



efebearquitectura+

ingenieros JG

MEMORIA

2023

DICIEMBRE

PROYECTO DE EJECUCIÓN Y DE ACTIVIDAD

NUEVO EDIFICIO JUDICIAL DE MÓSTOLES

**C/ Nueva York 44
Móstoles - Madrid**

PROMOTOR


**SUBDIRECCIÓN GENERAL DE
INFRAESTRUCTURAS JUDICIALES.
CONSEJERÍA DE PRESIDENCIA, JUSTICIA Y
ADMINISTRACIÓN LOCAL. COMUNIDAD DE
MADRID**

PROYECTISTA

**FRANCISCO BENÍTEZ IGLESIAS
COLEGIADO 12878 COAM**

En Madrid, a 22 de **diciembre** del **2023**

Fdo: **Francisco Benítez Iglesias**

BENITEZ
IGLESIAS
FRANCISCO
JAVIER -


Firmado digitalmente por
BENITEZ IGLESIAS FRANCISCO
JAVIER
Nombre del certificado (DN):
CN=BENITEZ IGLESIAS FRANCISCO JAVIER,
serialNumber=DCE5
, givenName=FRANCISCO JAVIER,
sn=BENITEZ IGLESIAS,
cn=BENITEZ IGLESIAS FRANCISCO
JAVIER
Fecha: 2023.12.22 17:14:05
+01'00'

INDICE

1. PROYECTO DE ESTRUCTURA	4
1.1 OBJETO	4
1.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	7
1.3 ACCIONES	9
1.3.1 ACCIONES PERMANENTES	9
1.3.2 ACCIONES VARIABLES (Q)	10
1.3.3 ACCIONES ACCIDENTALES (A)	13
1.5 MARCO GEOTÉCNICO	14
1.5.1 Introducción	14
1.5.2 Trabajos de campo	14
1.5.3 Ensayos de laboratorio	14
1.5.4 Descripción del terreno	15
1.5.5 Cimentación	15
1.6 CIMENTACIÓN	17
1.6.1 Solución de Cimentación	17
1.6.2 Nivel Freático y Subpresión	18
1.7 BASES DE CÁLCULO	19
1.6 ESTADO LÍMITE ÚLTIMOS	21
1.7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	22
1.8 MATERIALES	23
1.8.1 ACERO ESTRUCTURAL	23
1.8.2 HORMIGONES	23
1.8.3 ACERO PARA ARMAR	23
1.9 CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN	24
1.10 DURABILIDAD	25
1.10.1 HORMIGÓN ARMADO	25
1.10.2 ACERO	25
1.11 RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA	26
1.11.1 RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN EL CTE	26
1.11.2 RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS SOPORTES	27
1.11.3 RESISTENCIA AL FUEGO DE VIGAS CON TRES CARAS EXPUESTAS AL FUEGO	27
1.11.4 RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSAS MACIZAS DE HORMIGÓN ARMADO	28
1.11.3 RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS FORJADOS	28
1.12 NORMATIVA EMPLEADA	29
1.13 ANEJOS A LA MEMORIA DE ESTRUCTURA	31

1. PROYECTO DE ESTRUCTURA

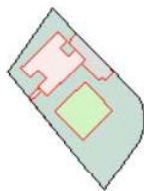
1.1 OBJETO

El objeto del presente documento es el proyecto de estructura del nuevo Edificio Judicial de Móstoles, situado en la calle Nueva York, 44 — 28936. Móstoles, Madrid. Su referencia catastral es 7431106VK2673S0001ZL.



Imagen 1. Ubicación de los juzgados

Referencia catastral	7431106VK2673S0001ZL
Localización	CL NUEVA YORK 44 28936 MOSTOLES (MADRID)
Clase	Urbano
Uso principal	Cultural
Superficie construida	7.068 m ²
Año construcción	1977



Parcela construida sin división horizontal

Localización	CL NUEVA YORK 44 MOSTOLES (MADRID)
Superficie gráfica	11.014 m ²

Imagen 2. Información catastral del terreno

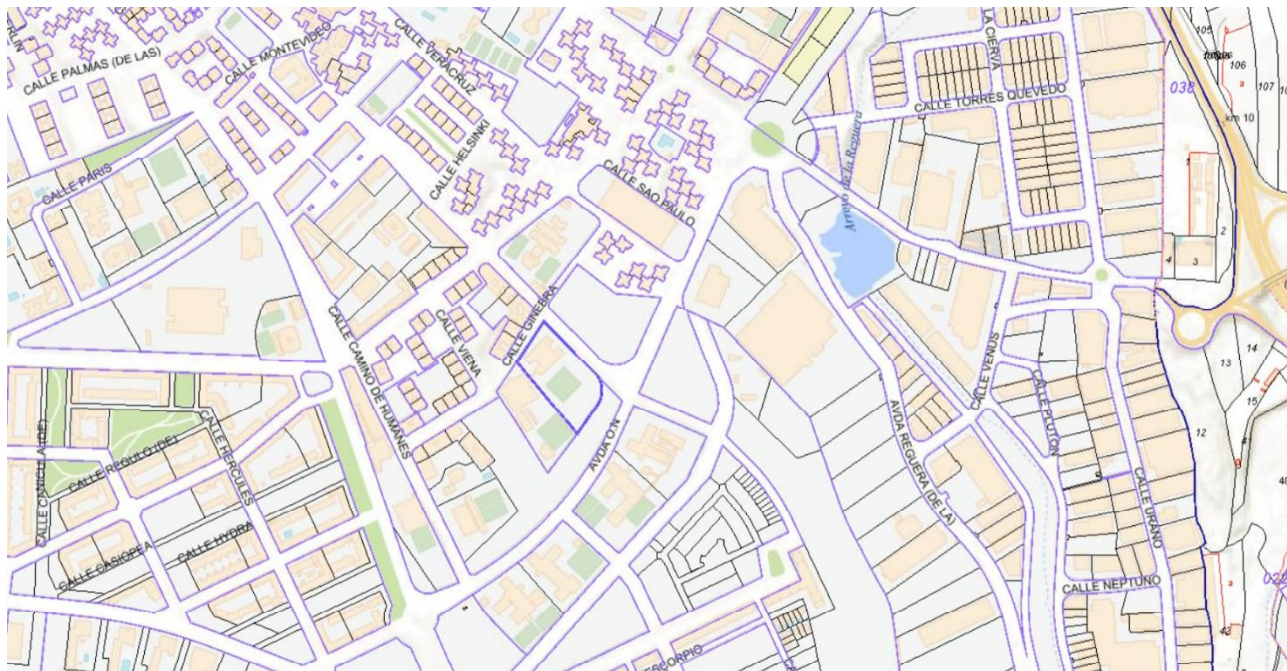


Imagen 3. Cartografía

CONSULTA DESCRIPTIVA Y GRÁFICA DE DATOS CATASTRALES DE BIEN INMUEBLE

Referencia catastral: 7431106VK2673S0001ZL

DATOS DESCRIPTIVOS DEL INMUEBLE

Localización:

CL NUEVA YORK 44
28936 MOSTOLES (MADRID)

Clase: URBANO

Use principal: Cultural

Superfície construída: 7.068 m²

Año construcción: 1977

Construcción

[illegible]**PARCELA**

Superficie gráfica: 11.014 m²

Participación del inmueble: 100,00 %

Tipo: Parcela construida sin división horizontal



Este documento no es una certificación catastral, pero sus datos pueden ser verificados a través del "Acceso a datos catastrales no protegidos de la SEC"

Jueves, 30 de Marzo de 2023

Imagen 4. Datos catastrales Calle Nueva York 44

En la presente memoria de cálculo se describen las bases de cálculo, los procesos empleados en el dimensionamiento y comprobación de los distintos elementos estructurales y la metodología de análisis utilizada para cada uno de ellos.

El presente proyecto cumple con los requisitos exigidos por el Código Técnico de la Edificación y del Código Estructural, incluidos los Eurocódigos Normativos.

La definición total de la estructura a construir la forman además de esta Memoria descriptiva, los Planos y la medición y presupuesto. Si de la lectura de los distintos documentos se dedujese alguna contradicción, corresponderá su aclaración a la Dirección Facultativa, no siendo válida ninguna interpretación dada por la Empresa Constructora, suponiendo válida alguna opción en oposición a las que la contradigan.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La construcción proyectada es un edificio administrativo de 8 plantas sobre rasante y una planta enterrada para albergar los nuevos juzgados de Móstoles. Compositivamente, el edificio juega con la volumetría para generar una sensación de ligereza en la estructura. Para ello, se divide el edificio en dos volúmenes claramente diferenciados: por un lado, el basamento de 120 metros de longitud y 44,50 metros de ancho formado por la planta baja y la planta primera y, por otro lado, el volumen flotante que lo forman las cinco plantas superiores con la misma longitud y un ancho de 22 metros dividido en tres cruías, dos para las salas y despachos y una intermedia para albergar los espacios servidores. En la planta segunda se aprovecha para separar las envolventes de ambos volúmenes y dar una sensación de al segundo una sensación de ingravidez al retranquear el cerramiento en esta planta y separarlo del superior.

La cimentación del edificio está formada por una losa maciza de hormigón armado de la que nacen los pilares de hormigón que sustentan los forjados superiores del edificio. El espesor de esta losa varía, entre 60 y 90 cm.

El sótano está delimitado por un muro de contención de 30 cm de espesor que coincide, en dimensiones, con las plantas del basamento.

La estructura vertical está formada, casi en su totalidad, por pilares de hormigón armado cuya geometría varía entre cuadrada o circular según arquitectura de la zona donde se encuentran.

La estructura horizontal se resuelve en todas las plantas con forjados reticulares de casetones recuperables de distintos espesores según la zona y puntualmente losas macizas de hormigón armado. En el forjado, en torno a los pilares se disponen ábacos macizos de hormigón armado del mismo canto que el forjado.

Los forjados de las plantas tipo son de casetones de 30 cm de espesor más una capa de compresión de 5 cm de hormigón armado para dar lugar a un forjado de 35 cm de espesor y nervios de 18 cm de ancho con un entre eje de 80 cm.

En planta baja y planta primera, entre los ejes X04 y X07 el forjado es de 47 cm de espesor, con casetones de 40 cm de canto y una capa de compresión de 7 cm, con el mismo ancho de nervio e intereje.

En planta segunda, entre los ejes X05 y X07 el forjado es de 57 cm de espesor, con casetones de 50 cm, una capa de compresión de 7 cm y nervios y entre eje igual que el resto de los forjados.

El edificio sobre rasante queda dividido en dos cuerpos mediante una junta de dilatación. Desde el punto de vista estructural, la junta se resuelve mediante pasadores tipo Goujon Cret o equivalente.

En planta primera se disponen dos pasarelas en la zona central del edificio, cruzando bajo la proyección del lucernario de planta segunda. Estas pasarelas se resuelven con dos vigas metálicas en los bordes y una losa de hormigón de 20 cm de espesor en el forjado.

A partir de la tercera planta, los esfuerzos del muro cortina que forma la envolvente se recogen en una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor y entre 1,20 y 1,70 metros de ancho dispuesta en todo el perímetro de los forjados. En estas plantas se juega con la apertura de huecos en distintas zonas de la fachada, generando espacios a doble altura en la envolvente y quiebros en el propio forjado.

Las comunicaciones entre las distintas plantas se resuelven con dos escaleras de hormigón situadas en los extremos del volumen superior, en la cruía intermedia del volumen. Además de estas dos escaleras, existen otras escaleras, también de hormigón, que comunican el sótano con la planta baja y una escalera metálica dispuesta en la zona central del edificio, entre la planta baja y la planta primera.

La parte delantera del forjado de planta se proyecta como una terraza con bancadas de hormigón que dan cabida a una serie de jardineras.

Sobre la cubierta se dispone una subestructura de pórticos formada por perfiles metálicos que soportan la instalación de paneles solares.

En el acceso a la parcela se proyectan tres pérgolas de distinto tamaño y altura de coronación. Estas pérgolas están formadas por losas de hormigón armado de 20 cm de espesor apoyadas sobre muros de hormigón del mismo espesor que, en determinados casos, continúan sobre la losa.

La estructura se ha realizado modelizando en 3D mediante el programa CYPECAD v.2023.g de Cype Ingenieros.

1.3 ACCIONES

1.3.1 ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos. Se dividen en peso propio de la estructura, cargas muertas y sobrecarga.

Peso propio

El peso propio de los distintos elementos de la estructura se define en función de la densidad de los materiales empleados y de las dimensiones de las secciones transversales empleadas.

Las densidades consideradas para los materiales de construcción son las indicadas a continuación:

- Hormigón armado: 24.00 kN/m³
- Acero: 78.50 kN/m³

Cargas muertas

Las cargas muertas que gravitan sobre la estructura son, para cada zona, las siguientes:

Cargas muertas de Pavimento y tabiquería en zonas tipo:

- Sótano: 2.50 kN/m²
- Planta Baja: 2.50 kN/m²
- Planta Primera: 2.50 kN/m²
- Planta Segunda: 2.50 kN/m²
- Planta Tercera a Séptima (Zona B): 2.50 kN/m²
- Cubierta: 2.50 kN/m²
- Cubierta de casetones: 1.50 kN/m²
- Pérgolas (peso del cerramiento): 0.20 kN/m²

Cargas muertas de Pavimento en zonas diáfanas, pasillos evacuación:

- Planta Baja: 1.50 kN/m²
- Planta Primera: 1.50 kN/m²
- Planta Segunda: 1.50 kN/m²
- Planta Tercera a Séptima: 1.50 kN/m²

Cargas muertas de Pavimento en zonas singulares:

- Planta Baja: Cuarto de instalaciones: 5.50 kN/m²
- Planta Baja: Rampa exterior: 9.30 kN/m²
- Planta Baja: Bancada interior: 11.10 kN/m²
- Planta Baja: Jardinera interior: 18.50 kN/m²
- Planta Baja: Cerramiento Patinillos y escaleras: 5.89 kN/m
- Planta Primera: Particiones: 5.89 kN/m
- Planta Segunda: Bancada interior: 10.50 kN/m²
- Planta Segunda: Jardinera interior: 12.50 kN/m²
- Planta Segunda: Jardinera exterior: 14.50 kN/m²
- Planta Segunda: Jardinera exterior: 20.50 kN/m²
- Planta Tercera: Jardinera interior: 20.00 kN/m²

Cargas muertas de Fachada:

- Planta Baja: 8.40 kN/m
- Planta Primera: Fachada: 13.00 kN/m

- Planta Primera: Fachada interna: 8.00 kN/m
- Planta Segunda: Fachada: 3.00 kN/m
- Planta Tercera a Séptima: 9.00 kN/m
- Cubierta: 9.50 kN/m

1.3.2 ACCIONES VARIABLES (Q)

Sobrecargas de uso

Las sobrecargas de uso se han definido de acuerdo a lo indicado en el CTE-DB-SE Acciones en la Edificación:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Imagen 5. Tabla 3.1. CTE.DB.SE-AE.

Se ha considerado las sobrecargas de uso siguientes para cada una de las zonas:

- Sótano. Zonas B: 5.00 kN/m²
- Sótano. Zonas E: 5.00 kN/m²
- Planta Baja. Zonas B: 2.00 kN/m²
- Planta Baja. Zonas C2 (Salas): 4.00 kN/m²
- Planta Primera Zonas B: 2.00 kN/m²
- Planta Primera Zonas C2 (Salas): 4.00 kN/m²
- Planta Segunda Zonas B: 2.00 kN/m²
- Planta Segunda Exterior. Zonas C3: 5.00 kN/m²
- Planta Tercera: Jardineras: 18.00 kN/m²
- Planta Tercera a Octava Zonas B: 2.00 kN/m²
- Cubierta. Sobrecarga para instalaciones: 5.00 kN/m²
- Cubierta de casetones. Zonas G1: 1.00 kN/m²
- Pérgolas. Zonas G1 en cubiertas ligeras: 0.40 kN/m²
- Escaleras, pasillos y zonas diáfanas. Zonas B: 3.00 kN/m²

Sobrecargas de nieve

Móstoles se encuentra a 666 m de altitud y está situado en zona 4 según el Anejo E del CTE – DB – SE – AE “Acciones en la Edificación”, y por lo tanto le corresponde una sobrecarga de nieve de 0.57 kN/m². Esta carga no es concomitante con la sobrecarga de uso.



Imagen 6. Zonas Climáticas de invierno.

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Imagen 7. Sobrecarga de Nieve

Sobrecargas de viento

Según el DB-SE-AE, a Móstoles le corresponde la zona eólica "A" y el emplazamiento corresponde a un tipo de entorno de Grado IV, zona urbana en general.

Mapa de Zonas de Viento según el CTE. Valores para $\rho=50$ años:

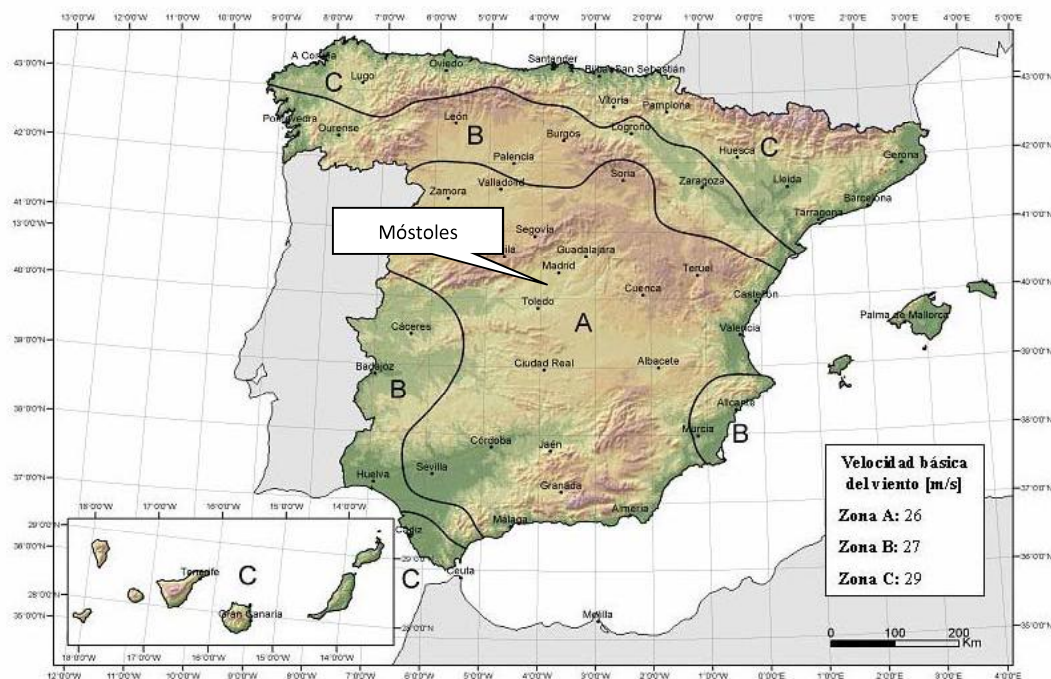


Imagen 8. Mapa eólico

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

El coeficiente de exposición (c_e) se obtiene a partir de los valores anteriores para alturas del edificio (z) no mayores de 200m según la siguiente formulación:

$$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k)$$

$$F = k \cdot \ln(\max(z, Z) / L)$$

1.3.3 ACCIONES ACCIDENTALES (A)

Acción sísmica

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define en la figura 2.1. de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 y se detalla en el Anejo 1 de la misma.

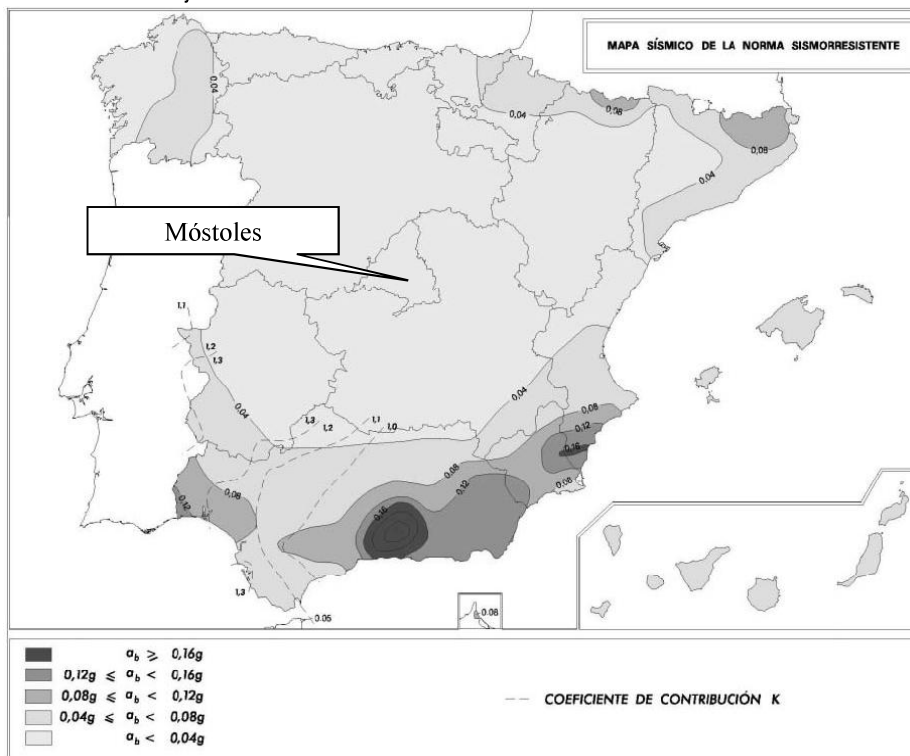


Imagen 9. Zonas de peligrosidad sísmica

Según dicho mapa le corresponde una aceleración sísmica básica menor de 0,04g y un coeficiente de contribución K=1. Por lo tanto, en este caso según el apartado 1.2.3 de la NCSE-02, no será necesario considerar las acciones sísmicas en el cálculo de la estructura.

1.5 MARCO GEOTÉCNICO

1.5.1 Introducción

El preceptivo estudio geotécnico ha sido realizado por la empresa Geología Materiales y Construcción S.L.U. de 9 de septiembre de 2020 y está firmado por:

- Emma Arias Garcia. Geóloga. Colegiado 6272
- Negia María Milián Rodríguez. Directora Técnica GMC Ingeniería

La campaña de reconocimiento del terreno se inició con la realización de los trabajos de campo, efectuados entre los días 8 y 16 de noviembre de 2021.

1.5.2 Trabajos de campo

Por lo tanto, se han realizado los siguientes ensayos:

- Cuatro sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo:
 - S-1 de 12,00 m de profundidad
 - S-2 de 18,00 m de profundidad
 - S-3 de 12,00 m de profundidad
 - S-4 de 18,00 m de profundidad
- Seis ensayos de penetración dinámica DPSH

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de cuatro sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo y seis ensayos de penetración dinámica superpesada tipo DPSH, con el objeto de reconocer la estratigrafía del subsuelo, tomar muestras para su ensayo en laboratorio, obtener un registro continuo de la resistencia de los materiales atravesados, con lo que poder efectuar la diferenciación de niveles de distinta consolidación, y determinar la existencia o ausencia del nivel freático en la zona investigada.

Dadas las características que ofrecía el terreno, en los sondeos se han realizado ensayos estándar de penetración (SPT), y se ha recogido una muestra inalterada en forma de testigo parafinado (TP) y varias muestras del registro continuo del sondeo en forma de testigo de sondeo (TS) y de muestra alterada (MA), para su ensayo en laboratorio.

El informe se caracteriza como:

- Tipo de Construcción C-2 (edificaciones de entre 4 y 10 plantas).
- Tipo de terreno T-3 (terrenos desfavorables, con presencia de espesores variables de suelos blandos expansivos).

Para la realización de este estudio, ha sido necesario realizar seis catas.

1.5.3 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorios necesarios han sido:

- Análisis de granulometría de un suelo
- Límites de Atterberg
- Humedad natural de un suelo
- Contenido de sulfato solubles en suelo
- Ensayo de corte directo
- Ensayo de rotura a compresión simple en suelo

- Ensayo de presión de hinchamiento en edómetro

1.5.4 Descripción del terreno

La parcela en general está cubierta por abundante vegetación estacional herbácea y arbustiva, existiendo una zona desprovista de vegetación que anteriormente estaba destinada a uso deportivo.

La superficie de la parcela es irregular, subhorizontal con ondulaciones, encontrándose ligeramente por debajo de la cota de los viales adyacentes. Por lo que se puede estimar que todos los ensayos de campo se realizaron a la misma cota.

En base a los resultados obtenidos en los sondeos y penetrómetros llevados a cabo, se ha podido establecer que el subsuelo de la parcela estudiada estaría compuesto por los siguientes materiales:

Nivel 1. Desde la superficie de la parcela hasta 0,60-1,60 m de profundidad, aparecería terreno removilizado y/o rellenos antrópicos limo-arenosos con fragmentos de ladrillo, cantos y restos de raíces a techo. De color pardo oscuro.

En la zona del sondeo S-3, aparece una capa de solera de hormigón y zahorra.

Estos materiales son muy heterogéneos y presentan una consistencia blanda-media.

Nivel 2. Por debajo y hasta al menos 18,00 m de profundidad, cota máxima reconocida con los sondeos, aparecerían limos arenosos con pasadas dispersas de arenas finas-medias limosas; a techo, tramo con presencia de carbonatos. De color pardo, más claro en el tramo superior. En este nivel también se detecta un nivel de agua/nivel freático, entre 8,00-9,30 m de profundidad.

Estos materiales presentan una consistencia muy firme-dura, creciente con la profundidad, y una resistencia del terreno de entre 2,00-3,00 kg/cm², así como un potencial expansivo bajo-medio.

1.5.5 Cimentación

Se estima que la cota de cimentación de la planta bajo-rasante estará unos 3,00 m por debajo de la cota actual de la parcela. Sin embargo, debido a que en el momento de la redacción del Informe Geotécnico se desconocen las cotas adoptadas por la Dirección Facultativa, las consideraciones a ese respecto se podrían considerar como aproximadas, pudiendo existir alguna pequeña diferencia con las cotas finalmente adoptadas. De esta manera, con el vaciado previsto para la ejecución de la planta bajo-rasante, se retiraría la totalidad del nivel superficial de terreno removilizado y/o rellenos antrópicos (Nivel 1), apareciendo a la cota de fondo de excavación los materiales formados por limos arenosos del Nivel 2.

Así pues, para la cimentación del edificio se podría emplear una cimentación mediante zapatas estructurales que se empotren al menos 1,00 m respecto del fondo de vaciado finalmente alcanzado, con el objeto de minimizar los efectos de una posible actividad expansiva del terreno.

Las zapatas de dimensiones hasta 2,50 x 2,50 m podrían transmitir al terreno una tensión admisible:

$$\sigma \text{ admisible} = 2,00 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kPa.}$$

La capacidad portante del terreno viene determinada por la composición y las características del subsuelo tanto a la cota de apoyo de la cimentación como subyacentemente, así como por el tipo de estructura y por las cargas a transmitir.

Dado que el terreno sería principalmente limo-arenoso a las profundidades propuestas para el apoyo de la cimentación, se realiza una comprobación de la capacidad portante del terreno para hipótesis de suelo cohesivo.

Para ello se ha realizado un ensayo de compresión simple en suelo, sobre una muestra tomada del sondeo S-4 de 4,80 a 5,30 m de profundidad, obteniéndose un valor de resistencia a la compresión simple (q_u) de 4,13 kg/cm².

Al mismo tiempo, se puede estimar un valor de resistencia a la compresión simple (q_u) según las relaciones expuestas en el CTE, en correlación con los resultados obtenidos en los ensayos SPT llevados a cabo en los sondeos; aunque el empleo de los ensayos SPT no resulta la opción más idónea para la determinación de las características portantes de los terrenos cohesivos, se considera un método adecuado siempre que éstas se estimen con las naturales precauciones.

Así, para apoyos de la cimentación en terrenos cohesivos, si se considera como premisas que el asiento diferencial máximo sea de 1,00-1,25 cm y que el asiento diferencial pueda alcanzar el valor de 2/3 del asiento total, se tiene que el

asiento total máximo estaría limitado a unos 2,0 cm, por lo que la carga admisible a emplear se vería restringida por los asientos previstos.

Al mismo tiempo, si en algún caso se encontrara algún blandón inesperado a la cota de cimentación, se deberá atravesar ese terreno hasta alcanzar materiales con un comportamiento geotécnico adecuado, alargando para ello el canto de las zapatas u optando por el empleo de pozos de cimentación; de este modo, la cota de cimentación final podría variar en cada caso en función de la excavación necesaria para alcanzar el sustrato firme y homogéneo.

En resumen, para la cimentación del edificio judicial se considera adecuado el empleo de una cimentación superficial mediante zapatas estructurales, empotradas en los limos arenosos del Nivel 2, al menos 1,00 m por debajo de la cota de fondo de vaciado finalmente alcanzado, con el objeto de minimizar los efectos de una posible actividad expansiva del terreno.

El apoyo de la cimentación se producirá en los limos arenosos del Nivel 2 de consistencia muy firme-dura, por lo que se podrá adoptar una carga de trabajo de hasta 2,00 kg/cm² para zapatas de dimensiones inferiores o iguales a 2,50×2,50 m, habiéndose limitado la tensión admisible debido a los asientos previstos.

Dada la posible existencia de un nivel de agua superficial o incluso la elevada humedad que presenta el terreno, se recomienda realizar una buena impermeabilización, pudiendo emplear un encachado de gravas, o la ejecución de un forjado sanitario, en combinación con un adecuado sistema de achique, para prevenir humedades o que aflore el agua a través de la solera.

En el caso de que apareciese algún nivel de agua a la hora de excavación del sótano, se podría emplear como alternativa a la solución de cimentación propuesta, una losa de cimentación calculada para soportar subpresiones, pudiéndose emplear una carga de trabajo de hasta 2,00 kg/cm².

Con objeto de facilitar datos orientativos para los cálculos estructurales de la losa, se podrían estimar unos valores orientativos para el módulo de balasto (K30) del terreno sobre el que se apoyaría, terreno limo-arenoso de consistencia muy firme-dura (Nivel 2), pudiéndose estimar unos valores de entre 15 y 45 MN/m³ a partir de los indicados en la tabla D.29 del CTE.

Como consideraciones adicionales a todo lo expuesto hasta ahora, se recomienda un riguroso control de las labores de vaciado y de excavación de la cimentación, para confirmar que los materiales existentes coinciden con los reconocidos en el presente estudio, guardándose en todo momento las medidas oportunas que garanticen la seguridad en la obra.

Además, para evitar modificaciones en las condiciones de humedad del terreno, que pudieran dar lugar a alteraciones en las características resistentes del subsuelo, o incluso cambios volumétricos del terreno por una hipotética expansividad potencial del terreno limoso, se estima imprescindible realizar las excavaciones necesarias en el menor tiempo posible, evitando que el vaciado resultante quede expuesto a la intemperie durante prolongados espacios de tiempo.

Para finalizar, es importante destacar que aunque el análisis y las conclusiones recogidas en el presente informe están basados en una interpretación razonable de los datos obtenidos en los ensayos puntuales realizados, se recomienda comprobar durante la ejecución de la obra que los resultados obtenidos son generalizables a toda la superficie de la parcela.

1.6 CIMENTACIÓN

1.6.1 Solución de Cimentación

Para el diseño de la cimentación se ha partido de la información incluida en el Informe geotécnico junto con las aclaraciones posteriores del autor del informe.

La primera propuesta de cimentación del informe geotécnico era realizar una cimentación por zapatas, pero fue descartada por los siguientes motivos:

- La tensión admisible según el informe geotécnico es $\sigma=200$ kPa para zapatas hasta 2,50 x 2,50 m, pero se reduce a $\sigma=75$ kPa para zapatas mayores, dando lugar a unas dimensiones para las cuales la recomendación es cimentar por losa.
- La existencia de un nivel freático por encima de la cota de cimentación.
- La expansividad del terreno.

Por lo tanto, finalmente se ha optado por una losa de cimentación de hormigón armado de distintos espesores en función de las cargas, entre 60 y 90 cm.

El módulo de balasto considerado para el cálculo de la losa, según el informe geotécnico es el siguiente:

K30 =	35000 kN/m ³
B =	45.0 m
L =	120.0 m
ksb =	8867 kN/m ³
ksbl =	10530 kN/m ³

Imagen 10. Módulo de balasto del terreno.

Las tensiones máximas obtenidas en el cálculo son las siguientes:

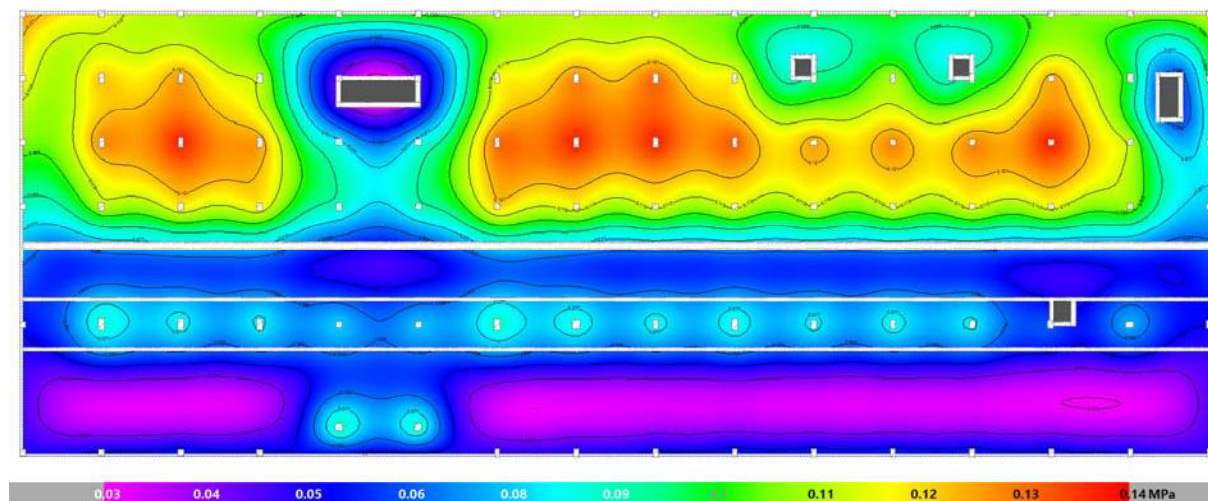


Imagen 11. Tensiones sobre el terreno.

1.6.2 Nivel Freático y Subpresión

Según el informe geotécnico se detectó agua a cotas entre -8,00 y -9,00 m de profundidad en los sondeos, pero luego ascendió hasta -2,80 m de profundidad.

Para la losa de 90 cm tenemos una cota inferior de hormigón de limpieza -4,62 m.

La subpresión a dicha cota es $4,62 - 2,80 = 1,82$ m, lo que produce una presión de 19,2 kN/m².

El peso de la losa de cimentación de 90 cm junto con el hormigón de limpieza es:

$$q = 0,90 \cdot 25,0 + 0,10 \cdot 23,0 = 24,8 \text{ kN/m}^2 > 19,2 \text{ kN/m}^2 = \text{Subpresión}$$

Para la losa de 60 cm tenemos una cota inferior de hormigón de limpieza -4,32 m.

La subpresión a dicha cota es $4,32 - 2,80 = 1,52$ m, lo que produce una presión de 15,2 kN/m².

El peso de la losa de cimentación de 60 cm junto con el hormigón de limpieza es:

$$q = 0,60 \cdot 25,0 + 0,10 \cdot 23,0 = 17,3 \text{ kN/m}^2 > 15,2 \text{ kN/m}^2 = \text{Subpresión}$$

El peso de la losa de cimentación, sin considerar las cargas de los forjados superiores, la carga muerta sobre la losa de cimentación, etc. ya es superior a la subpresión, por lo tanto el diseño de la cimentación es válido.

1.7 BASES DE CÁLCULO

Para el dimensionamiento de la estructura, tanto las combinaciones de carga, los coeficientes de mayoración de acciones y minoración de resistencias, procedimientos de cálculo y materiales adoptados, están de acuerdo con el Código Estructural en lo que respecta a las estructuras de hormigón, de acuerdo con el DB-SE-A para estructuras de acero y el Documento Básico DB-SE Seguridad Estructural: Bases de Cálculo y Acciones en la Edificación.

De acuerdo con ella el cálculo se ha realizado según el principio de los estados límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la sollicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este formato de seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

$$S_d \leq R_d$$

Donde S_d representa la sollicitación de cálculo aplicable en cada caso y R_d la respuesta última de la sección o elemento.

Para la aplicación de este criterio de seguridad, se consideran tanto situaciones de servicio como de agotamiento, esto es, estados límites de servicio (ELS) y de agotamiento (ELU), de acuerdo con las definiciones dadas para los mismos en la normativa de referencia.

En principio los Estados Límites Últimos están asociados a la rotura de las secciones o elementos. Para ellos se evalúan las sollicitaciones mediante la mayoración de los valores característicos de las acciones, es decir, aquellos cuyas probabilidades de ser superados corresponden al fractil 5% de una distribución normal, utilizando los coeficientes parciales que luego se detallan, junto con los coeficientes de ponderación asociados a cada una de las combinaciones de hipótesis definidas a continuación. Las resistencias de las secciones o elementos se estiman mediante las características geométricas, y las resistencias minoradas de los materiales.

A. Combinación de acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la acción simultánea de:

- a) El valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$)
- b) El valor de cálculo del Pretensado, si existe ($\gamma_P \cdot P$)
- c) El valor de cálculo una acción variable ($\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1}$)
- d) El valor de cálculo de combinación del resto de acciones variables ($\gamma_{Q,i} \cdot \gamma_{0,i} \cdot Q_{k,i}$)

B. Combinación de acciones correspondiente a una situación extraordinaria:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la acción simultánea de:

- a) El valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$)
- b) El valor de cálculo del Pretensado, si existe ($\gamma_P \cdot P$)
- c) El valor de cálculo de la acción accidental ($\gamma_A \cdot A_k$)
- d) El valor de cálculo frecuente de una acción variable ($\gamma_{Q,1} \cdot \gamma_{1,1} \cdot Q_{k,1}$)
- e) El valor de cálculo cuasi permanente del resto de acciones variables ($\gamma_{Q,i} \cdot \gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i}$)

C. Combinación de acción en situación sísmica:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Sismo} \cdot A_{Sismo} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la acción simultánea de:

- a) El valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$)
- b) El valor de cálculo del Pretensado, si existe ($\gamma_P \cdot P$)
- c) El valor de cálculo de la acción sísmica ($\gamma_{Sismo} \cdot A_{Sismo}$)
- d) El valor de cálculo cuasipermanente de las de acciones variables ($\gamma_{Q,i} \cdot \gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i}$)

Por el contrario, los Estados Límites de Servicio están asociados a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Las solicitaciones se evalúan mediante sus valores característicos, sin mayorar, afectados de los oportunos coeficientes de combinación, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de varias acciones. Las resistencias se estiman a partir de los valores característicos o medios de las dimensiones y resistencias de los elementos o secciones de la estructura, sin minorar.

A. *Combinación de acciones en servicio correspondiente a una situación poco probable:*

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la acción simultánea de:

- a) El valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$)
- b) El valor de cálculo del Pretensado, si existe ($\gamma_P \cdot P$)
- c) El valor de cálculo una acción variable ($\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1}$)
- d) El valor de cálculo de combinación del resto de acciones variables ($\gamma_{Q,i} \cdot \gamma_{0,i} \cdot Q_{k,i}$)

B. *Combinación de acciones en servicio correspondiente a una situación frecuente:*

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la acción simultánea de:

- a) El valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$)
- b) El valor de cálculo del Pretensado, si existe ($\gamma_P \cdot P$)
- c) El valor de cálculo frecuente de una acción variable ($\gamma_{Q,1} \cdot \gamma_{1,1} \cdot Q_{k,1}$)
- d) El valor de cálculo cuasipermanente del resto de acciones variables ($\gamma_{Q,i} \cdot \gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i}$)

C. *Combinación de acciones en servicio correspondiente a una situación cuasipermanente:*

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Considerando la acción simultánea de:

- a) El valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$)
- b) El valor de cálculo del Pretensado, si existe ($\gamma_P \cdot P$)
- d) El valor de cálculo cuasipermanente de las de acciones variables ($\gamma_{Q,i} \cdot \gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i}$).

1.6 ESTADO LÍMITE ÚLTIMOS

El Código Técnico de la Edificación, en el Documento Básico DB-SE Bases de Cálculo, establece los principios y requisitos relativos a la resistencia mecánica y a la estabilidad del edificio proyectado, así como a la aptitud al servicio, con su durabilidad incluida.

Según este documento, se denomina capacidad portante a la aptitud del edificio para garantizar la estabilidad del conjunto y la resistencia necesaria intrínsecamente relacionada con los Estados Límite Últimos.

Se han considerado como Estados Límite Últimos los siguientes:

- Los debidos a la pérdida del equilibrio del edificio.
- Los debidos al fallo por una deformación excesiva.
- Los debidos al fallo por transformación de la estructura o parte de ella en un mecanismo.
- Los debidos al fallo por rotura de los elementos estructurales o de sus uniones.
- Los debidos al fallo por inestabilidad de elementos estructurales, con los efectos del tiempo como la corrosión o la fatiga incluidos.

Estado Límite Último de Estabilidad.

La verificación de que hay suficiente estabilidad del conjunto del edificio y de partes independientes del mismo, se ha aplicado a todas las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo con la condición: $E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$, siendo:

- $E_{d,dst}$ el valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras
- $E_{d,stab}$ el valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras

Estado Límite Último de Resistencia.

Igualmente, se ha verificado que haya suficiente resistencia de la estructura portante, de los elementos estructurales, secciones o uniones entre elementos, para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, cumpliendo la siguiente condición: $E_d < R_d$, siendo:

- E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones
- R_d : valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

El valor de cálculo de la resistencia de una estructura, elemento, sección, punto o unión entre elementos se obtiene de cálculos basados de sus características geométricas a partir de modelos de comportamiento del efecto analizado, y de la resistencia de cálculo (f_d) de los materiales implicados, que en general se expresa como cociente entre la resistencia característica (f_k) y el coeficiente de seguridad del material.

1.7 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Los Estados Límite de Servicio previstos son los siguientes:

- Los relativos a las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afectan a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios o al funcionamiento de las instalaciones.
- Los daños o el deterioro que puedan afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.
- Las vibraciones.

Estado límite de deformación.

El estado límite de deformación se satisface si los movimientos flechas, giros y desplazamientos laterales en la estructura son menores que los valores límites establecidos en los distintos apartados de aplicación.

Se han limitado las flechas activa y total de la estructura según:

$$\begin{aligned} f_{\text{TOTAL}} / L &\leq 1 / 250 \\ f_{\text{ACTIVA}} / L &\leq 1 / 400 \end{aligned}$$

1.8 MATERIALES

1.8.1 ACERO ESTRUCTURAL

- Los aceros en perfiles laminados considerados para el análisis de la estructura metálica conforme con la Norma UNE (UNE 10025-4:2044) y al Código estructural serán S275-JR.
- Los perfiles tubulares serán de acero S275-J0H conforme a la Norma UNE EN 10210.
- Las chapas empleadas serán de acero S355-J2+N conforme a la Norma UNE EN 10025.

1.8.2 HORMIGONES

- HA-30/F/20/XC2 de 30 MPa de resistencia característica a los 28 días sobre probeta cilíndrica, para cimentaciones y muros de contención.
- HA-30/F/20/XC1 de 30 MPa de resistencia característica a los 28 días sobre probeta cilíndrica, para los forjados y las vigas.
- HA-35/F/20/XC1 de 35 MPa de resistencia característica a los 28 días sobre probeta cilíndrica, para los pilares.
- HA-30/F/20/XC4 de 30 MPa de resistencia característica a los 28 días sobre probeta cilíndrica, para los muros exteriores.

1.8.3 ACERO PARA ARMAR

- De 500 MPa de límite elástico aparente, con corruga de alta adherencia y dureza natural, tipo B-500 S, para la armadura longitudinal y transversal.

1.9 CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN

El nivel de control durante la ejecución de las obras especificado en fase de proyecto será el siguiente:

- Control estadístico del hormigón normal
- Control del acero a nivel normal.
- Control de la ejecución a nivel normal.

La estructura metálicas se clasifica como:

- Nivel de riesgo CC2 (EN-1090 / Código estructural / CTE)
- Categoría de servicio SC1 (EN-1090 / Código estructural / CTE)
- Categoría de producción PC2 (EN-1090 / EN-10025)
- Clase de ejecución EXC2 (EN-1090 / Código estructural / CTE)

El control de calidad de la estructura metálica será según certificado 3.1.B.

Todos los agentes y materiales deberán aportar certificado CE.

1.10 DURABILIDAD

1.10.1 HORMIGÓN ARMADO

Los recubrimientos nominales considerados en los distintos elementos estructurales son los siguientes:

- | | |
|--------------------------------------|-------|
| • Recubrimiento lateral cimentación: | 70 mm |
| • Recubrimiento fondo cimentación: | 50 mm |
| • Forjados y vigas: | 40 mm |
| • Losas: | 35 mm |
| • Fuste del muro y pantallas : | 35 mm |

1.10.2 ACERO

Las estructuras metálicas situadas en el interior del edificio se encuentran expuestas a un ambiente C1 según la ISO-12944, y se les deberá aplicar un sistema de protección de durabilidad muy alta (VH), 25 años.

Las estructuras metálicas exteriores, se encuentran expuestas a un ambiente C4 según la ISO-12944, y se les deberá aplicar un sistema de protección de durabilidad muy alta (VH), 25 años.

1.11 RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA

1.11.1 RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN EL CTE

La DB SI Seguridad en caso de incendio define en la Sección SI 6 Resistencia al fuego de la estructura, Tabla 3.1 la clase de resistencia al fuego de la estructura:

- Para un edificio administrativo con altura de evacuación mayor de 28m es R120, salvo que por los requerimientos particulares de alguna zona (p.e. cuartos de instalaciones) se necesite localmente una resistencia mayor.
- Aparcamiento situado bajo un uso distinto es R120.
- Uso administrativo en sótano es R120

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		<15 m	<28 m	≥28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

⁽¹⁾ La resistencia al fuego suficiente de un suelo es la que resulte al considerarlo como techo del sector de incendio situado bajo dicho suelo.

⁽²⁾ En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la resistencia al fuego exigible a edificios de uso Residencial Vivienda.

⁽³⁾ R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.

⁽⁴⁾ R 180 cuando se trate de aparcamientos robotizados.

Imagen 12. Tabla 3.1 del CTE DB SI.

1.11.2 RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS SOPORTES

Para cumplir la resistencia al fuego de los soportes de hormigón armado, según el CTE-DB-SI "Seguridad en caso de Incendio" se debe cumplir:

Tabla C.2. Elementos a compresión

Resistencia al fuego	Lado menor o espesor b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
	Soportes	Muro de carga expuesto por una cara	Muro de carga expuesto por ambas caras
R 30	150 / 15 ⁽²⁾	100 / 15 ⁽³⁾	120 / 15
R 60	200 / 20 ⁽²⁾	120 / 15 ⁽³⁾	140 / 15
R 90	250 / 30	140 / 20 ⁽³⁾	160 / 25
R 120	250 / 40	160 / 25 ⁽³⁾	180 / 35
R 180	350 / 45	200 / 40 ⁽³⁾	250 / 45
R 240	400 / 50	250 / 50 ⁽³⁾	300 / 50

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.
(2) Los soportes ejecutados en obra deben tener, de acuerdo con la Instrucción EHE, una dimensión mínima de 250 mm.
(3) La resistencia al fuego aportada se puede considerar REI

Imagen 13. Tabla C.2. del CTE DB SI.

El tamaño del pilar mínimo de hormigón es de 400 mm > 250 mm Ok
El recubrimiento mecánico mínimo es $r_{mec.} = 35+6+6 = 47$ mm > 40 mm Ok

1.11.3 RESISTENCIA AL FUEGO DE VIGAS CON TRES CARAS EXPUESTAS AL FUEGO

El presente apartado corresponde a vigas descolgadas del forjado. Para cumplir la resistencia al fuego, según el CTE-DB-SI "Seguridad en caso de Incendio" se debe cumplir:

Tabla C.3. Vigas con tres caras expuestas al fuego⁽¹⁾

Resistencia al fuego normalizado	Dimensión mínima b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm)				Anchura mínima del alma $b_{0,min}$ (mm) ⁽²⁾
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	
R 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	-	80
R 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	-	100
R 90	150 / 40	200 / 35	250 / 30	400 / 25	100
R 120	200 / 50	250 / 45	300 / 40	500 / 35	120
R 180	300 / 75	350 / 65	400 / 60	600 / 50	140
R 240	400 / 75	500 / 70	700 / 60	-	160

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.
(2) Debe darse en una longitud igual a dos veces el canto de la viga, a cada lado de los elementos de sustentación de la viga.

Imagen 14. Tabla C.3. del CTE DB SI.

El ancho de las vigas descolgadas no será menor de 200 mm por lo tanto es válido.
El recubrimiento mecánico de las vigas es $r = 40 + 6 + 5 = 51$ mm > 50 mm
El ancho mínimo del alma es 200 mm > 120 mm, por lo tanto es válido.

1.11.4 RESISTENCIA AL FUEGO DE LOSAS MACIZAS DE HORMIGÓN ARMADO

El presente apartado corresponde losas macizas de hormigón armado. Para cumplir la resistencia al fuego, según el CTE-DB-SI "Seguridad en caso de Incendio" se debe cumplir:

Tabla C.4. Losas macizas

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{min}(mm)$	Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$I_y/I_x^{(2)} \leq 1,5$	$1,5 < I_y/I_x^{(2)} \leq 2$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.
(2) I_x y I_y son las luces de la losa, siendo $I_y > I_x$.

Imagen 15. Tabla C.4. del CTE DB SI.

El espesor mínimo necesario para cumplir lo indicado en la tabla correspondiente a las losas es de 120 mm y el recubrimiento mecánico es de 35 mm, lo que se cumple en todos los casos.

1.11.3 RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS FORJADOS

Para cumplir la resistencia al fuego de los forjados de hormigón armado, según el CTE-DB-SI "Seguridad en caso de Incendio" se debe cumplir:

Tabla C.5 Forjados bidireccionales

Resistencia al fuego	Anchura de nervio mínimo b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m ⁽¹⁾ (mm)			Espesor mínimo h_{min} (mm)
	Opción 1	Opción 2	Opción 3	
REI 30	80 / 20	120 / 15	200 / 10	60
REI 60	100 / 30	150 / 25	200 / 20	80
REI 90	120 / 40	200 / 30	250 / 25	100
REI 120	160 / 50	250 / 40	300 / 35	120
REI 180	200 / 70	300 / 60	400 / 55	150
REI 240	250 / 90	350 / 75	500 / 70	175

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.

Imagen 16. Tabla C.5. del CTE DB SI.

El ancho del nervio en los forjados es $b = 180$ cm, por lo tanto es válido.

El recubrimiento del nervio es $r = 40 + 8 = 48 > 47,8$ (Valor interpolado de la tabla anterior)

El espesor mínimo de capa de compresión más el solado es $h = 120$ mm.

1.12 NORMATIVA EMPLEADA

Se relacionan a continuación las normas, instrucciones o reglamentos y recomendaciones de obligado cumplimiento para esta estructura:

Código Estructural (CE)

Código Técnico de la Edificación (CTE) Ministerio de Vivienda:

- CTE. Parte I
- DB SE: Seguridad Estructural:
 - o DB SE-AE: Acciones en la Edificación
 - o DB SE-C: Cimientos
 - o DB SE-A: Acero
- DB SI: Seguridad en caso de Incendio

Normativa de apoyo a la anterior en caso de que fuera necesaria:

Eurocódigos Estructurales:

- a. UNE-EN 1990:2003 y UNE-EN 1990:2003/A1:2010. Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.
- b. UNE-EN 1992-1-1:2013 y UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
- c. UNE-EN 1992-1-2:2011. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- d. UNE-EN 1992-2:2013. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.
- e. UNE-EN 1993-1-1:2013 y UNE-EN 1993-1-1:2013/A1:2014. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.
- f. UNE-EN 1993-1-2:2016. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.
- g. UNE-EN 1993-1-4:2012. Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-4: Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables.
- h. UNE-EN 1993-1-5:2013, UNE-EN 1993-1-5:2013/A1:2019 y UNE-EN 1993-1-5:2013/A2:2020. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano.
- i. UNE-EN 1993-1-8:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.
- j. UNE-EN 1993-1-9:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-9: Fatiga.
- k. UNE-EN 1993-1-10:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-10: Tenacidad de fractura y resistencia transversal.
- l. UNE-EN 1993-2:2013. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 2: Puentes.
- m. UNE-EN 1994-1-1:2013. Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.
- n. UNE-EN 1994-1-2:2016. Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

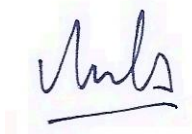
o. UNE-EN 1994-2:2013. Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 2: Reglas generales y reglas para puentes.

1.13 ANEJOS A LA MEMORIA DE ESTRUCTURA

Los siguientes anejos de cálculo acompañan a la memoria de estructura:

- Anejo 00. Datos generales de Obra
- Anejo 01. Cimentaciones
- Anejo 02. Planta baja
- Anejo 03. Planta Primera
- Anejo 04. Planta Segunda
- Anejo 05. Planta Tercera
- Anejo 06. Planta Tipo
- Anejo 07. Pilares
- Anejo 08. Pérgolas de Urbanización.
- Anejo 09. Cubiertas
- Anejo 10. Escaleras
- Anejo 11. Muros de Urbanización

Madrid, diciembre de 2023



D. José Ignacio Viñals Millán

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Colegiado nº 15.263

JIV International Structural Engineers S.L.



JIV INTERNATIONAL STRUCTURAL ENGINEERS, S.L.
Paseo de la Castellana, 114 10ª pta 7, 28046 Madrid
www.isten.es Teléfono: 914 110 570