

4. MEMORIA DE ESTRUCTURAS

4.1 JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA EN ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN

4.2 EL SUELO

4.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

4.3.1. LOS PILARES

4.3.2. LOS FORJADOS

4.3.3. LOS MUROS (SEMISÓTANO)

4.3.4. LA CIMENTACIÓN

4.4 MÉTODO DE CÁLCULO

4.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

4.6 ENSAYOS A REALIZAR

4.7 LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.8 ACCIONES

4.8.1. ACCIONES PERMANENTES

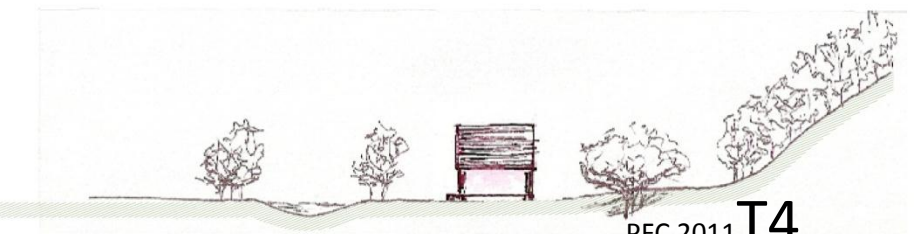
4.8.2. ACCIONES VARIABLES

4.8.3. ACCIONES SÍSMICAS

4.9 COMBINACIÓN DE ACCIONES

4.10 APLICACIÓN DE ACCIONES

4.11 PREDIMENSIONADO



4.1 JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA EN ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN

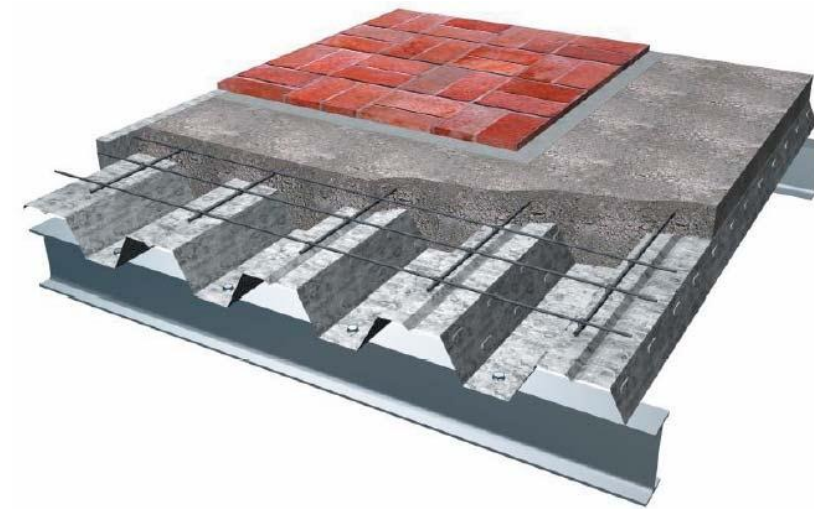
El modelo estructural elegido sigue el diseño arquitectónico-compositivo del edificio, donde se ha pretendido en todo momento aportar una idea de ligereza y causar el menor impacto posible en el lugar.

Así la estructura está compuesta por una serie de pórticos donde los soportes se presentan como elementos puntuales de acero (perfiles de acero laminado, serie HEB). Estos pórticos están distribuidos cada 7,2m en planta (excepto en el hall donde están distanciados el doble, es decir, 14,4m), y la luz que cubren es de 12,9m dejando todo el espacio entre ellos libre para permitir una distribución fluida y sin obstáculo alguno.

Las vigas que se han elegido para estos pórticos son vigas alveolares o boyd, para permitir el paso de instalaciones.



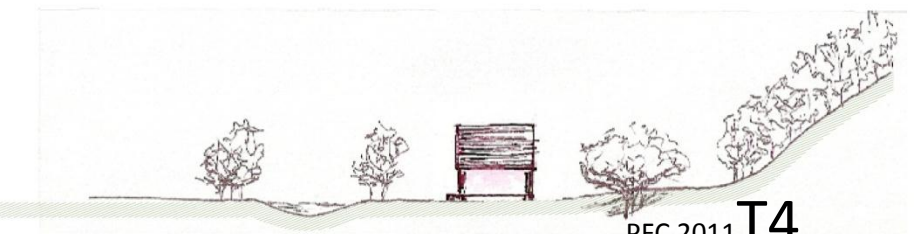
Como se pretende que el forjado sea lo más ligero posible se ha elegido un forjado de chapa colaborante que apoya sobre correas que van de viga alveolar a viga alveolar reduciendo así la luz a cubrir a valores que van de 3m a 3,45 m cómo máximo.



Los voladizos perimetrales se realizarán como pequeñas losas de hormigón armado, para conseguir compositivamente una imagen exterior de una fina losa de hormigón que sobresale.

Sin embargo, la cubierta que tiene un carácter importante en este proyecto, por un lado, por la importancia de sus vuelos, y por otro, por la intención de acentuar este plano inclinado con un canto mayor se construirá con un tipo de forjado diferente. Razón por la que se ha optado por una losa aligerada in situ que trabajará de forma bidireccional y sin vigas, transmitiendo las cargas a los pilares que forman recuadros de 12,9m x 14,4m (habrán pues pilares intermedio que no llegarán a recibir carga de la cubierta, y comenzarán a recibir carga a partir de los forjados inferiores, esto se explicará más adelante).

En cuanto a la cimentación, se hará en un principio* por zapatas aisladas en aquellos pilares que no formen parte del semisótano, y en la zona de dicho semisótano se dispondrá un muro de sótano para contener el terreno y crear un espacio estanco en el interior. (*"En un principio" porque para realmente proponer la solución más adecuada para la cimentación deberíamos disponer del Estudio Geotécnico del terreno).



4.2 EL SUELO

Al ser un proyecto final de carrera, es decir, al tratarse de un caso teórico, no se dispone de un estudio geotécnico realizado en la parcela, ni de los medios necesarios para conocer con precisión las características del terreno. En el caso de que realmente se fuera ejecutar, sí se dispondría de dicho estudio y se procedería a realizar las posibles modificaciones de la cimentación, en el caso de ser necesarias.

Por el momento consideraremos que se trata de un terreno cohesivo, de buena calidad para la magnitud de presiones que transmitirá la cimentación del edificio, siempre teniendo en cuenta la presencia tan próxima del río, que obligará a realizar una buena impermeabilización y la realización de un vaso estanco para la zona enterrada del semisótano.

Por esta razón, también se dispondrán drenajes perimetrales, desde que se empiece a excavar el semisótano.

4.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

4.3.1. LOS PILARES

Como soportes se utilizarán perfiles de acero laminado de la serie HEB. Así al estar dispuestos de manera regular y modulada (pórticos de luz 12,9m y distribuidos cada 7,2m excepto en el hall donde están a 14,4m) permiten una libre distribución en el interior del edificio.

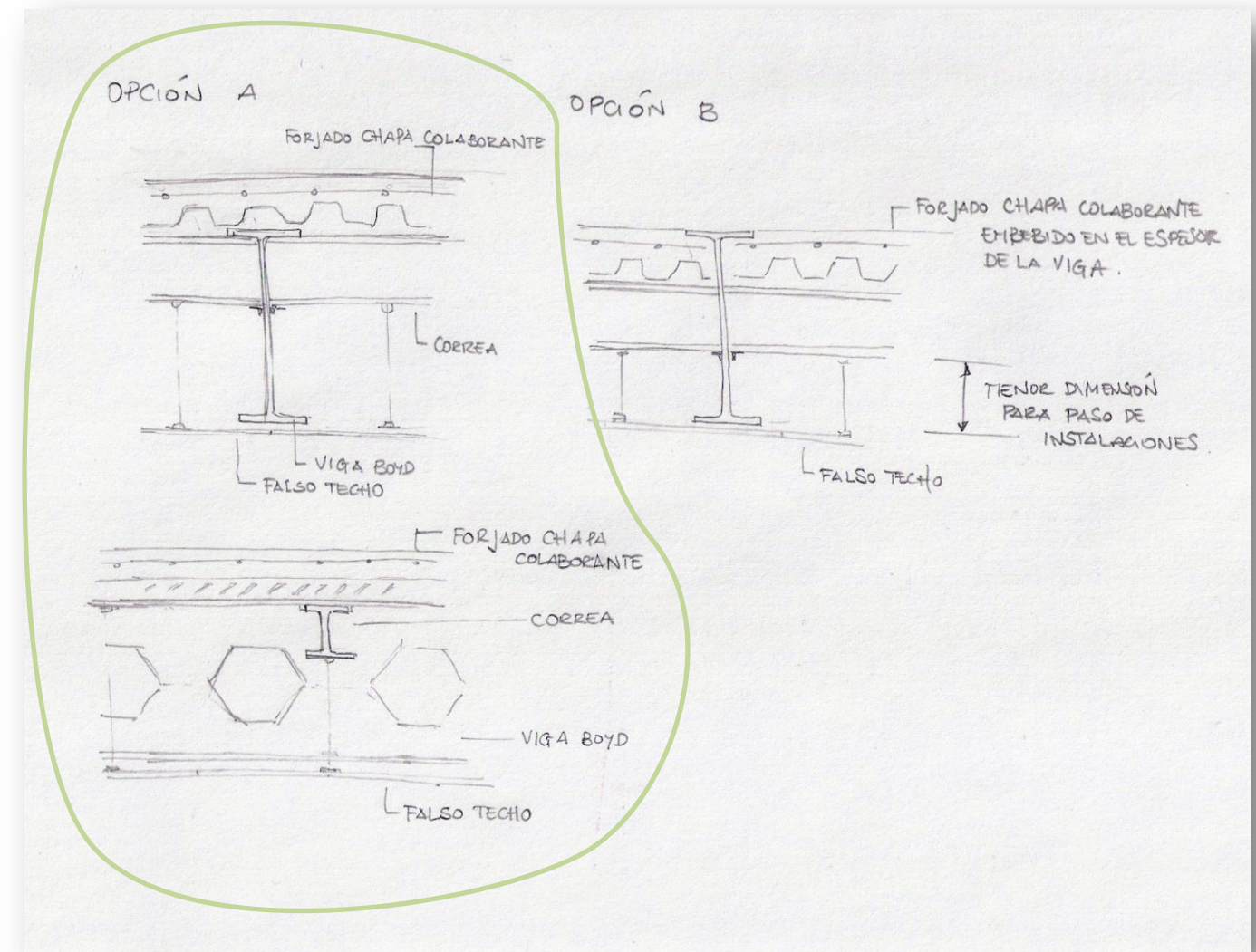
Su función es únicamente estructural, ya que la fachada de vidrio pasa por delante de los pilares como una piel exterior.

4.3.2. LOS FORJADOS

Como se ha indicado en el punto 4.1, el tipo de forjado elegido es el de chapa colaborante para los forjados entre plantas. Por su facilidad y rapidez constructiva, y el hecho de que se pretende que la estructura sea lo más ligera posible, para estar acorde con la composición conjunta del edificio.

Dado que con este tipo de forjado sólo se pueden cubrir luces pequeñas, se disponen correas que acometen perpendicularmente a las vigas alveolares (con los alveolos cerrados allá donde acometen las correas y en los extremos para resistir bien a cortante). Estas correas dividirán la luz total del pórtico de 12,9m en 4 bandas de 3,45m - 3m - 3,325m - 3,125m, luces éstas que sí son aptas para ser cubiertas por un forjado de este tipo.

En cuanto a la disposición del forjado respecto a las vigas alveolares y correas, entre las dos opciones posibles aquí representadas, se opta por la opción A donde el forjado pasa continuo por encima de las vigas y correas, ya que así éste trabaja mejor, es más fácil su construcción y además el ancho para el paso de instalaciones es mayor.



Por otra parte, la cubierta se realiza con un forjado bidireccional, una losa aligerada in situ. Pues en esta cubierta aparecen unos vuelos importantes tanto a norte como a sur, y se necesita mayor canto de forjado para resolverlos. Además así se acentúa la importancia de este plano inclinado que es el origen y causante de la distribución interior del edificio en bandejas para permitir vistas continuas fugadas de un extremo del edificio al otro.

Para la transmisión de cargas desde esta cubierta a los pilares, se hará directamente sin vigas y no todos los pilares que aparecen en las plantas inferiores van a recibir cargas de la cubierta, sólo lo harán los que se encuentran en los recuadros de 12,9m x 14,4m que se indicarán más adelante en el cálculo.

Esto se debe a la voluntad de formar recuadros lo más cuadrados posibles para que el forjado bidireccional trabaje mejor.

4.3.3. LOS MUROS (SEMISÓTANO)

En el semisótano se disponen muros de sótano de hormigón armado que contienen el terreno, forman parte de la barrera contra la entrada del agua a esta parte semienterrada del edificio y transmiten también al terreno las cargas que reciben de los pilares que recaen sobre ellos.

4.3.4. LA CIMENTACIÓN

Suponiendo las mejores condiciones, al no saber las reales a falta de la información sobre el terreno que nos proporcionaría el estudio geotécnico, la cimentación de los pilares que llegan directamente al terreno se hace por zapata aislada y los pilares que llegan al muro de sótano transmiten sus cargas a través de éste y su zapata corrida al terreno.

4.4 MÉTODO DE CÁLCULO

Se realiza un predimensionado basado en el libro “Números gordos en el Proyecto de Estructuras”, Editorial Cinte, en los apuntes para predimensionado del profesor GALLARDO LLOPIS, David (ETSA UPV), en “Apuntes básicos sobre forjados reticulares” de GALLARDO LLOPIS, David y BORCHA VILA, Boro, en un prontuario de estructuras metálicas, y además se han utilizado tablas, catálogos y programas para predimensionar algunos elementos de la estructura.

4.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

ACERO EN PERFILES

Designación:	S 275 JR
Límite Elástico (N/mm ²):	275

HORMIGÓN ARMADO

Resistencia Característica a los 28 días:	$f_{ck} = 30$ (N/mm ²)
Tipo de cemento (RC-03):	CEM I/32.5 N
Cantidad máxima/mínima de cemento (kp/m ³):	400/300
Tamaño máximo del árido (mm):	20
Tipo de ambiente (agresividad):	Ila
Consistencia del hormigón:	Blanda
Asiento Cono de Abrams (cm):	6 a 9
Sistema de compactación:	Vibrado
Nivel de Control Previsto:	Estadístico
Coefficiente de Minoración:	1,5
Resistencia de cálculo del hormigón:	f_{cd} (N/mm ²)= 20

ACERO EN BARRAS

Designación:	B-500-S
Límite Elástico (N/mm ²):	500
Nivel de Control Previsto:	Normal
Coefficiente de Minoración:	1,15
Resistencia de cálculo del acero (barras):	f_{yd} (N/mm ²)= 435

ACERO EN MALLAZOS

Designación:	B-500-S
Límite Elástico (N/mm ²):	500

4.6 ENSAYOS A REALIZAR

ACEROS ESTRUCTURALES: Se harán los ensayos pertinentes de acuerdo a lo indicado en el capítulo 12 del CTE DB SE-A.

HORMIGÓN ARMADO: De acuerdo a los niveles de control previstos, se realizarán los ensayos pertinentes de los materiales, acero y hormigón según se indica en la norma Cap. XV, art. 82 y siguientes.

4.7 LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Según el CTE DB-SE, para la comprobación a flecha:

1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;

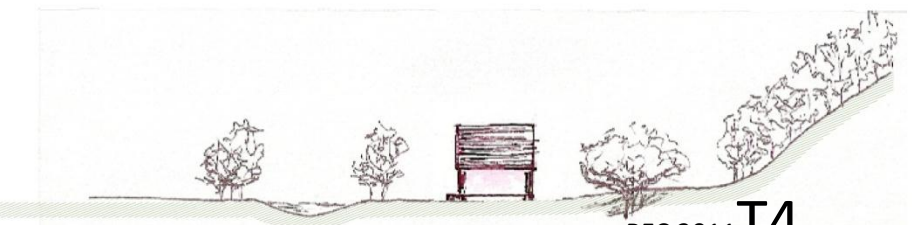
b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;

c) 1/300 en el resto de los casos.

2 Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

3 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

En nuestro caso, como valor admisible tomaremos $f_{adm}=L/400$.



4.8 ACCIONES

De acuerdo con el CTE DB SE-AE, las acciones se clasifican por su variación en el tiempo en permanentes, variables y accidentales.

Las acciones sísmicas quedan reguladas por la norma de construcción sismorresistente NCSE-02.

4.8.1. ACCIONES PERMANENTES

Se adoptan los valores característicos para las cargas permanentes indicadas en el anejo C del CTE DB-SE-AE.

ACCIONES PERMANENTES	Carga superficial KN/m ²
PESO PROPIO FORJADO CUBIERTA	
Forjado bidireccional de losa aligerada in situ	7,03
PESO PROPIO FORJADO	
Forjado unidireccional de chapa colaborante	2,5
SOLADO	
Solado medio (suelo técnico cerámico)	1
FALSO TECHO + INSTALACIONES	
Falsos techos e instalaciones colgadas medias	0,5
CUBIERTA	
Cubierta media	2
CARGAS LINEALES, TABIQUERÍA	Despreciable por ser ligera

4.8.2. ACCIONES VARIABLES

Uso:

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Los valores considerados en esta estructura se corresponden con lo indicado en el CTE en la tabla 3.1 del DB-SE-AE.

Nieve:

La acción de la nieve se considera como una carga vertical por unidad de superficie en proyección horizontal, de acuerdo a la siguiente expresión: $q_n = \mu \cdot S_k$

La carga de nieve sobre un terreno horizontal S_k para una población como Baquedano que no es capital de provincia y no aparece en la Tabla 3.7 del DB SE-AE se obtiene del Anejo E del DB SE-AE:

Como valor de carga de nieve en un terreno horizontal, s_k , puede tomarse de la tabla E.2 función de la altitud del emplazamiento o término municipal → Baquedano: 600m, y de la zona climática del mapa de la figura E.2 → Baquedano (Navarra): zona 2, de forma que resulta un valor para $S_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$.

El coeficiente de forma μ , se obtiene de acuerdo al apartado 3.5.3, resultando para el caso de cubiertas planas (ángulo menor de 30°, en el caso de este edificio tiene una inclinación de 6°) un valor $\mu = 1$.

La sobrecarga de nieve a considerar en las cubiertas de esta estructura es de $q_n = 0,9 \text{ kN/m}^2$.

Viento:

La acción de viento es, en general, una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, denominada q_e y resulta: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

-Presión dinámica del viento, q_b :

Localización geográfica >> Baquedano (Navarra) >> zona C [DB SE-AE Anejo D] >> Velocidad básica del viento de 29m/s. Por lo que se adopta el valor básico de la presión dinámica $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$.

Periodo de servicio para el que se comprueba la seguridad de esta estructura >> 50 años. El coeficiente corrector para la comprobación en servicio de la acción del viento es 1,00 [tabla D.1 Anejo D]

-El coeficiente de exposición es $c_e = 2,5$:

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	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
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

-Coeficiente eólico, c_p :

Como se trata de una cubierta de 6° de inclinación, y por un lado para las cubiertas planas (hasta 5°) se puede considerar lo siguiente:

En edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad, y se puede despreciar. (Punto 3.3.4 CTE DB SE-AE).

Y por otro lado viendo las tablas del Anejo D para cubiertas a un agua, los valores para esta inclinación son nulos en presión y de succión actuarían del lado de la seguridad, despreciaremos este coeficiente. Al ser $c_p = 0$, la carga de viento total, q_e , nos sale despreciable también.

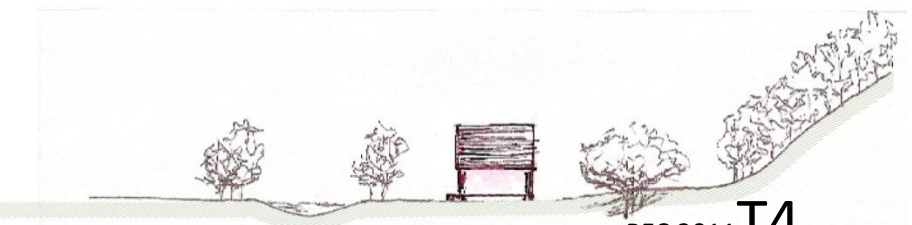
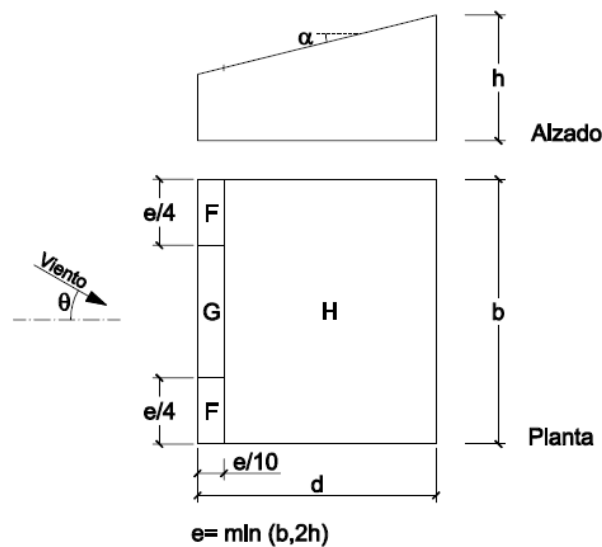


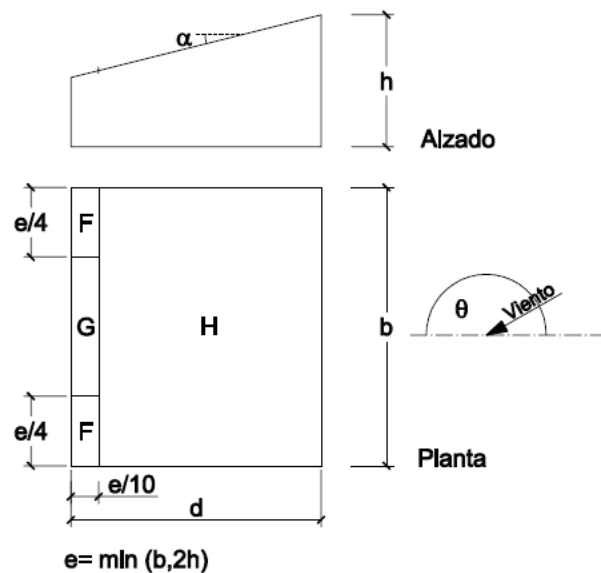
Tabla D.5 Cubiertas a un agua.

a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0

b) Dirección del viento $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-2,3	-1,3	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2

ACCIONES VARIABLES	Carga superficial KN/m ²
USO	
Zonas de acceso al público -C3- zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles, salas de exposiciones...	4
USO CUBIERTA	
Cubierta accesible únicamente para conservación. Inclinação <20°.	1
NIEVE	0,9
VIENTO	Despreciable

4.8.3 ACCIONES SÍSMICAS (NCSE-02)

NO se aplica la norma a esta edificación de nueva planta ya que se trata de una CONSTRUCCIÓN DE IMPORTANCIA NORMAL, situado en Baquedano (Navarra) donde la aceleración sísmica básica (a_b) es inferior a 0,04g, $a_b < 0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad.

De todas formas se atará todo el perímetro de la cimentación con vigas riostras, ya que siempre es recomendable hacerlo.

4.9 COMBINACIÓN DE ACCIONES

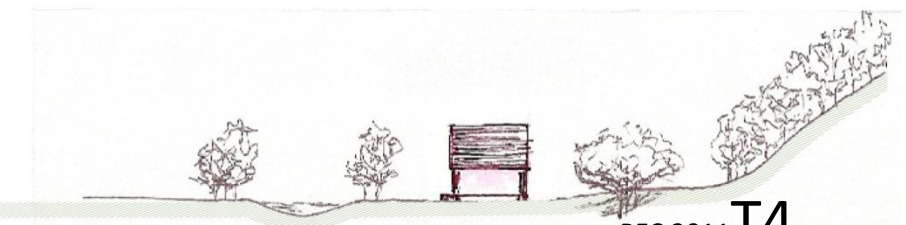
La verificación de la seguridad, es decir, el procedimiento de dimensionado o comprobación se basa en los Estados Límites.

Según el CTE DB-SE 3.2: "Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido." Se distinguen dos grupos de ESTADOS LÍMITE:

Estados Límite Últimos (ELU): Verificación de la resistencia y estabilidad.

Son los que de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo:

- pérdida de equilibrio de toda la estructura o de una parte de ella
- deformación excesiva
- rotura de elementos estructurales o sus uniones
- inestabilidad de elementos estructurales



Estados Límite de Servicio (ELS): Verificación de la aptitud al servicio.

Son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento de del edificio o a la apariencia de la construcción:

- deformaciones (flechas, asientos o desplomes)
- vibraciones
- los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

En relación a la verificación de la resistencia y de la estabilidad (Estados Límite Últimos), puesto que vamos a realizar un predimensionado, la combinación de acciones se definirá de acuerdo al siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

Donde:

G_k	Acción permanente
Q_k	Acción variable
γ_G	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
γ_{Q1}	Coefficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
γ_{Qi}	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento ($i > 1$) para situaciones no sísmicas
$\Psi_{p,1}$	Coefficiente de combinación de la acción variable principal
$\Psi_{a,i}$	Coefficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento ($i > 1$) para situaciones no sísmicas

De la tabla 4.1 del CTE DB-SE *Coefficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones* obtenemos que el coeficiente de mayoración para las cargas permanentes será de 1,35 y para las cargas variables será de 1,5.

De la *Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)* obtenemos $\psi_0 = 0,5$ para la nieve.

4.10 APLICACIÓN DE ACCIONES

Disponiendo de los datos de cargas permanentes y variables, se realiza la combinación de acciones que nos dará la carga por m^2 en los diferentes tipos de forjados del proyecto.

FORJADO CHAPA COLABORANTEPermanentes

Peso propio = 2,5 kN/m²

Solado = 1kN/m²

Falso techo + Instalaciones = 0,5 kN/m²

Total Permanentes = 4 kN/m²

Combinación de acciones:

$$q = 1,35 \times 4 + 1,5 \times 4 = \underline{11,4 \text{ kN/m}^2}$$

Variables

Sobrecarga de uso = 4 kN/m²

LOSA ALIGERADA IN SITU (CUBIERTA)Permanentes

Peso propio = 7 kN/m²

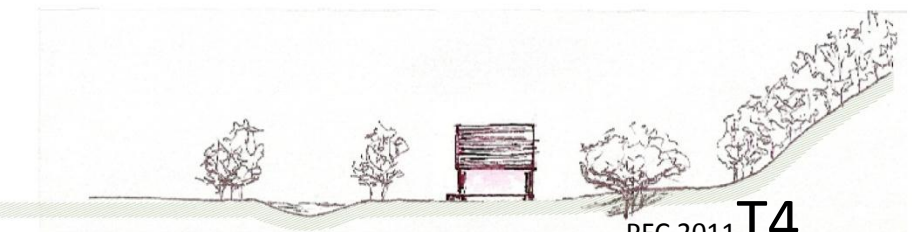
Cubierta = 2 kN/m²

Falso techo + Instalaciones = 0,5 kN/m²

Total Permanentes = 9,5 kN/m²

Combinación de acciones (con sobrecarga de uso como variable principal):

$$q = 1,35 \times 9,5 + 1,5 \times 1 + 1,5 (0,5 \times 0,9) = \underline{15 \text{ kN/m}^2}$$



4.11 PREDIMENSIONADO

PLANTAS

>>FORJADO CHAPA COLABORANTE

Hacemos una estimación de su canto según la luz máxima entre correas, siguiendo la siguiente fórmula: $H = L / [23-27]$, en nuestro caso, $H = 3,45 / 25 = 0,14m$, pero pondremos 20cm en lugar de 14cm para mejorar el comportamiento del forjado frente a vibraciones y flechas.

>> CORREAS

Las correas generales están dispuestas a 3,45m - 3m - 3,325m - 3,125m, cubriendo una luz de 7,2m. Predimensionamos cogiendo la de mayor ámbito, es decir:

$$\text{Ámbito} = 3,2m$$

$$L = 7,2m$$

$$q = 3,2m \times 11,4 \text{ kN/m}^2 = 36,48 \text{ kN/m}$$

$$M_d = ql^2/8 \text{ (biapoyada)} \quad M_d = \frac{36,48 \times 7,2^2}{8} = 236,39 \text{ kNm}$$

$$W \geq M_d / f_d \quad W \geq \frac{1,5 \times 236,39 \times 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 1.353.870 \text{ mm}^3 \rightarrow$$

→ Prontuario:

$$\text{IPE 450 (W=1500} \cdot 10^3 \text{ mm}^3, I= 337 \cdot 10^6 \text{ mm}^4)$$

Comprobación a deformación (cargas sin mayorar):

Se comprueba que la flecha de las correas no supera la admisible.

Según lo expuesto en el apartado 4.7 (LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA) como valor admisible se considera $f_{adm} = \frac{L}{400}$.

$$q_{\text{forjado chapa colaborante}} = (4 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2) \times 3,2m = 25,6 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 25,6 \cdot 7200^4}{384 \cdot 210000 \cdot 337 \cdot 10^6} = 12,65 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{7200}{400} = 18 \text{ mm} \geq 12,65 \text{ mm}, \text{ por tanto el IPE 450 es válido.}$$

Correas pasarela planta primera:

Calculamos a parte estas correas porque cubren una luz mayor al estar en la zona que vuelca al hall, donde los pilares están a una distancia de 14,4m.

$$\text{Ámbito} = 3,2m$$

$$L = 14,4m$$

$$q = 3,2m \times 11,4 \text{ kN/m}^2 = 36,48 \text{ kN/m}$$

$$M_d = ql^2/8 \text{ (biapoyada)} \quad M_d = \frac{36,48 \times 14,4^2}{8} = 945,56 \text{ kNm}$$

$$W \geq M_d / f_d \quad W \geq \frac{1,5 \times 945,56 \times 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 5.415.480 \text{ mm}^3 \rightarrow$$

→ Prontuario:

Dispondremos una pareja de perfiles para así dejar al exterior un perfil IPE 450 siguiendo la disposición de las correas en el perímetro, y en el interior pondremos otro perfil alveolado obtenido de IPE600 con lo que tendremos una W e I suficientes para cumplir a resistencia y deformación.

$$\begin{aligned} &\text{IPE 450 (W=1500} \cdot 10^3 \text{ mm}^3, I= 337 \cdot 10^6 \text{ mm}^4) \\ &\text{Perfil alveolado obtenido de IPE 600 (W=4134} \cdot 10^3 \text{ mm}^3, I= 1653 \cdot 10^6 \text{ mm}^4) \\ &\text{Total: W= 5634} \cdot 10^3 \text{ mm}^3, I= 1990 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Comprobación a deformación (cargas sin mayorar):

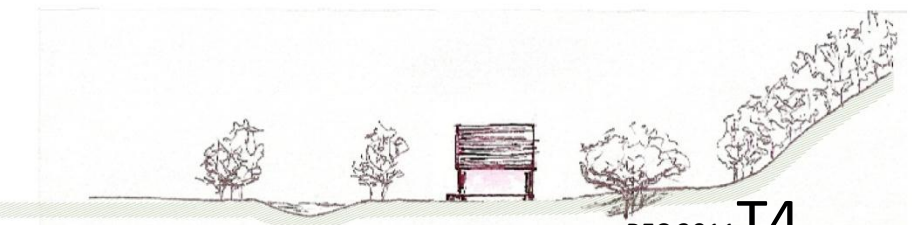
Se comprueba que la flecha de las correas no supera la admisible.

Según lo expuesto en el apartado 4.7 (LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA) como valor admisible se considera $f_{adm} = \frac{L}{400}$.

$$q_{\text{forjado chapa colaborante}} = (4 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2) \times 3,2m = 25,6 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 25,6 \cdot 14400^4}{384 \cdot 210000 \cdot 1990 \cdot 10^6} = 34,29 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{14400}{400} = 36 \text{ mm} \geq 34,29 \text{ mm}, \text{ por tanto la combinación de los dos perfiles (IPE450 y perfil alveolado obtenido de IPE600) es válida.}$$



>> VIGA ALVEOLAR

Disponemos vigas alveolares para salvar las luces de 12,9m entre pilares. A estas vigas acometen las correas sobre las que va el forjado de chapa colaborante.

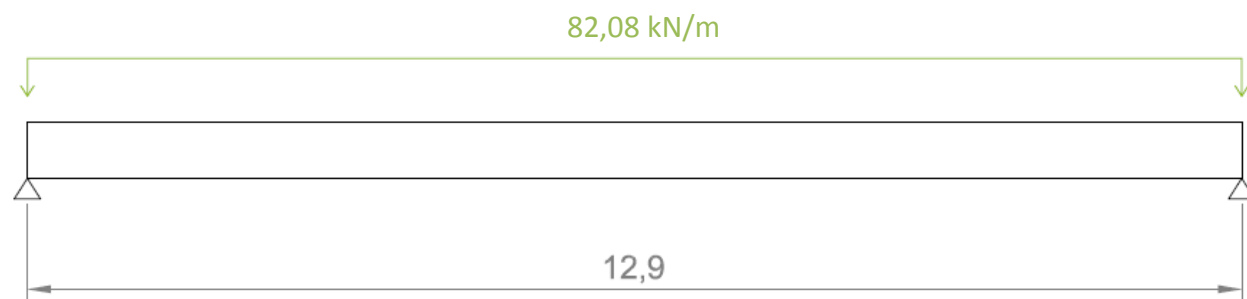
Donde acometen las correas y en los extremos donde acaba la viga en los pilares los alveolos están macizados para resistir bien a cortante.

Acero S355

Ámbito = 7,2m

L = 12,9m

$q = 7,2m \times 11,4 \text{ kN/m}^2 = 82,08 \text{ kN/m}$



$M_d = ql^2/8$ (biapoyada) $M_d = \frac{82,08 \times 12,9^2}{8} = 1707,36 \text{ kNm}$

$W \geq M_d / f_d$ $W \geq \frac{1,5 \times 1707,36 \times 10^6}{\frac{355}{1,05}} = 7.574.907 \text{ mm}^3 \rightarrow$

→ Prontuario:

Perfil alveolado obtenido de HEB 600 ($W=7775 \times 10^3 \text{ mm}^3$, $I= 3110 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$, $H=800\text{mm}$)

Comprobación a deformación (cargas sin mayorar):

Se comprueba que la flecha de las vigas no supera la admisible.

Según lo expuesto en el apartado 4.7 (LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA) como valor admisible se considera $f_{adm} = \frac{L}{400}$.

$q = 8\text{kN/m}^2 \times 7,2\text{m} = 57,6 \text{ kN/m}$

$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 57,6 \cdot 12900^4}{384 \cdot 210000 \cdot 3110 \cdot 10^6} = 31,8\text{mm}$

$f_{adm} = \frac{12900}{400} = 32,25 \text{ mm} \geq 31,8\text{mm}$, por tanto el perfil alveolado obtenido de HEB 600 es válido.

Obtenidos de HEB

HEB	Dimensiones						Posición de los ejes		Valores estáticos					m	p
	h_c	b	t_w	h_i	h_a	p_i	a	z_1	A_1	I_y	W_y	I_1	W_1		
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴ (x 10 ⁶)	mm ³ (x 10 ³)	mm ⁴ (x 10 ⁵)	mm ³ (x 10 ³)	kg/m	kN/m
140	210	140	7	35	140	250	7,51	97,5	1840	35,1	334	0,052	1,89	33,7	0,337
160	230	160	8	45	140	250	8,95	106	2340	52,6	457	0,137	3,79	42,6	0,426
180	260	180	8,5	50	160	250	9,70	120	2830	82,8	637	0,203	5,05	51,2	0,512
200	280	200	9	60	160	360	11,0	129	3400	114	815	0,388	7,93	61,3	0,613
220	320	220	9,5	60	200	360	11,2	149	3940	175	1092	0,403	8,26	71,5	0,715
240	320	240	10	80	160	414	13,8	146	4710	203	1269	1,07	16,1	83,2	0,832
260	360	260	10	80	200	414	13,6	166	5170	287	1594	1,08	16,2	93,0	0,930
280	400	280	10,5	80	240	414	13,6	186	5690	397	1985	1,13	17,1	103	1,03
300	420	300	11	90	240	504	14,9	195	6480	498	2372	1,71	22,8	117	1,17
320	460	300	11,5	90	280	504	14,9	215	6950	648	2820	1,77	24,2	127	1,27
340	500	300	12	90	320	504	15,8	234	7270	805	3220	1,80	24,2	134	1,34
360	500	300	12,5	110	320	630	18,9	231	7840	840	3360	3,54	38,9	142	1,42
400	580	300	13,5	110	360	630	19,6	270	8360	1230	4241	3,73	41,3	155	1,55
450	650	300	14	125	400	630	22,4	303	9180	1693	5209	5,72	55,7	171	1,71
500	700	300	14,5	150	400	837	27,0	323	10200	2143	6122	10,43	84,8	187	1,87
550	750	300	15	175	400	837	32,2	343	10900	2590	6900	17,26	121	199	1,99
600	800	300	15,5	200	400	837	37,6	362	11600	3110	7775	26,74	164	212	2,12

Notas: A_1 : Área de la semisección del aligeramiento máximo.
 I_y : Momento de inercia del perfil completo.
 I_{y1} : Momento de inercia de la semisección del aligeramiento máximo.

CUBIERTA

>> **FORJADO RETICULAR LOSA ALIGERADA IN SITU**

Siguiendo el método propuesto en el documento “Apuntes básicos sobre forjados reticulares” de GALLARDO LLOPIS, David y BORCHA VILA, Boro, realizamos los siguientes pasos:

1.- Establecimiento del canto básico total del forjado.

$H = L/22 = 14,4/22 = 0,6545m$

Como utilizo HA-30 y se puede reducir el canto necesario un 5% en el caso de tener esta f_{ck} , redondearemos a un **canto de 65cm**.

Estimamos el peso propio del forjado para poder calcular el estado de cargas que en el siguiente paso nos conducirá a comprobar el punzonamiento. Como valor aproximado se tiene:

Peso aproximado [en kN/m^2] = $0,095 \cdot (H \text{ [en cm]} + 9cm) = 0,095 \cdot (65cm + 9cm) = 7,03 \text{ kN/m}^2 \cong 7 \text{ kN/m}^2$

A este valor le añadimos la estimación del resto de cargas permanentes y sobrecargas:

Permanentes

- Peso propio = 7 kN/m^2
- Cubierta = 2 kN/m^2
- Falso techo + Instalaciones = $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Total Permanentes = $9,5 \text{ kN/m}^2$

Variables

- Sobrecarga de uso = 1 kN/m^2
- Nieve = $0,9 \text{ kN/m}^2$

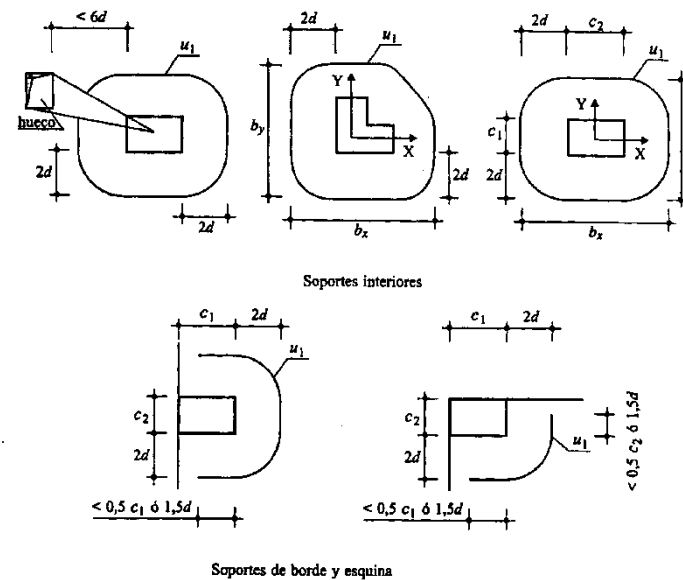
Combinación de acciones (con sobrecarga de uso como variable principal):

$q = 1,35 \times 9,5 + 1,5 \times 1 + 1,5 (0,5 \times 0,9) = 15 \text{ kN/m}^2$

2.- Comprobación simplificada a punzonamiento.

Procedimiento: Consiste en calcular la tensión media en una superficie de referencia en torno al pilar, y comprobar que es menor que un valor límite. La superficie de referencia se encuentra a una distancia de dos cantos útiles respecto del contorno del soporte con un canto igual al canto útil del forjado y se denomina **perímetro crítico**.

Como axil de cálculo se adopta la carga que le llega al soporte por el recuadro de carga que le toca, sin descontar nada (en este método simplificado no se descuenta ninguna porción de carga y a la vez no se



considera el efecto de los cortantes hiperestáticos).

En el caso de este proyecto los soportes se encuentran en los bordes longitudinales de la losa, pero con un pequeño voladizo a su alrededor, por lo que hay espacio suficiente para la superficie necesaria de dos cantos útiles respecto al contorno de un soporte aislado, pero por si acaso, para quedar del lado de la seguridad, aunque tomaremos el perímetro crítico de un soporte aislado le aplicaremos un coeficiente 1,4 por ser soporte de borde.

La resistencia del forjado al punzonamiento es igual a la superficie del perímetro crítico de punzonamiento u_0 por la resistencia unitaria última del hormigón del forjado a este esfuerzo. Dicho valor depende de la cuantía geométrica de armadura en las dos direcciones, del canto útil D y de la resistencia característica del hormigón empleado. De forma simplificada se tiene:

$\alpha \cdot N_d \leq \beta \cdot \mu \cdot (f_{ck})^{1/3} \cdot u_0 \cdot D$; todo en [N] y [mm]

$\beta = 0.10$ si $L/H < 20$	$\alpha = 1.5$ Soportes esquina $\alpha = 1.4$ Soportes borde $\alpha = 1.25$ Soportes interiores (>25% diferencia luces) $\alpha = 1.15$ Soportes interiores (<25% diferencia luces) $\alpha = 1.0$ Soportes interiores centrados
$\beta = 0.12$ si $L/H \in [20 - 24]$	
$\beta = 0.14$ si $L/H > 24$	
$\mu = 1.95 - (H \text{ [en cm]} - 20) / 100$	

Para el axil cogemos el mayor de los calculados en cubierta:

Ámbito de carga Planta Cubierta = $112,32m^2 \rightarrow$ Peso forjado cubierta = $15kN/m^2 \cdot 112,32m^2 = 1684,8kN$

Así tenemos, $N_d = 1684,8kN$

$H = 650mm$

$c_{mec} = 50mm$

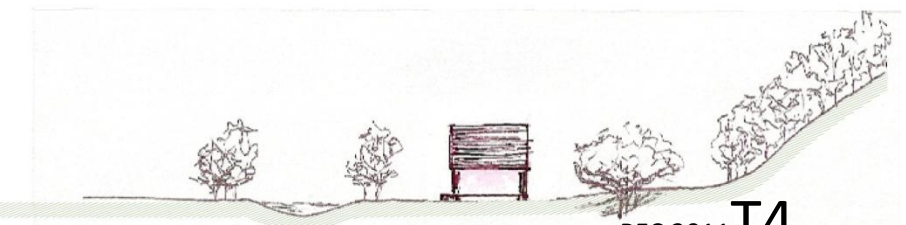
$D = 600mm$

$u_0 = 8940mm$

Comprobación:

$1,4 \cdot 1684,8 \cdot 103N \leq 0,12 \cdot 30^{1/3} \text{ N/mm}^2 \cdot 8940mm \cdot 600mm \rightarrow$

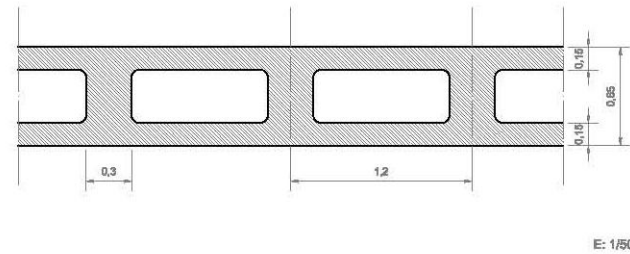
$2.358.720 \text{ N} \leq 3.000.095 \text{ N} \rightarrow$ **Cumple a punzonamiento**



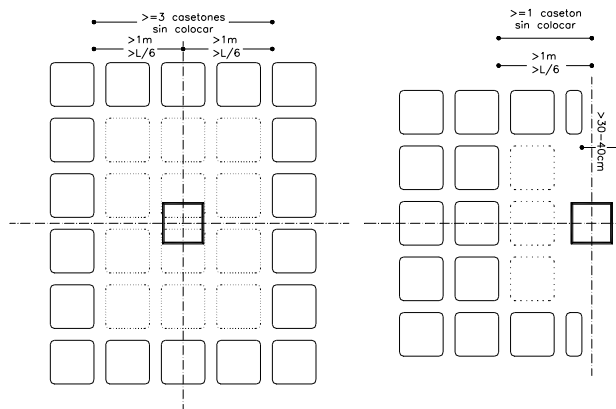
3.- Replanteo de casetones y nervios. Comprobación simplificada a corte.

Para la comprobación a corte de los nervios es preciso conocer el replanteo, es decir la distribución final, de los bloques de aligeramiento en la planta del forjado.

Se ha tomado un intereje de 1,20m, que por otra parte, es el módulo que se ha utilizado desde el principio para la realización de este proyecto. Y como ancho de nervios adoptamos 30cm. El espesor de la capa de hormigón por encima y por debajo de las piezas de aligeramiento es de 15cm.



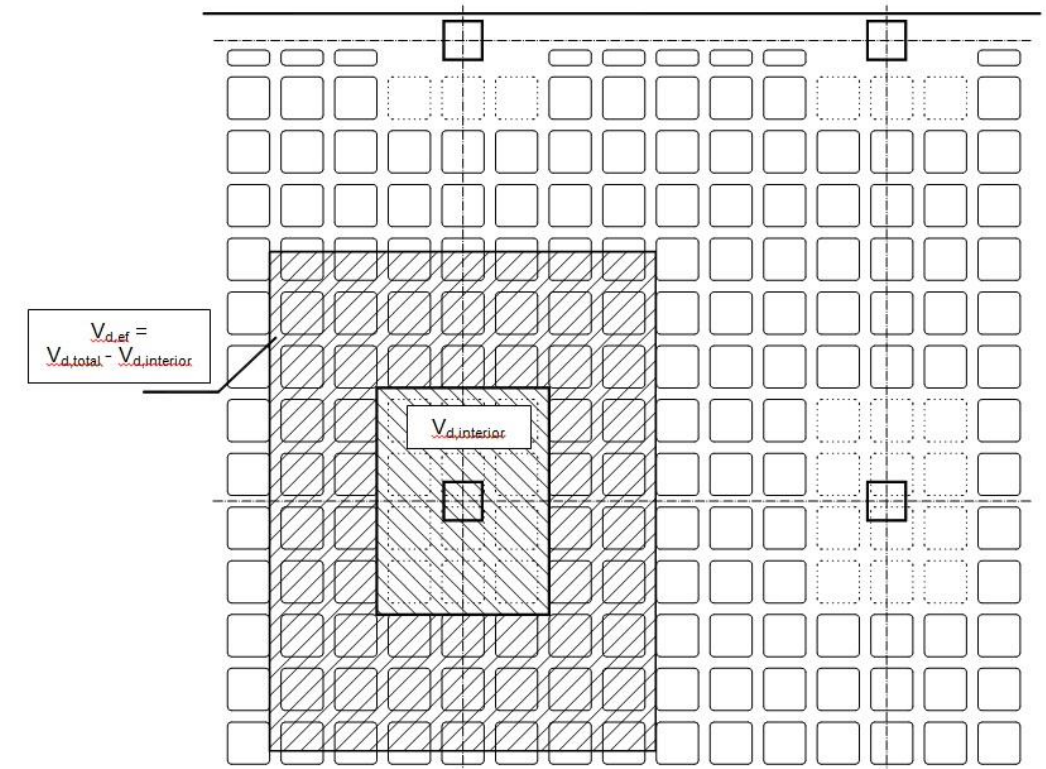
Para el replanteo de las piezas de aligeramiento y nervios se ha seguido lo siguiente:



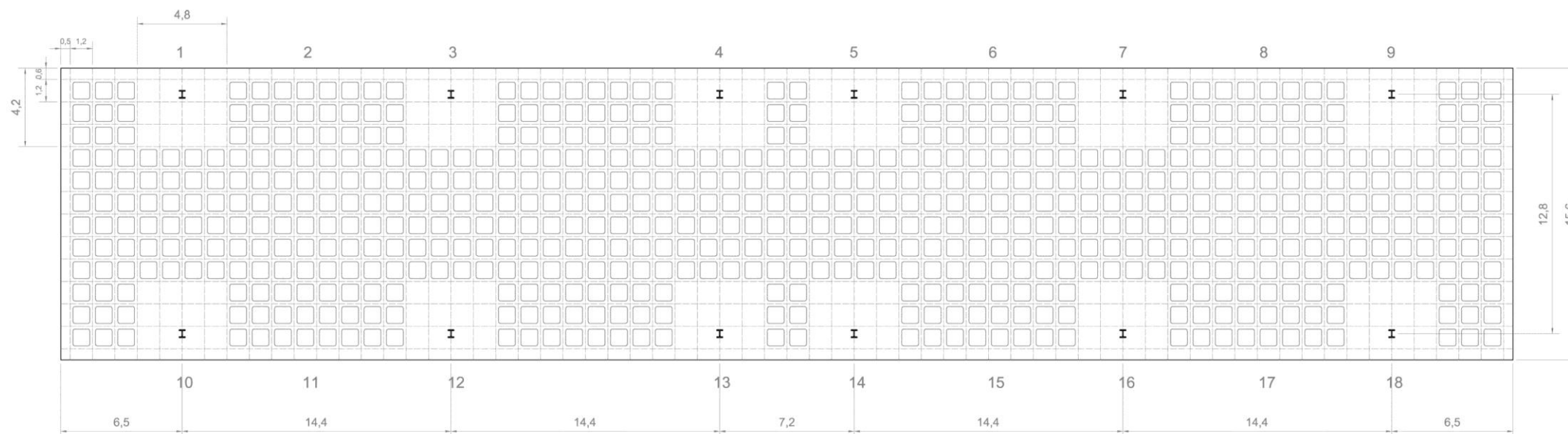
Al llegar a los bordes y a huecos se debe dejar de colocar piezas de aligeramiento, es decir, en dichas zonas el forjado será macizo de todo el canto completo. La distancia libre de casetones a dejar puede variar bastante, pero se recomienda dejar entre 30cm y 40cm hasta el hueco o borde de forjado. Alrededor de los soportes se deja la losa maciza de todo el canto. Se debe dejar al menos 1m a cada lado del eje del soporte sin casetones, y como mínimo deben quedar tres casetones en cada dirección sin colocar (lo que equivale a que de la zona macizada salgan al menos en cada dirección cuatro nervios de forjado).

Una vez realizado el replanteo de casetones, se comprueba el cortante en los nervios. El esfuerzo cortante es máximo en los apoyos sobre los soportes, pero allí la sección es maciza de todo el espesor del forjado, por lo que no resulta una comprobación crítica en dicho punto. Por el contrario, al acabar la zona de macizado alrededor de los soportes se produce un cambio de sección muy importante, resultando entonces reducida la capacidad portante en un amplio factor. En consecuencia, se hace la comprobación del esfuerzo cortante, no en los ábacos, sino en los nervios que salen de los ábacos macizados.

Para simplificar los cálculos, se supone un reparto uniforme del cortante efectivo entre todos los nervios que salen del ábaco macizado. El cortante efectivo $V_{d,ef}$ se calcula a partir de la carga que recibe el soporte por el recuadro de forjado alrededor del soporte en cuestión, y restándole la parte proporcional que recae encima de la zona del ábaco macizado.



Replanteo cubierta (E: 1/300):



Comprobamos así a cortante:

$$\alpha \cdot V_{d,ef} \leq \beta \cdot \mu \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot B \cdot D \cdot N \quad \text{todo en [N] y [mm]}$$

$\beta = 0,10$ si $L/H < 20$

$\beta = 0,12$ si $L/H \in [20 - 24]$

$\beta = 0,14$ si $L/H > 24$

$\mu = 1,95 - (H[\text{en cm}] - 20)/100$

$\alpha = 1,5$ Soportes esquina

$\alpha = 1,4$ Soportes borde

$\alpha = 1,25$ Soportes interiores (>25% diferencia de luces)

$\alpha = 1,15$ Soportes interiores (<25% diferencia de luces)

$\alpha = 1,0$ Soportes interiores centrados

Donde B es el ancho del nervio, D el canto útil del nervio y N es el número de nervios atravesados.

$$V_{d,ef} = V_{d,total} - V_{d,interior}$$

$$V_{d,ef} = (112'32\text{m}^2 \cdot 15\text{kN/m}^2) - (20,16\text{m}^2 \cdot 15\text{kN/m}^2) = 1684,8 \text{ kN} - 302,4 \text{ kN} = 1382,4 \text{ kN}$$

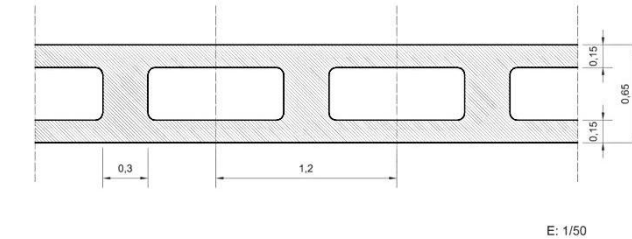
Pondremos en este caso como coeficiente $\alpha = 1$ porque aunque los soportes están casi en el borde de la losa tienen 2d (2 cantos útiles) de superficie a su alrededor en todos sus ejes, entonces no es un caso tan extremo como lo sería un soporte de borde rasante con el borde de la losa.

$$1 \cdot 1382,4 \cdot 10^3 \leq 0,12 \cdot 1,5 \cdot 30^{1/3} \cdot 300 \cdot 650 \cdot 13 \rightarrow$$

$$1.382.400 \text{ N} \leq 1.417.830 \text{ N} \rightarrow \text{Cumple a cortante}$$

Armado:

Como el cálculo definitivo de los esfuerzos de flexión en el forjado para disponer la armadura principal adecuada que se resuelve por el método indicado por la norma como método de los pórticos virtuales es bastante extenso, realizaremos simplemente la comprobación de la sección en doble T de la losa que se muestra en el siguiente esquema:



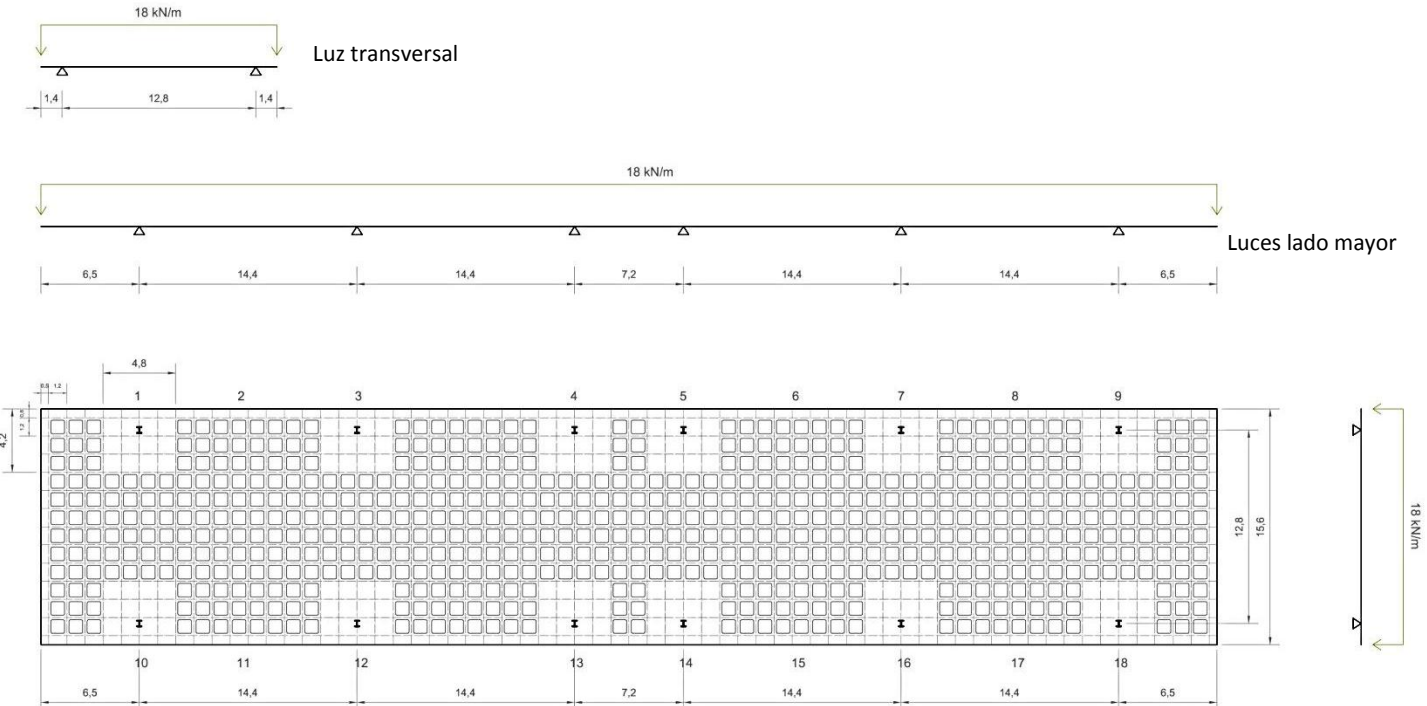
1. Aplicación de cargas:

Carga cubierta: 15kN/m^2

Ámbito de carga: $1,20\text{m}$

Carga lineal: $15\text{kN/m}^2 \cdot 1,20 = 18 \text{ kN/m}$

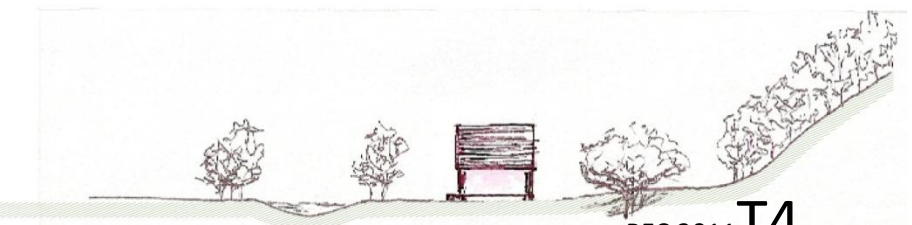
2. Modelización:



3. Cálculos para comprobar a flecha y obtener la armadura necesaria:

Calcularemos el momento en centro de vano de la luz mayor (14,4m).

$$M_d = qL^2/10 \quad M_d = \frac{18 \cdot 14,4^2}{10} = 373,24 \text{ kNm}$$



Por otra parte, siguiendo el artículo 5.2.2.1 de la EHE que dice: "no será necesaria la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la tabla 50.2.2.1.a"

Tabla 50.2.2.1.a Relaciones L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple

SISTEMA ESTRUCTURAL L/d	K	Elementos fuertemente Armados: ρ=1,5%	Elementos débilmente Armados ρ=0,5%
Viga simplemente apoyada. Losas uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losas unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losas unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

En este caso tenemos:

$L/d = 14,4/0,60 = 24 < 30 \rightarrow$ Por lo que no hace falta comprobar a flecha.

Armado de la losa:

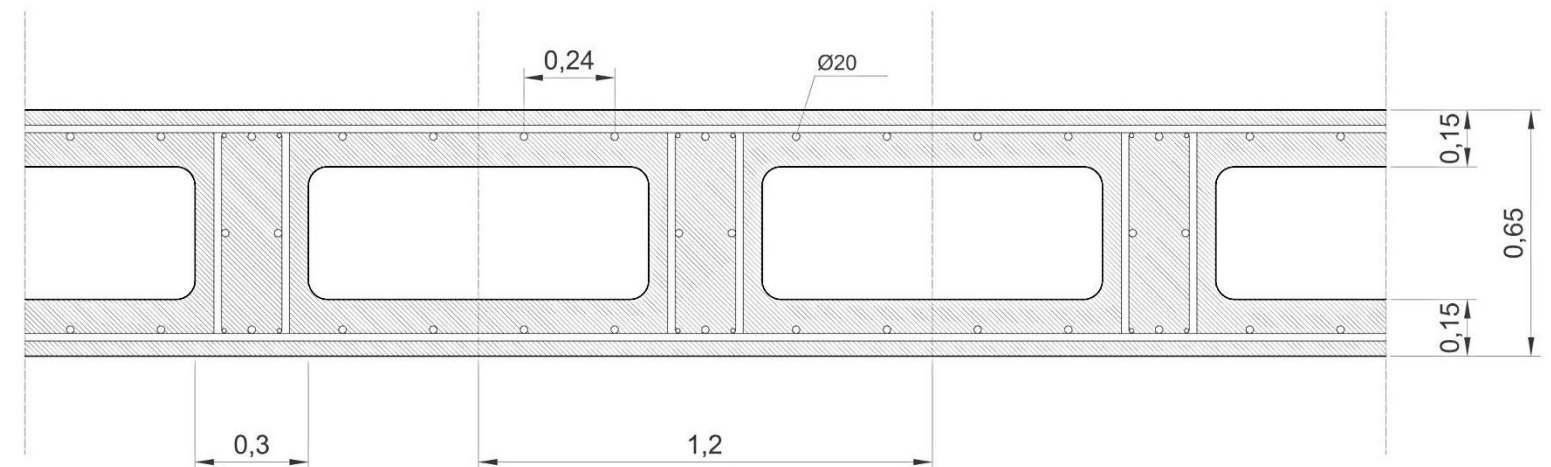
Asemejamos la sección con la que estamos trabajando a una sección rectangular y fijamos la condición de que ésta agote en el dominio 2, produciéndose así el agotamiento por deformación excesiva de la armadura y trabajando principalmente a flexión simple. Así se empleará el ábaco para secciones rectangulares sometidas a flexión simple (método en rotura de la parábola-rectángulo) para calcular la armadura necesaria.

$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu = \frac{373,24 \cdot 10^6}{1200 \cdot 600^2 \cdot 20} = 0,04 \rightarrow$ Entrando en el ábaco obtenemos $\omega = 0,04$

Obtenemos la capacidad mecánica de la siguiente manera:

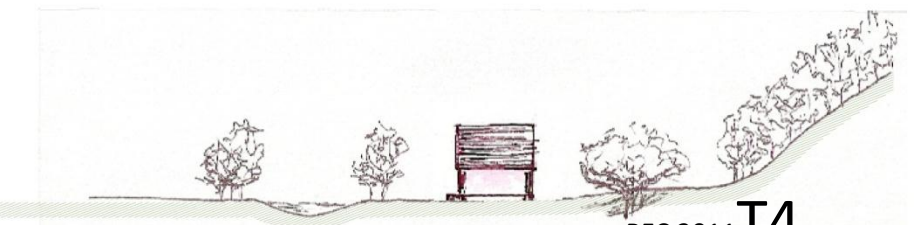
$U_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad U_s = 0,04 \cdot 1200 \cdot 600 \cdot 20 = 576000N = 576kN$

Si disponemos 5 redondos del 20, tendremos una U_s de 683kN y como la sección está realmente formada por una losa inferior y otra superior unidas mediante nervios, éstas deben de ir armadas ambas, por ello se dispondrán de la siguiente manera:



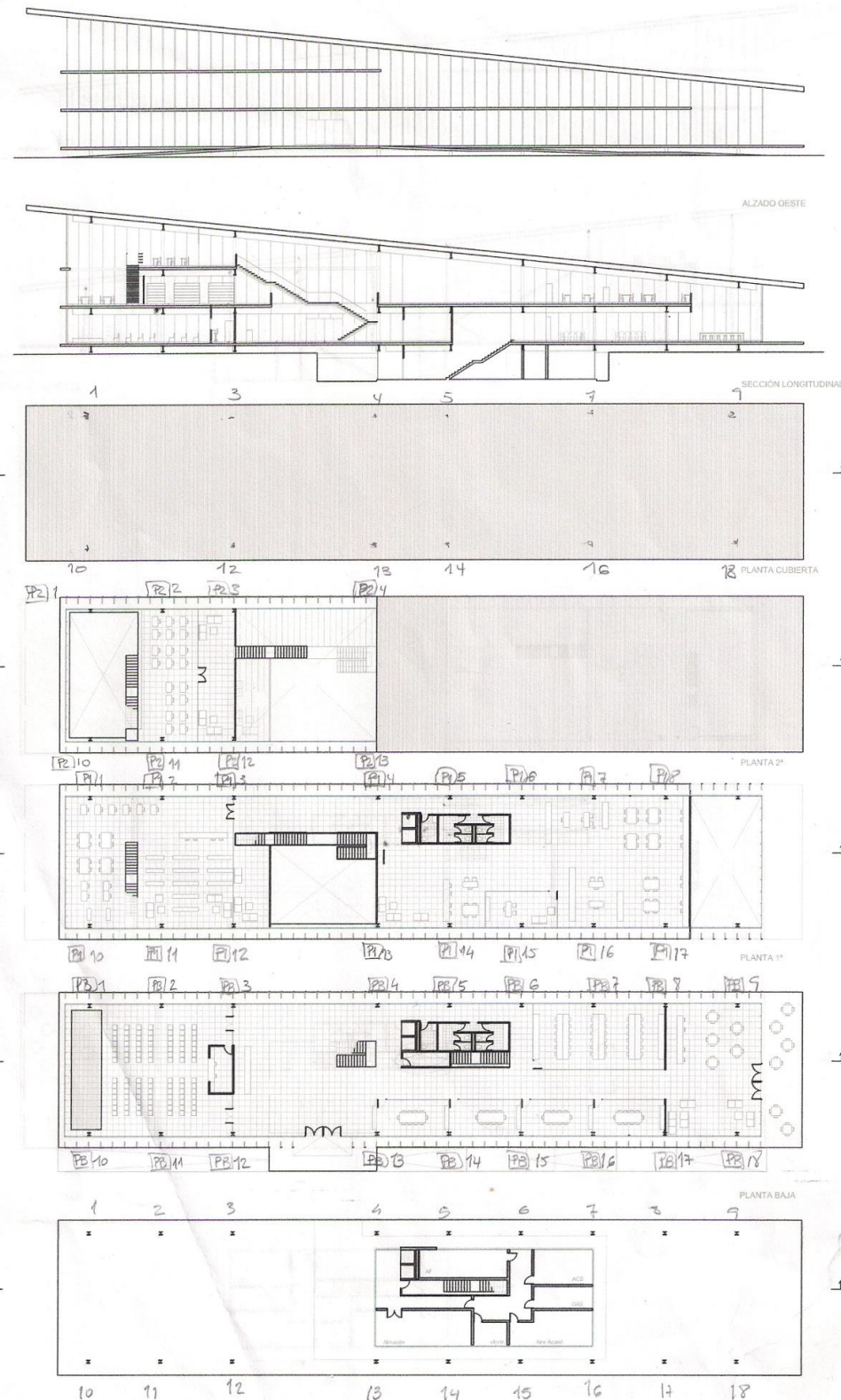
E: 1/20

Y así se cumple también la limitación de tener espacio suficiente para vibrador (6cm).



SOPORTES

Predimensionamos los pilares más desfavorables que son aquellos que llegan hasta la cubierta recibiendo cargas, y a partir de estos luego obtenemos el resto de pilares por homogeneización siempre eligiendo el perfil más restrictivo con el que cumpla el pilar más desfavorable, quedando del lado de la seguridad.



Se nombran los pilares tal y como se aprecia en la imagen, y se pasa a predimensionar, como hemos dicho, los pilares de los pórticos más desfavorables, por recibir cargas de la cubierta, además del resto de forjados.

Pórtico 1

Planta Baja, Pilares PB1 y PB10

Acero S275
 Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 106,86m² --> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 106,86m² = 1602,9 kN
 Ámbito de carga Planta 2 = 16m² ---> Peso forjado Planta 2 (losa voladizo sin uso) = 5kN/m² · 16m² = 80 kN
 Ámbito de carga Planta 1 = 39m² -----> Peso forjado Planta 1 = 11,4kN/m² · 39m² = 444,6 kN
2127,5 kN

Coefficiente de pandeo $\omega = 2$

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 2127,5 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 24369 \text{ mm}^2$$

HEB550	b=300mm	h=550mm
HEM300	b=310mm	h=340mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Primera, Pilares P11 y P110

Acero S275
 Altura 3,60m

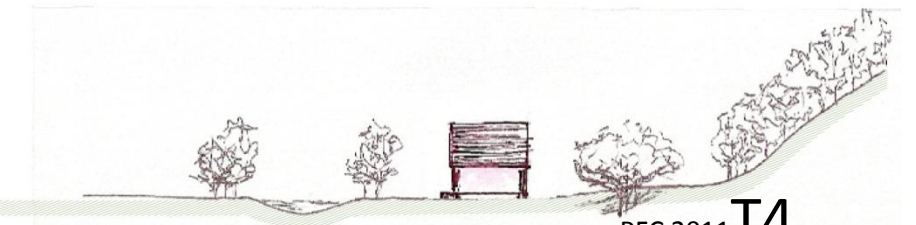
Ámbito de carga Planta Cubierta = 106,86m² --> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 106,86m² = 1602,9 kN
 Ámbito de carga Planta 2 = 16m² ---> Peso forjado Planta 2 (losa voladizo sin uso) = 5kN/m² · 16m² = 80 kN
1682,9 kN

Coefficiente de pandeo $\omega = 2$

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1682,9 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 19276 \text{ mm}^2$$

HEB400	b=300mm	h=400mm
HEM240	b=248mm	h=270mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.



Planta Segunda, Pilares **P21** y **P210**

Acero S275
Altura 5m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 106,86m² → Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 106,86m² = 1602,9 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1602,9 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 18360 \text{ mm}^2$$

HEB400	b=300mm	h=400mm
HEM240	b=248mm	h=270mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Pórtico 3

Planta Suelo, Pilares **PS3** y **PS12**

Calculamos en este pórtico el tramo de los pilares que van del suelo (cimentación) al forjado de Planta Baja, ya que es el que los pilares están más cargados, así a partir de este predimensionamos el resto quedando del lado de la seguridad.

Acero S275
Altura 1,20m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 112,32m² → Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 112,32m² = 1684,8 kN

Ámbito de carga Planta 2 = 24,75m² → Peso forjado Planta 2 = 11,4kN/m² · 24,75m² = 282,15 kN

Ámbito de carga Planta 1 = 61,16m² → Peso forjado Planta 1 = 11,4kN/m² · 61,16m² = 697,22kN

Ámbito de carga Planta Baja = 47,52m² → Peso forjado Planta Baja = 11,4kN/m² · 47,52m² = 697,22kN
3205,89 kN

Coefficiente de pandeo ω = 1,5 (porque es un pilar de muy poca altura)

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{1,5 \times 1,5 \times 3205,89 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 27541 \text{ mm}^2$$

HEB650	b=300mm	h=650mm
HEM300	b=310mm	h=340mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Escogemos **HEM320** por tener continuidad con los resultados obtenidos para Planta Baja (aquí nos sale menor área que en PB porque hemos reducido el coeficiente de pandeo por la altura del pilar).

Planta Baja, Pilares **PB3** y **PB12**

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 112,32m² → Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 112,32m² = 1684,8 kN

Ámbito de carga Planta 2 = 24,75m² → Peso forjado Planta 2 = 11,4kN/m² · 24,75m² = 282,15 kN

Ámbito de carga Planta 1 = 61,16m² → Peso forjado Planta 1 = 11,4kN/m² · 61,16m² = 697,22kN
2664,17 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 2664,17 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 24369 \text{ mm}^2$$

HEB700	b=300mm	h=700mm
HEM320	b=309mm	h=359mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Primera, Pilares **P13** y **P112**

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 112,32m² → Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 112,32m² = 1684,8 kN

Ámbito de carga Planta 2 = 24,75m² → Peso forjado Planta 2 = 11,4kN/m² · 24,75m² = 282,15 kN
1966,95 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1966,95 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 22530 \text{ mm}^2$$

HEB500	b=300mm	h=500mm
HEM280	b=288mm	h=310mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Segunda, Pilares **P23** y **P212**

Acero S275
Altura 3,50m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 112,32m² → Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 112,32m² = 1684,8 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1684,8 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 19298 \text{ mm}^2$$

HEB400	b=300mm	h=400mm
HEM240	b=248mm	h=270mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.



Pórtico 4

Planta Baja, Pilares PB4 y PB13

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 84,24m² -----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 84,24m² = 1263,6 kN

Ámbito de carga Planta 2 = 11m²-----> Peso forjado Planta 2 (losa voladizo sin uso)= 5kN/m² · 11m² =55 kN

Ámbito de carga Planta 1 = 75,93m²-----> Peso forjado Planta 1 = 11,4kN/m² · 75,93m² = 865,6kN
2184,2 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 2184,2 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 25019 \text{ mm}^2$$

HEB550	b=300mm h=550mm
HEM300	b=310mm h=340mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Primera, Pilares P14 y P113

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 84,24m² -----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 84,24m² = 1263,6 kN

Ámbito de carga Planta 2 = 11m²-----> Peso forjado Planta 2 (losa voladizo sin uso)= 5kN/m² · 11m² =55 kN

1318,6 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1318,6 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 15103 \text{ mm}^2$$

HEB320	b=300mm h=320mm
HEM240	b=248mm h=270mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Segunda, Pilares P24 y P213

Acero S275
Altura 2,00m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 84,24m² ----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 84,24m² = 1263,6 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1263,6 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 14473 \text{ mm}^2$$

HEB300	b=300mm h=300mm
HEM220	b=226mm h=240mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Pórtico 5

Planta Baja, Pilares PB5 y PB14

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 84,24m² -----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 84,24m² = 1263,6 kN

Ámbito de carga Planta 1 = 47,52m²-----> Peso forjado Planta 1 = 11,4kN/m² · 47,52m² = 541,7kN
1805,3 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1805,3 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 20678 \text{ mm}^2$$

HEB450	b=300mm h=450mm
HEM260	b=268mm h=290mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Primera, Pilares P15 y P114

Acero S275
Altura 5,00m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 84,24m² ----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 84,24m² = 1263,6 kN

Coefficiente de pandeo ω = 2

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1263,6 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 14473 \text{ mm}^2$$

HEB300	b=300mm h=300mm
HEM220	b=226mm h=240mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.



Pórtico 7

Planta Baja, Pilares **PB7** y **PB16**

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 112,32m² -----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 112,32m² = 1684,8 kN

Ámbito de carga Planta 1 = 47,52m² -----> Peso forjado Planta 1 = 11,4kN/m² · 47,52m² = 541,7kN
2226,5 kN

Coefficiente de pandeo $\omega = 2$

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 2226,5 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 25503 \text{ mm}^2$$

HEB600 }

HEM300 }

b=300mm
h=600mm

b=310mm
h=340mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Planta Primera, Pilares **P17** y **P116**

Acero S275
Altura 3,60m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 112,32m² -----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 112,32m² = 1684,8 kN

Coefficiente de pandeo $\omega = 2$

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1684,8 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 19298 \text{ mm}^2$$

HEB400 }

HEM240 }

b=300mm
h=400mm

b=248mm
h=270mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Pórtico 9

Planta Baja, Pilares **PB9** y **PB18**

Acero S275
Altura 5,91m

Ámbito de carga Planta Cubierta = 106,86m² -----> Peso forjado cubierta = 15kN/m² · 106,86m² = 1602,9 kN

Coefficiente de pandeo $\omega = 2$

$$\sigma \geq N_d/A \quad A = \frac{\omega \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{2 \times 1,5 \times 1602,9 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 18360 \text{ mm}^2$$

HEB400 }

HEM240 }

b=300mm
h=400mm

b=248mm
h=270mm

Aplicamos el coeficiente de pandeo en la fórmula de resistencia, por lo que no es necesario hacer de nuevo la comprobación.

Tabla con los resultados de los pórticos estudiados:

Pilares Plantas	1-10	2-11	3-12	4-13	5-14	6-15	7-16	8-17	9-18
P2	HEB400 ó HEM240		HEB400 ó HEM240	HEB300 ó HEM220	-		-		-
P1	HEB400 ó HEM240		HEB500 ó HEM280	HEB320 ó HEM240	HEB300 ó HEM220		HEB400 ó HEM240		-
PB	HEB550 ó HEM300		HEB700 ó HEM320	HEB550 ó HEM300	HEB450 ó HEM260		HEB600 ó HEM300		HEB400 ó HEM240
PS	HEM320		HEM320	HEM320	HEM320		HEM320		HEM320

Tabla definitiva tras homogeneizar la variedad de perfiles obtenidos con los resultados de los pórticos estudiados, para facilitar la construcción y la composición más regular (se ha escogido siempre como perfil el más restrictivo por cumplir en el caso más desfavorable, y quedar siempre del lado de la seguridad). Se unifica la variedad de pilares anterior a dos perfiles HEB400 y HEM320:

Pilares Planta	1-10	2-11	3-12	4-13	5-14	6-15	7-16	8-17	9-18
P2	HEB400*	HEB400	HEB400*	HEB400*	-	-	-	-	-
P1	HEB400	HEB400	HEM320	HEB400	HEB400*	HEB400	HEB400*	HEB400	-
PB	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEB400*
PS	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320	HEM320

*Pilares que acaban en cubierta y reciben cargas de ésta.

