

III. MEMORIA DE ESTRUCTURA

III. MEMORIA DE ESTRUCTURA

A. SOLUCIÓN ADOPTADA

B. MÉTODO DE CÁLCULO

C. CARACTERÍSTICAS DE LA MADERA
EMPLEADA

D. EVALUACIÓN DE CARGAS

E. COMBINACIÓN DE ACCIONES

F. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS

G. RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO

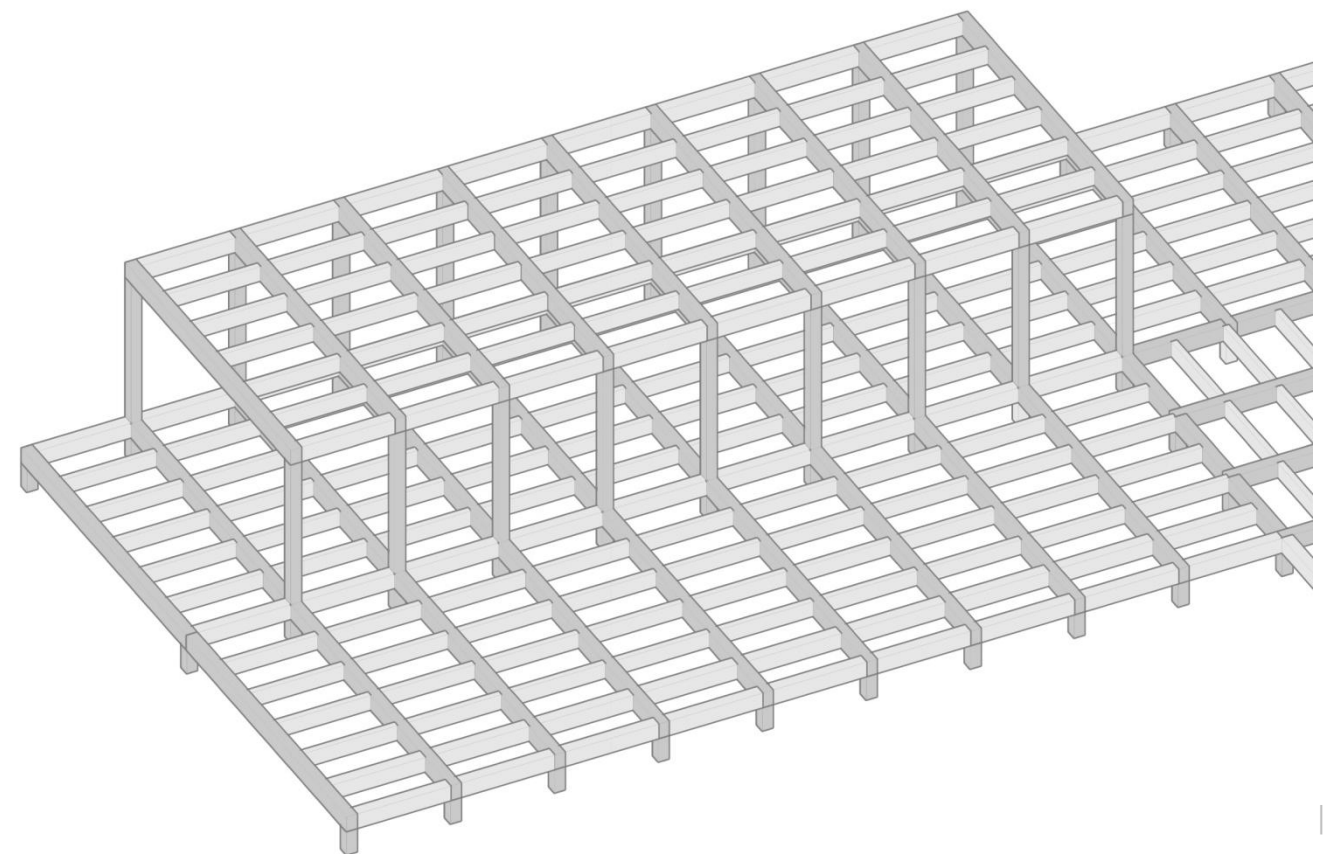
H. CIMENTACIÓN

I. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

A. SOLUCIÓN ADOPTADA

La estructura se proyecta para una escuela infantil de nueva planta ubicada en un entorno natural virgen. La escuela cuenta con varios volúmenes elevados 50 cm sobre rasante, con una única planta edificada y sin sótanos.

Para ser coherente con la materialización del edificio se decide optar por una solución de estructura también en madera. El sistema estructural utilizado es el de pórticos de un máximo de 6 metros de luz con forjados también de madera.



B. MÉTODO DE CÁLCULO

El proceso de cálculo empleado es el de los “Estados Límite”, que trata de reducir a un valor suficientemente bajo la probabilidad de que se alcancen aquellas situaciones que, de ser superadas, el edificio incumpliría alguno de los requisitos para los que ha sido concebido.

Se han analizado los estados límite últimos (ELU) y los estados límite de servicio (ELS) que se establecen en el CTE.

La verificación de los distintos estados límite se ha llevado a cabo comparando los efectos de las acciones con las respuestas de la estructura, obteniendo los efectos de cálculo de las acciones a partir de multiplicar sus valores característicos por los distintos coeficientes parciales que les corresponden según su naturaleza; y obteniendo las resistencias de cálculo de los materiales dividiendo sus valores característicos por los coeficientes de seguridad.

Las comprobaciones efectuadas para garantizar la seguridad estructural de acuerdo con este proceso, se han realizado para situaciones persistentes, transitorias y accidentales.

El cálculo de la estructura se ha realizado con la ayuda del programa Architave y una hoja de excel concebida para el cálculo de estructuras de madera por profesores de esta escuela.

A los efectos de obtención de solicitaciones y desplazamientos, para todos los estados de carga se ha realizado un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales, por tanto, un cálculo en primer orden.

C. CARACTERÍSTICAS DE LA MADERA EMPLEADA

La denominación de la madera utilizada para la estructura es de GL28h, es una madera laminada encolada homogénea en todas sus láminas. Tiene las siguientes características resistentes:

		GL24h	GL28h	GL32h	GL36h
Resistencia (característica), en N/mm²					
- Flexión	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
- Tracción paralela	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
- Tracción perpendicular	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
- Compresión paralela	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
- Compresión perpendicular	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
- Cortante	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Rigidez, en kN/mm²					
- Módulo de elasticidad paralelo medio	$E_{0,g,medio}$	11,6	12,6	13,7	14,7
- Módulo de elasticidad paralelo 5º-percentil	$E_{0,g,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9
- Módulo de elasticidad perpendicular medio	$E_{90,g,medio}$	0,39	0,42	0,46	0,49
- Módulo transversal medio	$G_{g,medio}$	0,72	0,78	0,85	0,91
Densidad, en kg/m³					
Densidad característica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

D. EVALUACIÓN DE CARGAS

Las acciones consideradas son conformes con el Documento Básico Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación. Tanto las hipótesis de carga como los coeficientes de seguridad, correspondientes al nivel de control normal, adoptados en el cálculo están en concordancia con el Documento Básico Seguridad Estructural.

4.1. Cargas permanentes (G)

Cubierta inclinada ligera	1KN/m
Forjado de madera	0,25 KN/m
Instalaciones distribuidas uniformemente	1,5 KN/m
Falso techo	0,25 KN/m

La carga permanente debida al peso propio de la estructura (vigas y pilares) la determina automáticamente el programa de cálculo

4.2 Cargas variables

SOBRECARGA DE USO:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ^{(4) (6)}	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Forjado de cubierta

-Cubierta accesible únicamente para conservación, con inclinación inferior a 20° (G1)

1 KN/m² x 2m = 2KN/m

Forjado inferior

-Zonas de acceso al público, zonas con mesas y sillas (C1)

3 KN/m² x 2m = 6KN/m

SOBRECARGA DE VIENTO:

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática q_e , puede expresarse como:

$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m².
- c_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.
- c_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

- COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN, c_e :

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3., siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado (m)							
		3	6	9	12	15	18	24	30
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	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Se considera un grado de aspereza III ya que es una zona llana con algunos obstáculos aislados como árboles o construcciones pequeñas.

La altura de nuestra construcción es de 5 m por tanto, al interpolar linealmente, obtenemos un valor para el coeficiente c_e de 1,73 $\rightarrow c_e = 1,73$

- COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, c_p :

Los coeficientes de presión exterior o eólico, c_p , dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia. En las tablas siguientes se dan valores de coeficientes de presión para diversas formas simples de construcciones, obtenidos como el pésimo de entre los del abanico de direcciones de viento definidas en cada caso. En todas ellas la variable A se refiere al área de influencia del elemento o punto considerado.

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	$\geq 5,00$
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Del lado de la seguridad optaremos por tomar un valor de 1 para el coeficiente eólico.

Por tanto el valor final de la sobrecarga de viento será el siguiente:

$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

$q_e = 0,5 \cdot 1,73 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2 \times 2\text{m} = 1,6 \text{ kN/m}$

SOBRECARGA DE NIEVE

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, qn, puede tomarse:

qn=μ · Sk

siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3

sk el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas											
Capital	Altitud m	Sk kN/m²	Capital	Altitud m	Sk kN/m²	Capital	Altitud m	Sk kN/m²	Capital	Altitud m	Sk kN/m²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3			
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5			
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3			
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,7			
Badajoz	0	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,2			
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,9			
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,4			
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,2			
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,9			
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,5			
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,2			
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,4			
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,7			
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,4			
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,5			
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,2			
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla					

En un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30°.

q = μ · s

q = 1 · 0,2 = 0,2 kN/m²

ACCIONES TÉRMICAS

Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Estas deformaciones, en caso de estar impedidas, afectan a todos los elementos constructivos, produciendo un incremento en las tensiones de cada uno de ellos. Cuanto mayor sea el elemento, mayor serán sus deformaciones y, por lo tanto, sus tensiones. Al ser una construcción en seco las deformaciones no quedan impedidas ya que las dimensiones de las piezas son muy pequeñas.

E. COMBINACIÓN DE ACCIONES

- EXIGENCIAS DE CAPACIDAD PORTANTE:

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

Σ vG,j · Gk,j + vP · P + vQ,1 · Qk,1 + Σ vQ,i · ψ0,i · Qk,i

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo (Y · G), incluido el pretensado (Y · P);
- b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo (Y · Q), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación (Y · ψ · Q).

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación extraordinaria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

Σ vG,j · Gk,j + vP · P + Ad + vQ,1 · ψ1,1 · Qk,1 + Σ vQ,i · ψ2,i · Qk,i

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo (Y · G), incluido el pretensado (Y · P);
- b) una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- c) una acción variable, en valor de cálculo frecuente (Y · ψ · Q), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- d) El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente (Y · ψ · Q).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad (Y, Y, Y), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión:

Σ Gk,j + P + Ad + Σ ψ2,i · Qk,i

En este caso, la acción sísmica es la única acción accidental considerada. Por lo tanto, sólo existirá una combinación en situación extraordinaria.

Los valores de los coeficientes de seguridad, Y, se establecen en la tabla 4.1 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones			
Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ, se establecen en la tabla 4.2

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)			
	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Combinación de acciones ELU

situaciones persistentes o transitorias:

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

COMBINACIÓN 1 $(1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q_U) + (1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{Vx} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_N)$

COMBINACIÓN 2 $(1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q_U) + (1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{Vy} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_N)$

COMBINACIÓN 3 $(1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q_{Vx}) + (1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_U + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_N)$

COMBINACIÓN 4 $(1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q_{Vy}) + (1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_U + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_N)$

COMBINACIÓN 5 $(1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q_N) + (1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{Vx} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_U)$

COMBINACIÓN 6 $(1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q_N) + (1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{Vy} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_U)$

- EXIGENCIAS DE APTITUD AL SERVICIO:

Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G);
- b) una acción variable cualquiera, en valor característico (Q), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de combinación (ψ · Q).

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G);
- b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente (ψ · Q), debiendo adoptarse como tal una tras otra

sucesivamente en distintos análisis;

c) el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_v \cdot Q$).

Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G);
- b) todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_v \cdot Q$).

Combinación de acciones ELS:

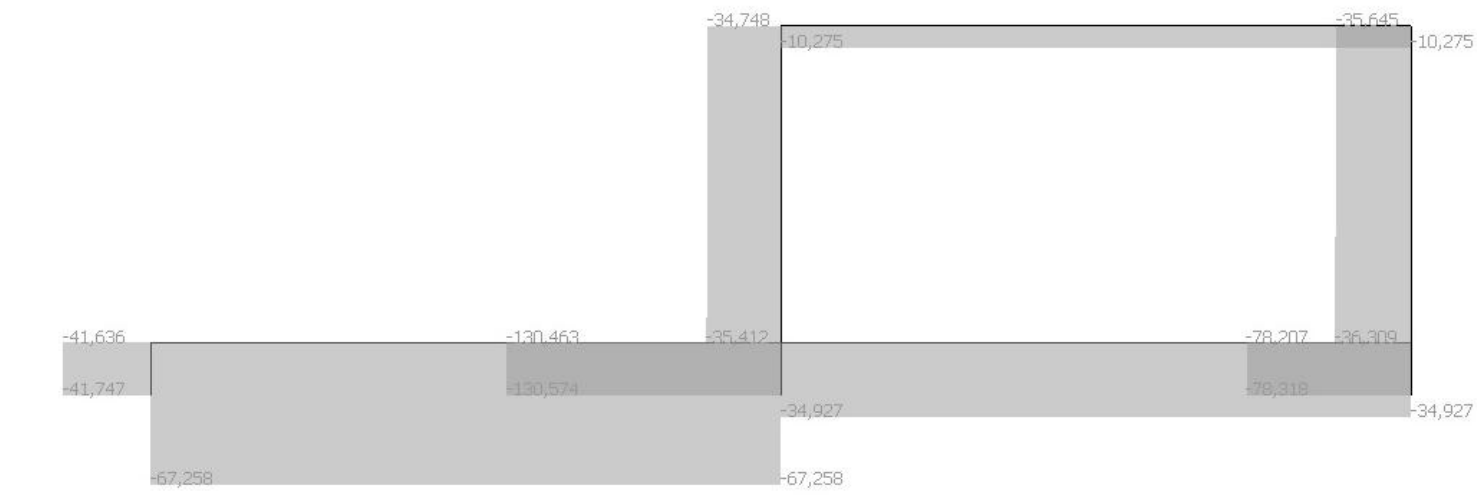
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

COMBINACIÓN 1	$G + Q_v + (0,6 \cdot Q_m + 0,5 \cdot Q)$
COMBINACIÓN 2	$G + Q_v + (0,6 \cdot Q_v + 0,5 \cdot Q)$
COMBINACIÓN 3	$G + Q_m + (0,7 \cdot Q_v + 0,5 \cdot Q)$
COMBINACIÓN 4	$G + Q_v + (0,7 \cdot Q_v + 0,5 \cdot Q)$
COMBINACIÓN 5	$G + Q_m + (0,6 \cdot Q_m + 0,7 \cdot Q)$
COMBINACIÓN 6	$G + Q_v + (0,6 \cdot Q_v + 0,7 \cdot Q)$

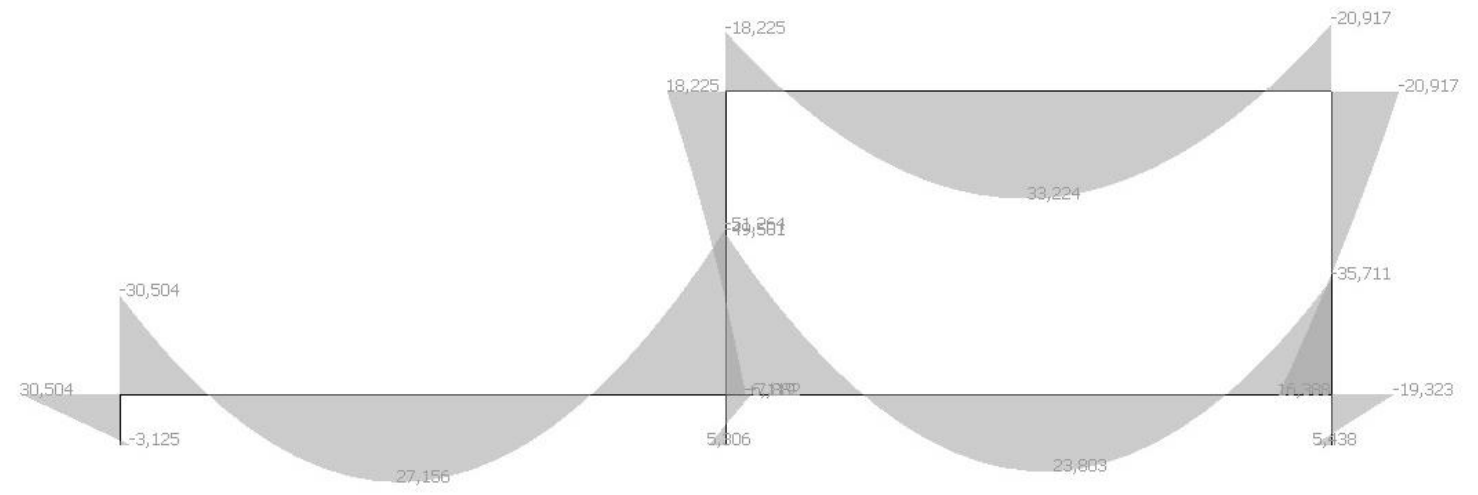
F. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS

SOLICITACIONES MEDIANTE ARCHITRAVE

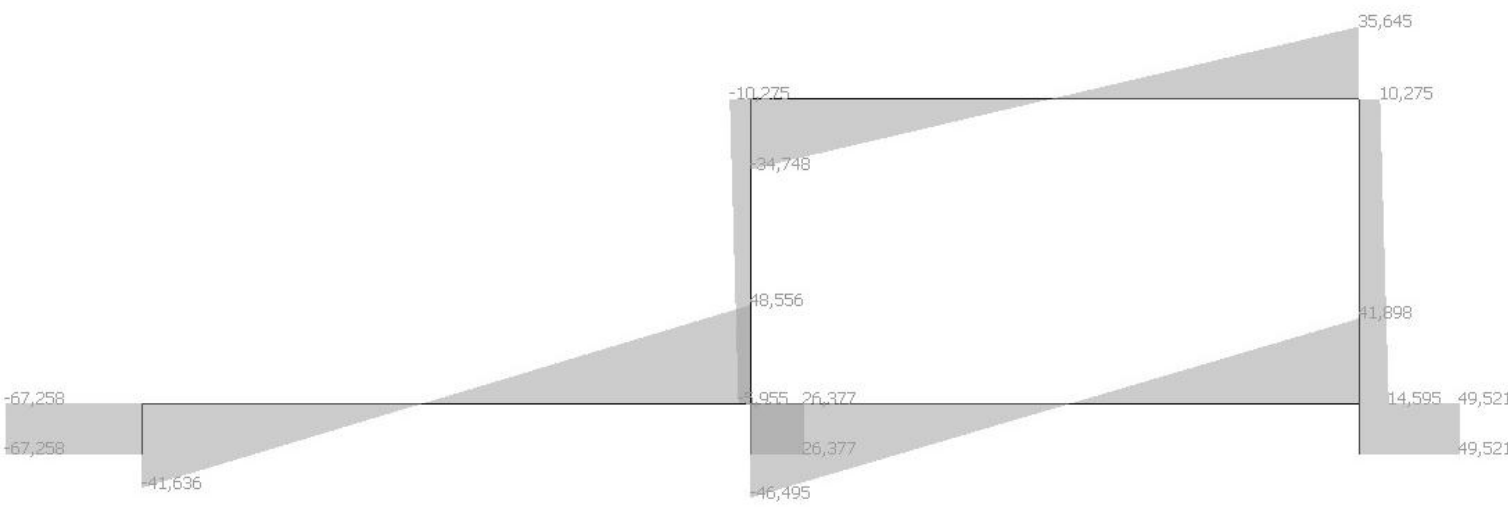
ESFUERZOS AXILES:



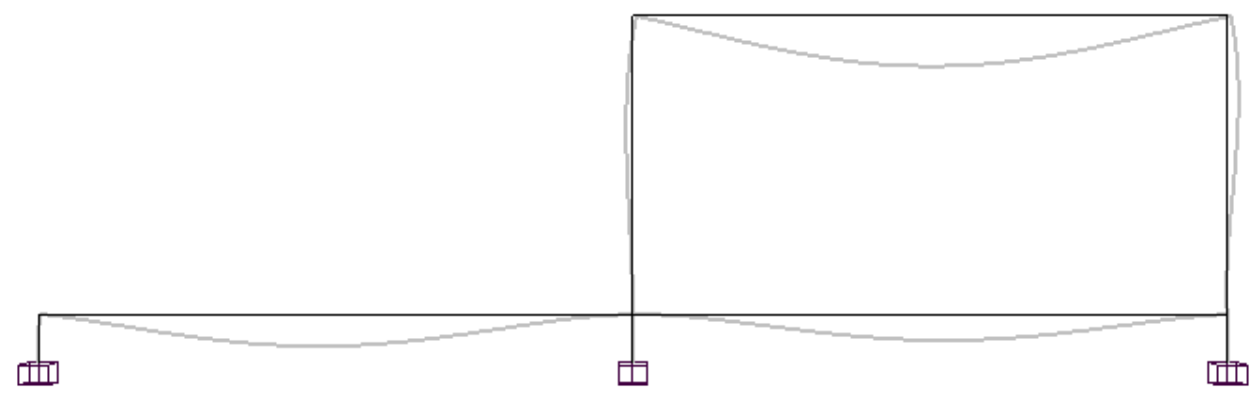
MOMENTOS FLECTORES:



ESFUERZOS CORTANTES:



DEFORMADA:



DIMENSIONADO A FLEXIÓN

Para ello utilizaremos el Excel preparado por la universidad, pero para ello necesitamos conocer algunos datos además de la elección de la madera, ya elegida previamente como GL28h.

-Duración de la carga:

Según sean permanentes, variables o accidentales tendrán un tipo de duración, pero al haber realizado la combinación de cargas tan solo tenemos un valor para introducir en la hoja de Excel. De acuerdo con los profesores de la asignatura, decidimos considerar la duración de la carga como instantánea por ser la más restrictiva de todas.

-Clase de servicio:

Tomamos la clase de servicio 2 pues en “esta clase se encuentran, en general, las estructuras de madera bajo cubierta, pero abiertas y expuestas al ambiente exterior, como es el caso de cobertizos y viseras. Las piscinas cubiertas, debido a su ambiente húmedo, encajan también en esta clase de servicio.”

-Coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material:

Se determina según la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Coeficientes parciales de seguridad para el material, γ_M .

Situaciones persistentes y transitorias:	
- Madera maciza	1,30
- Madera laminada encolada	1,25
- Madera microlaminada, tablero contrachapado, tablero de virutas orientadas	1,20
- Tablero de partículas y tableros de fibras (duros, medios, densidad media, blandos)	1,30
- Uniones	1,30
- Placas clavo	1,25

Al ser la estructura principal de madera laminada encolada, tomaremos como coeficiente de seguridad 1.25

Calculado cada barra llegamos a la conclusión que una estructura con pilares de **200x200 cm y unas vigas de 300x200 cm** son las dimensiones más adecuadas para la estructura. Para ello dejo constancia de las vigas y pilares más desfavorables, tanto en Estados Límite Últimos como en Estados Límite de Servicio:

DIMENSIONADO VIGA DE CUBIERTA:

ELU:

COMPROBACIONES A RESISTENCIA DE UNA SECCION RECTANGULAR DE MADERA (actualización mayo 2012)

Madera	b (mm)	h (mm)	A (mm2)	Wy (mm4)	Wz (mm4)
GL28h	200	300	60000	3000000	2000000
	duracion carga	clase de servicio	Kmod	ym	
	instantánea	2	0,7	1,25	
	Nxd (+) (N)	Nxd (-) (N)	Myd (Nmm)	Mzd (Nmm)	Tzd (N)
	0	10.270	33.000.000		0
	σt,0,d N/mm2	σc,0,d N/mm2	σm,y,d N/mm2	σm,z,d N/mm2	Tzd N/mm2
	0,00	0,17	11,00	0,00	0,85
	ft,0,k (N/mm2)	fc,0,k (N/mm2)	fm,y,k (N/mm2)	fm,z,k (N/mm2)	fv,z,k (N/mm2)
	19,5	26,5	28	28	3,2
	ft,0,d (N/mm2)	fc,0,d (N/mm2)	fm,y,d (N/mm2)	fm,z,d (N/mm2)	fv,y,d (N/mm2)
	10,92	14,84	15,68	15,68	1,79
	-	-	-	-	-
	0 %	1 %	70 %	0 %	0 %
	Myd, Mzd		Myd, Mzd, Nx(+)		Myd, Mzd, Nx(-)
	-		-		cumple

ELS:

Madera	b (mm)	h (mm)	L barra (mm)	A (mm2)	iy (mm4)
GL28h	200	300	600	60.000	87
	Wy (mm3)	Wz (mm3)	Iz (mm4)	Itor (mm4)	iz (mm4)
	3.000.000	2.000.000	200.000.000	464.000.000	58
	duración carga	clase servicio	Kmod	ym	
	instantánea	2	0,7	1,25	
	Nxd (-) (N)	Myd (Nmm)	Mzd (Nmm)		
	7.000	23.000.000			
	σc,0,d (N/mm2)	σm,y,d (N/mm2)	σm,z,d N/mm2		
	0,12	7,67	0,00		
	fc,0,k (N/mm2)	fm,y,k (N/mm2)	fm,z,k (N/mm2)		
	26,5	28	28		
	fc,0,d (N/mm2)	fm,y,d (N/mm2)	fm,z,d (N/mm2)		
	14,84	15,68	15,68		
	1 % resistencia	49 % resistencia	0 % resistencia		

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} f_{c,0,d}} \leq 1$	PANDEO FLEXIONAL_causa Nxd(-)		$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$	Nxd (-)	Nxd (-), Myd y/o Mzd	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
	-	cumple	
	0 %	50 %	
	0 %	35 %	
$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$	PANDEO TORSIONAL_causa Myd		$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$
	Myd	Myd, Nxd (-)	
	-	cumple	
	0 %	25 %	

DIMENSIONADO PILAR:

ELU:

Madera
GL28h

b (mm)	h (mm)	A (mm2)	Wy (mm4)	Wz (mm4)
200	200	40000	1333333,333	1333333,333

duracion carga	clase de servicio	Kmod	ym
instantánea	2	0,7	1,25

Nxd (+) (N)	Nxd (-) (N)	Myd (Nmm)	Mzd (Nmm)	Tzd (N)	Tyd (N)
0	35.000	20.000.000		0	20.000
σt,0,d N/mm2	σc,0,d N/mm2	σm,y,d N/mm2	σm,z,d N/mm2	Tzd N/mm2	Tyd N/mm2
0,00	0,88	15,00	0,00	0,00	0,75
ft,0,k (N/mm2)	fc,0,k (N/mm2)	fm,y,k (N/mm2)	fm,z,k (N/mm2)	fv,z,k (N/mm2)	fv,y,k (N/mm2)
19,5	26,5	28	28	3,2	3,2
ft,0,d (N/mm2)	fc,0,d (N/mm2)	fm,y,d (N/mm2)	fm,z,d (N/mm2)	fv,z,d (N/mm2)	fv,y,d (N/mm2)
10,92	14,84	15,68	15,68	1,79	1,79
-	-	-	-	-	cumple

0 %

6 %

96 %

0 %

0 %

42 %

Myd, Mzd
-

Myd, Mzd, Nx(+)
-

Myd, Mzd, Nx(-)
cumple

ELS:

b (mm)	h (mm)	L barra (mm)	A (mm2)	iy (mm4)
200	200	600	40.000	58
Wy (mm3)	Wz (mm3)	Iz (mm4)	Itor (mm4)	iz (mm4)
1.333.333	1.333.333	133.333.333	197.333.333	58

duración carga	clase servicio	Kmod	ym
instantánea	2	0,7	1,25

Nxd (-) (N)	Myd (Nmm)	Mzd (Nmm)
25.000	14.300.000	
σc,0,d (N/mm2)	σm,y,d (N/mm2)	σm,z,d N/mm2
0,63	10,73	0,00
fc,0,k (N/mm2)	fm,y,k (N/mm2)	fm,z,k (N/mm2)
26,5	28	28
fc,0,d (N/mm2)	fm,y,d (N/mm2)	fm,z,d (N/mm2)
14,84	15,68	15,68

4 % resistencia

68 % resistencia

0 % resistencia

PANDEO FLEXIONAL _causa Nxd(-)		
Nxd (-)		Nxd (-), Myd y/o Mzd
-		cumple
0 %		73 %
0 %		52 %

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

PANDEO TORSIONAL _causa Myd		
Myd		Myd, Nxd (-)
-		cumple
0 %		51 %

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

G. RESISTENCIA FRENTE AL FUEGO:

La elevación de la temperatura que se produce como consecuencia de un incendio en un edificio afecta a su estructura de dos formas diferentes. Por un lado, los materiales ven afectadas sus propiedades, modificándose de forma importante su capacidad mecánica. Por otro, aparecen acciones indirectas como consecuencia de las deformaciones de los elementos, que generalmente dan lugar a tensiones que se suman a las debidas a otras acciones.

Se considera que la resistencia al fuego de los elementos estructurales es suficiente si alcanza la clase indicada en la tabla 3.1, que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura.

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 R de los elementos estructurales de un suelo que separa sectores de incendio es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un sector de incendios, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la resistencia al fuego suficiente R que se exija para el uso de dicho sector

⁽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.

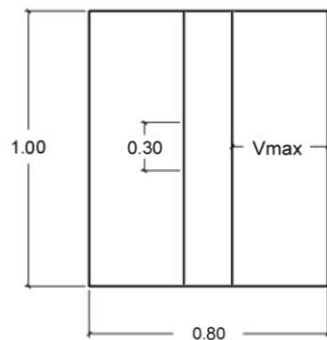
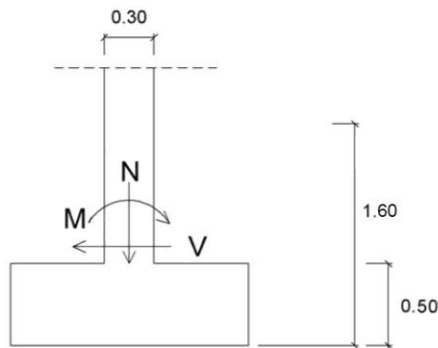
⁽³⁾ R 180 si la altura de evacuación del edificio excede de 28 m.

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

En el caso de la guardería, uso docente, cuya altura de evacuación es menor de 15 m, se considerará que la resistencia al fuego de la estructura es suficiente si alcanza la clase R 60. Para ello protegeremos la estructura de manera que alcance dicho nivel de protección.

H. CIMENTACIÓN:

Realizaremos el cálculo de la cimentación para un tramo de un metro, tomando las solicitaciones del tramo más desfavorable.



- DATOS PREVIOS:

Características de los materiales de la zapata:

Hormigón: HA-25

Acero: B 400

Esfuerzos:

Axil: $N_k = -91 \text{ kN/m}$

Cortante: $V_k = -18 \text{ kN/m}$

Momento: $M_k = 8.4 \text{ m kN/m}$

Geometría del muro:

$b \times h = 30 \times 100 \text{ cm}$

canto = 0,50 cm

- PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA:

Estimando el peso propio de la cimentación, los rellenos y la influencia del momento en un 20% del axil que se transmite a la zapata, se tiene:

$$\sigma = \frac{1,2 \cdot N}{a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma = \frac{1,2 \cdot 91}{a \cdot 1} \leq \sigma_{adm}$$

$$a \geq \frac{1,2 \cdot 88,52}{200} = 0,37$$

Adoptaremos unas dimensiones en planta para el tramo de zapata corrida de 0,80 x 1 m. A continuación, predimensionaremos el canto para determinar si la zapata es flexible o rígida:

$$V_{max} = \frac{0,80 - 0,30}{2} = 0,25 \text{ m}$$

canto = 0'50 m $\rightarrow V_{\text{max}} = 0,25 < 2 \cdot h = 2 \cdot 0,5 = 1 \rightarrow$ **zapata rígida**

- Comprobación geotécnica:

Conocidas las dimensiones de la zapata, se van a determinar las solicitaciones que se transmiten al terreno:

- Peso propio de la zapata:

$$N = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{\text{zapata}} = 0,80 \cdot 1 \cdot 0,50 \cdot 25 = 10 \text{ kN}$$

- Peso propio del terreno:

$$N = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{\text{terreno}} = 0,80 \cdot 1 \cdot 1,10 \cdot 18 = 15,84 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el axil resultante será:

$$N = 91 + 10 + 15,84 = 116,84 \text{ kN}$$

De acuerdo con la ley de Navier (admitido un comportamiento lineal del terreno), se obtienen las presiones del terreno:

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \pm \frac{6 (M + V \cdot h)}{a^2 \cdot b} = \frac{116,84}{0,8 \cdot 1} \pm \frac{6 (-8,4 + 18 \cdot 0,5)}{0,8^2 \cdot 1} = 146,05 \pm 16,25$$

$$\sigma_1 = 162,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = 129,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{med} = 145,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 = 162,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 1,25 \sigma_{adm} = 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{med} = 145,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

\rightarrow CUMPLE

- COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL:

-Dimensionamiento a flexión:

$$N_d = -126,66 \text{ kN}$$

$$V_d = -25 \text{ kN}$$

$$M_d = 10,4 \text{ kN m}$$

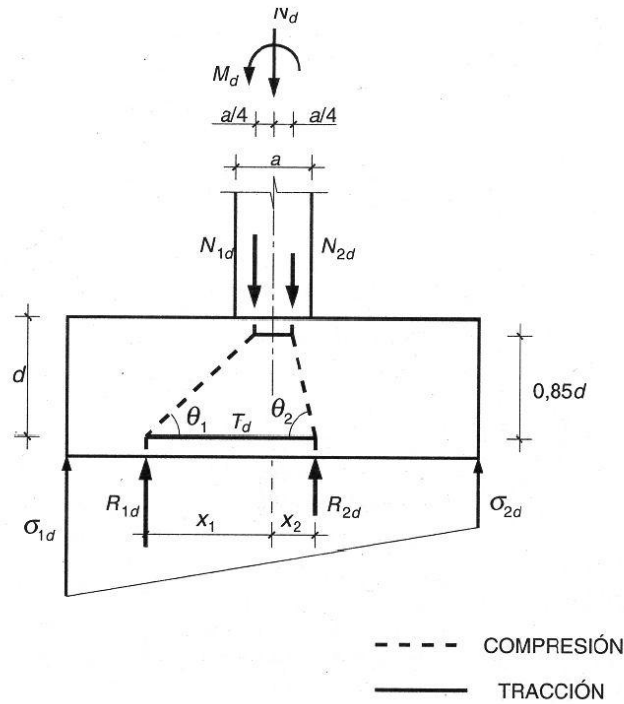
Tensiones de cálculo:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a \cdot b} \pm \frac{6 (M_d + V_d \cdot h)}{a^2 \cdot b} = \frac{126,66}{0,8 \cdot 1} \pm 19,69 = 158,32 \pm 14,503$$

$$\sigma_1 = 172,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = 143,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{med} = 158,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



El centro de gravedad de un trapecio: $x_g = \frac{b}{3} \left(\frac{2h_2 + h_1}{h_2 + h_1} \right)$

$$x_1 = \frac{a}{2} - \frac{0,5a}{3} \left(\frac{2\sigma_{med} + \sigma_1}{\sigma_{med} + \sigma_1} \right) = \frac{0,8}{2} - \frac{0,5 \cdot 0,8}{3} \left(\frac{2 \cdot 158,32 + 172,82}{158,32 + 172,82} \right) = 0,2029 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{0,5a}{3} \left(\frac{2\sigma_2 + \sigma_{med}}{\sigma_2 + \sigma_{med}} \right) = \frac{0,5 \cdot 0,8}{3} \left(\frac{2 \cdot 143,82 + 158,32}{143,82 + 158,32} \right) = 0,1968 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{med}}{2} \cdot \frac{a}{2} \cdot b = \frac{172,82 + 158,32}{2} \cdot \frac{0,8}{2} \cdot 1 = 66,22 \text{ kN}$$

$$R_2 = \frac{\sigma_{med} + \sigma_2}{2} \cdot \frac{a}{2} \cdot b = \frac{158,32 + 143,82}{2} \cdot \frac{0,8}{2} \cdot 1 = 60,42 \text{ kN}$$

a) Capacidad mecánica de cálculo:

La armadura principal de tracción debe resistir una fuerza de:

$$T_d = \frac{R_1}{0,85d} (x_1 - 0,25a_1)$$

$$r_{mec} = r_{neto} + 1,5 \varnothing = 35 + 1,5 \cdot 12 = 53 \text{ mm}$$

$$d = h - r_{mec} = 500 - 53 = 447 \text{ mm}$$

$$T_d = \frac{66,22}{0,85 \cdot 0,447} (0,2029 - 0,25 \cdot 0,30) = 22,29 \text{ kN} = U_{s,cálculo}$$

b) Limitación geométrica:

$$U_{s,geom} = \rho \cdot A_c \cdot f_{yd} = \frac{1,0}{1000} \cdot (800 \cdot 500) \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 160 \text{ kN}$$

c) Limitación mecánica:

$$U_{s,cal} \leq 0,04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$x = 0,04 \cdot (30/1,5) \cdot 800 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 320 \text{ kN} > U_{s,cal}$$

$$U_{s1,mec} = \alpha U_{s1,cal}$$

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{U_{s1,cal}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 1,5 - 12,5 \frac{144}{0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{30}{1,5} \cdot 10^3} = 1,275$$

$$U_{s,mec} = 1,275 \cdot 144 = 183,6 \text{ kN}$$

d) Disposición de armaduras:

El valor más restrictivo es el de la limitación mecánica:

$$U_s = 183,6 \text{ kN}$$

Optamos por armar con barras de $\varnothing 12$

$$U_{s,\varnothing 12} = \pi (12/2)^2 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 45,24 \text{ kN}; f_{yd} \leq 400 \text{ MPa}$$

$$n = 183,6 / 45,24 = 4,06 \rightarrow 5\varnothing 12$$

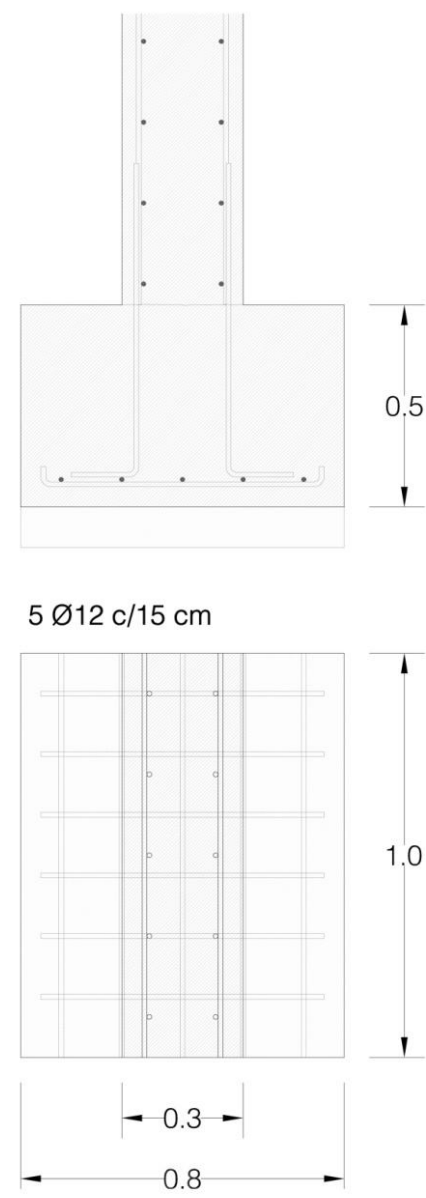
La separación entre barras será:

$$s = \frac{a - 2r_{neto} - 2\frac{\varnothing}{2}}{n^{\circ}barras} - 1 = \frac{80 - 2 \cdot 7 - 2 \cdot 0,6}{5 - 1} = 16,2 \text{ cm}$$

El recubrimiento mínimo neto lateral ha de ser de 7 cm, ya que se hormigona contra el terreno.

Por lo tanto, colocaremos **5 $\varnothing 12$ c/15 cm**.

- ESQUEMA DE ARMADO:



I. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA