calculado estas vigas apoyadas en pilares de fundición cuyas características geométricas son:

- Luz: 4.0 m
- Anchura equivalente de carga: 2,05 metros (4,10/2)
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)
 - $b = 230 \text{ mm}$
 - $h = 320 \text{ mm}$

En estas condiciones, y sabiendo que la estructura de madera se comporta como un elemento bi apoyado en los pilares de fundición tendremos:



Como ya hemos indicado en líneas generales el aspecto de la madera en la viga principal es aceptable y pensamos que no se han perdido sus características resistentes.

Vamos a calcular la sobrecarga de uso máxima que puede soportar esta viga, partiendo de las siguientes cargas

CARGAS PERMANENTES.

Peso Propio Entramado	1,0 kN/m ²
Tabiquería	0,0 kN/m ²
Peso Propio Pavimento	0,3 kN/m ²

SOBRECARGAS.

Uso U_s kN/m²

Con estos datos y los coeficientes de seguridad siguientes:

Mayoración permanentes 1,35

Mayoración uso 1,50

La carga uniformemente repartida será:

$$q_d = (1,30 \cdot 1,35 + U_s \cdot 1,50) \cdot 2,05 = 3,60 + 3,075 S_u$$

valor que vendrá dado en kN/m, si S_u se da en kN/m²

Como sabemos:

$$\sigma = M_d / W_x$$

Siendo W_x el módulo resistente en esa dirección y M_d el momento de cálculo.

$$W_x = 1/12 \cdot b \cdot H^3 / H/2 = 1/12 \cdot 23 \cdot 32^3 / 16 = 3.925,33 \text{ cm}^3.$$

Y, por lo tanto:

$$\sigma = M_d / 3.925,33 \text{ cm}^3 > 8,31 \text{ N/mm}^2$$

por lo tanto

$$M_d < 8,31 \text{ N/mm}^2 \cdot 3.925,00 \text{ cm}^3 = 32,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como sabemos al tratarse de una viga biapoyada, su momento es

$$M_d = 1/8 q_d \cdot L^2 = 1/8 \cdot q_d \cdot 4^2 = 2 \cdot q_d < 32,62 \text{ kN/m}$$

Por lo que

$$q_d = 3,60 + 3,075 S_u < 16,31 \text{ kN/m} \rightarrow S_u = 4,13 \text{ kN/m}^2$$

Viguetas de forjado.

Estas viguetas inicialmente apoyaban en la viga principal anteriormente calculada, aunque en estos momentos tienen un refuerzo, que no sabemos si se puso, por verse que estas viguetas no tenían la capacidad resistente deseada, o por si se colocó posteriormente a su construcción, alguna máquina o cualquier otro sobrepeso que así lo aconseje. No obstante, el refuerzo tiene mal aspecto, los pilares de fundición están colocados de manera poco homogénea, dejando luces muy dispares, de hecho, se ha colocado en algún caso puntales, y la nueva viga entre estos pilares, que debe soportar a las viguetas, no tiene gran entidad 150x100 mm. Veamos en su estado primitivo en que la tensión de las viguetas:

- Luz: 4,10 m
- Anchura equivalente de carga: 0,52 metros
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)
 - $b = 70 \text{ mm}$
 - $h = 240 \text{ mm}$

Operando de igual manera que antes:

La carga uniformemente repartida será:

$$q_d = (1,30 \cdot 1,35 + U_s \cdot 1,50) \cdot 0,52 = 0,91 + 0,78 S_u$$

valor que vendrá dado en kN/m, si S_u se da en kN/m²

Como sabemos:

$$\sigma = M_d / W_x$$

Siendo W_x el módulo resistente en esa dirección y M_d el momento de cálculo.

$$W_x = 1/12 \cdot b \cdot H^3 / H/2 = 1/12 \cdot 7 \cdot 24^3 / 12 = 672,00 \text{ cm}^3.$$

Y por lo tanto:

$$\sigma = M_d / 672 \text{ cm}^3 > 8,31 \text{ N/mm}^2$$

por lo tanto

$$M_d < 8,31 \text{ N/mm}^2 \cdot 672,00 \text{ cm}^3 = 5,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como sabemos al tratarse de una viga biapoyada, su momento es

$$M_d = 1/8 q_d \cdot L^2 = 1/8 \cdot q_d \cdot 4,1^2 = 2,10 \cdot q_d < 5,58 \text{ kN/m}$$

Por lo que

$$q_d = 0,91 + 0,78 S_u < 5,58/2,10 \text{ kN/m} \rightarrow S_u = 2,24 \text{ kN/m}^2$$

Valor que no llega al mínimo deseado (pensando en museos)

Viga corta luces del altillo

Por lo tanto, la viga existente que acortaba la luz de las viguetas y liberaba de carga a la viga principal, parece que si sería necesaria su utilización, si operamos como hemos hecho hasta ahora, tendríamos.

- Luz: 2,1 m (en el peor de los casos)
- Anchura equivalente de carga: 2,05 metros
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

Y con los mismos cálculos:

$$W_x = 250 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_d / 250 \text{ cm}^3 > 8,31 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 2,05 \cdot 2,1^2 / 8 > 2,08 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow S_u = 1,34 \text{ kN/m}^2$$

Valor menor que todos los anteriores. A la vista de estos resultados, pensamos que la mejor solución sería sustituir esta viga de madera de poco canto, por una viga metálica y a partir de aquí, ver la situación resistente de nuestro “nuevo” forjado.

Como el canto está limitado a 10 cm, proponemos colocar un IPE 100, cuyo módulo resistente es de 20 cm³, por lo que tendríamos

$$W_x = 20 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_d / 20 \text{ cm}^3 > 275 / 1,05 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 2,15 \cdot 2,1^2 / 8 > 5,24 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow S_u = 5,16 \text{ kN/m}^2$$

En estas circunstancias, y haciendo trabajar a esta viga intermedia, veamos el resto de estructura cómo se comporta.

Viguetas del altillo

- Luz: 2,05 m
- Anchura equivalente de carga: 0,52 metros
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)

$$b = 70 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$W_x = 672,00 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_d / 672 \text{ cm}^3 > 8,31 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 0,52 \cdot 2,05^2 / 8 > 5,58 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow S_u = 12,45 \text{ kN/m}^2$$

Viga principal del altillo

- Luz: 4.0 m
- Anchura equivalente de carga: 1,05 metros (2,10/2)
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)

$$b = 230 \text{ mm}$$

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$W_x = 3.925,33 \text{ cm}^3.$$

$$\sigma = M_d / 3.925,33 \text{ cm}^3 > 32,62 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 1,05 \cdot 4,00^2 / 8 > 32,62 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow S_u = 9,18 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, en esta nueva situación, retirando la viga de madera “corta luces” de 15 centímetros de ancho y 10 de canto y sustituyéndola por un perfil metálico laminado IPE 100 del mismo canto, la nueva estructura del altillo podría soportar una sobrecarga de uso muy superior a 5,0 kN/m², y por lo tanto emplearse para un museo.

Veamos las plantas más elevadas, en las que las vigas principales soportarán dos vanos de 4,10 metros cada uno.

FORJADOS OTRAS PLANTAS.

Operamos de igual manera que el caso anterior. Ahora, tenemos los siguientes parámetros

Vigas principales.

- Luz: 4,00 m
- Anchura equivalente de carga: 4,10 metros
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$W_x = 5.104,17 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_d / 5.104,17 \text{ cm}^3 > 8,31 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 4,10 \cdot 4,00^2 / 8 > 42,42 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow S_u = 2,28 \text{ kN/m}^2$$

Como se ve estas vigas podrían soportar una sobrecarga de uso de 2,00 kN/m², es decir zonas de oficinas o similares, siempre además que no hubiera tabiques y el peso propio del forjado fuera el actual, el de la estructura y placas de madera del canto necesario como solado.

Viguetas del forjado.

- Luz: 4,10 m
- Anchura equivalente de carga: 0,54 metros
- Sección viga (datos promedio, considerados como representativos)

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$W_x = 666,67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_d / 5.104,17 \text{ cm}^3 > 8,31 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 0,54 \cdot 4,10^2 / 8 > 5,54 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow S_u = 2,08 \text{ kN/m}^2$$

Pilares.

Los pilares, como hemos indicado son de fundición dúctil. Se realizó una vista de inspección a fin de medir las dimensiones y espesores de los pilares y tomar una muestra de ellos, a fin realizar unos ensayos y poder clasificar el material resistente. En concreto se realizaron ensayos de metalografía, dureza Brinell y tracción. S/UNE-EN 1561 se podría ajustar a la calidad EN-GJL-HB155 (Designación Numérica 5.1101). En su correspondiente anejo se adjunta el informe numerado como 2024/3895.

La resistencia a tracción se considera de 155 Mpa.

Vamos a analizar los pilares más cargados, que son los de la planta baja, cuyas dimensiones observadas en obra son.

Diámetro exterior 160 mm

Espesor de pared 21 mm

Los pilares de la planta baja soportan tres forjados con las características de dimensiones, luces y anchos equivalentes de carga, y cargas propiamente dichas, ya indicadas en el estudio de forjados, por lo que la carga soportada, dejando como incógnita la sobrecarga de uso S_u en kN/m^2 , y estimando una sobrecarga de uso en cubierta de $1,0 \text{ kN/m}^2$ por conservación y $1,0 \text{ kN/m}^2$ por material de cubierta, tendríamos:

Axil soportado por las cargas transmitidas por planta semisótano (kN), considerando la existencia del IPE cortaluces:

$$N_{\text{SOT}} = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 4,00 \cdot 2,05/2 = 7,20 + 6,15 S_u.$$

Axil soportado por las cargas transmitidas por planta baja y primera (kN):

$$N_B = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 4,00 \cdot 4,10 = 28,80 + 24,60 S_u.$$

$$N_1 = (1,30 \cdot 1,35 + S_u \cdot 1,50) \cdot 4,00 \cdot 4,10 = 28,80 + 24,60 S_u.$$

Axil en planta cubierta (kN):

$$N_B = (2,00 \cdot 1,35 + 1,00 \cdot 1,50) \cdot 4,00 \cdot 4,10 = 68,88 \text{ kN}$$

Por lo tanto el axil soportado en planta baja será:

$$N = 133,68 + 55,35 S_u \text{ kN}$$

Como sabemos:

$$\sigma = N/A + M_d/W_x$$

Siendo:

σ , resistencia a la tracción de la fundición

A, el área de la sección ($D=160\text{mm}$ $e=22 \text{ mm}$):

$$A = \pi/4 (D^2 - d^2) = 5.149,08 \text{ mm}^2.$$

W_x el módulo resistente:

$$W_x = \pi/32 (D^4 - d^4)/D = 179.590,34 \text{ mm}^3.$$

$$\sigma = 155/1,05 = 147,62 \text{ N/mm}^2.$$

Por lo tanto

$$147,60 > (133,68 + 55,35 S_u) \cdot 10^3 / 5.149,08 + (133,68 + 55,35 S_u) \cdot 10^3 \cdot 20 / 179.590$$

De donde se obtiene:

$$147,60 - 25,96 - 147,88 > (10,75 + 6,16) S_u \rightarrow S_u < 6,31 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que los pilares admitirían una sobrecarga de uso de 5,0 kN/m² en los forjados del edificio.

4. CONCLUSIONES.

De la inspección, ensayos y cálculos realizados se deducen las conclusiones:

- La madera de vigas y viguetas tiene un buen aspecto general y considerando una madera (Madera de pino silvestre de calidad C-18, del lado de la seguridad).
- El atillo, que en principio se destina a museo, para poder emplearlo para este fin, debería de cambiarse la viga de madera existente de 150x100 mm por un IPE 100, del mismo canto, y en estas condiciones, las vigas y viguetas además cumplen holgadamente con los cálculos realizados para las nuevas cargas. Habría que tener en cuenta, en obra la posibilidad de sustituir alguna vigueta de madera que pudiera estar en mal estado y que en la presente inspección no se hubiera detectado.
- La estructura de madera del resto del edificio, en las zonas mas elevadas, tan solo podrá dedicarse a un uso tal, que la sobrecarga no supere los 2,0 kN/m².
- La cubierta está soportado por una cercha metálica, que no ha sido analizada en esta inspección. La cobertura de la cubierta está en malas condiciones y como resultado de la inspección pensamos que debería repararse.
- Los pilares de fundición y los de hormigón de los silos están en buenas condiciones de uso y pueden soportar la sobrecarga de uso de 5,0 kN/m².

En Zaragoza, mayo del año dos mil veinticuatro.



Javier PRATS RIVERA
Ingeniero de Caminos. Colegiado 7.880

ANEXO

ESCLEROMETRÍA DE MADERA



PETICIONARIO: ENSAYA, CONTRO GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L.

Nº OBRA: 2.573

OBRA: NUEVO CENTRO CÍVICO EN HARINERA DE CASETAS

REF. MUESTRA: 2024/4036

FECHA DE TOMA: 10/04/2024

PENETRÓMETRO PARA DIAGNÓSTICO DE ELEMENTOS DE MADERA EN EDIFICIOS EXISTENTES (UNE 41809)

1 EQUIPO UTILIZADO

Se ha utilizado un esclerómetro marca WOODPECKER, con número de serie V0520H. Sus características técnicas son:

- Energía de impacto: 2,3 J
- Profundidad de penetración: 0-50 mm
- Varilla percutora: 2,5 mm de diámetro x 50 mm de longitud

Para cada comprobación, de acuerdo con las instrucciones del fabricante, se realizan cinco golpes, midiendo la penetración de la varilla con un penetrómetro manual de 0,01 mm de precisión.

2. RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN

Realizamos una inspección detallada de las vigas y correas de madera en techo de planta baja.

Situación	Lectura 1	Lectura 2	Media
1 - CORREA 3	24,3	13,3	18,8
3 - CORREA 13	18,5	16,6	17,5
5 – CORREA 22	17,5	19,8	18,6
7 – CORREA 28	14,3	14,1	14,2



Situación	Lectura 1	Lectura 2	Media
2 - VIGA 1	18,9	19,0	19,0
4 - VIGA 2	18,6	15,8	17,2
6 – VIGA 3	16,1	16,0	16,0
8 – VIGA 4	19,4	15,9	17,7

La penetración media medida ha sido de 17,7 mm (17,3 mm en correas y 17,5 en vigas) con una desviación muestral de 2,72.

Los resultados obtenidos son homogéneos, por lo que no parece que haya que considerar la opción de madera de diferentes clases o especies en la construcción.

En Cuarte de Huerva, a 13 de mayo de 2024

Jefe del Área

Gustavo Royo Lantarón

Lcdo. C.C. Geológicas

Vº Bº del Director del Laboratorio

Arantxa Mendizábal Aguirre

Ingeniero Industrial

RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

PETICIONARIO: ENSAYA, CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L

OBRA: NUEVO CENTRO CIVICO EN HARINERA DE CASETAS.
(ZARAGOZA)

Nº MUESTRA: .2024/4479

REF. MUESTRA:

Nº OBRA: 2573

Nº REF.: 2024/25383

FECHA TOMA: 26/04/2024

Nº testigo	Localización	Dir. carga hormigonado	Observaciones
T-1	PILAR SILO	Perpendicular al hormigonado	

Nº testigo	Edad (días)	Fecha rotura	Dimensión testigo pulido (Ømm x Lmm)		Ø máx. árido (mm)	Peso (Kg)	Densidad (Kg/dm³)	Carga de rotura (KN)	Tensión de rotura (MPa)	Esbeltez (L/Ø)	Factor de corrección esbeltez	Tensión rotura corregida (MPa)	(*) Tensión rotura /0.9 (MPa)
T-1	> 28 días	07/05/2024	74,9	148	-	1419,7	2222,16	148,99	33,8	1,98	0,998	33,7	37,4

El jefe del área

Fdo. GUSTAVO ROYO LANTARÓN
LICENCIADO C.C. GEOLÓGICAS

Zaragoza, 7 de mayo de 2024
VºBº Directora del Laboratorio

Fdo. ARANTXA MENDIZÁBAL AGUIRRE
INGENIERO INDUSTRIAL

ENSAYOS EN PILARES DE FUNDICIÓN

Pol. Industrial Valdeconsejo- C/Aneto, parcela nº 8-A. T 976 566 875 – F 976 566 612 – 50410 Cuarte de Huerva (Zaragoza)- www. ensaya.es- ensaya@ensaya.es

INFORME

PETICIONARIO: ENSAYA, CONTROL, GEOTECNIA Y GEOFÍSICA, S.L. **OBRA Nº:** 2573
ASUNTO: NUEVO CENTRO CIVICO EN HARINERA DE CASETAS. (ZARAGOZA)
MUESTRA Nº: 2024/3895

Muestra:

Material	Probeta / Muestra	Dimensiones (mm)	Ref. ENSAYA	Fecha de toma
Fundición	Porción obtenida de la estructura metálica	20 x 20 x 250	24M086	16/04/2024

Ensayos a realizar:

Muestra	Tracción	Dureza	Metalografía
24M086	x	x	.
Apartado	A.1	A.2	A.3

A1. Ensayo de tracción

Normativa aplicada: UNE-EN ISO 6892-1. Materiales metálicos. Ensayo de tracción. Método de ensayo a temperatura ambiente.
Tipo de probeta: Cilíndrica
Equipo utilizado: Prensa de tracción-compresión SITENOR MH-200
Fecha de realización: 17/04/2024

Resultado:

Muestra	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción (MPa)	Límite elástico (MPa)	Alargamiento (%)	
24M086	14,1	166	N.D.	1	(1)

Observaciones: El límite elástico no se ha podido medir porque la rotura ha sido frágil, y la máquina no lo ha detectado.

(1) La rotura se ha producido en la parte calibrada de la probeta y dentro de marcas, pero en la zona donde superficialmente se observaba una pequeña oquedad.

La porción de muestra suministrada para realizar los ensayos presentaba oquedades relacionadas con la fabricación, en su día, de la fundición (ver fotografías a continuación).



A.2 Ensayo de dureza Brinell

Normativa aplicada: UNE-EN ISO 6506. Materiales metálicos. Ensayo de dureza Brinell. Parte 1. Método de ensayo.

Equipo utilizado: Durómetro HOYTOM 713-SRD

Fecha de realización: 19/04/2024

Resultado:

Muestra	Dureza Brinell
	Media de 5 determinaciones
24M086	146

Observaciones: **Conversión** ISO18265 - 480 MPa - A.1 - HB
Según el valor de **dureza** obtenido, teniendo en cuenta que se trata de una fundición gris, S/UNE-EN 1561 se podría ajustar a la calidad EN-GJL-HB155 (Designación Numérica 5.1101).

A.3. Metalografía

Normativa aplicada: UNE-EN 1561:2012 Fundición. Fundición gris.

Alcance: Se prepara una probeta metalográfica de una sección transversal de la probeta de tracción de referencia 24M086. Se adjuntan dos microfotografías x200, sin ataque.

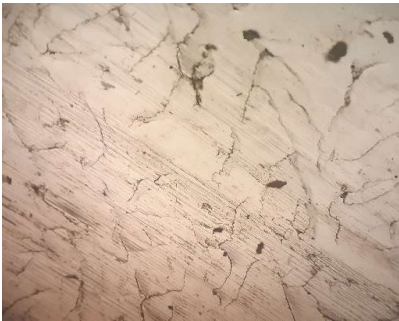
Corrosivo empleado: A-1. Nital. CEN ISO/TR 16060

Equipo utilizado: Tronzadora Labotom 3, Struers. Pulidora metalográfica Polirresin Metallografic.

Fotografía: Ver a continuación.

Fecha de realización: 19/04/2024

Resultado: Fundición gris.



Jefe del Laboratorio de Metales

Fdo. Sonia Echevarria
Lcdo. C.C. Químicas

Zaragoza, a 19 de abril de 2024

VºBº de la Directora de laboratorios

Fdo. Arantxa Mendizábal Aguirre
Ingeniero Industrial