

1.- CONSIDERACIONES PREVIAS

En el presente apartado se establecen las condiciones generales de diseño y cálculo del sistema estructural adoptado para el presente proyecto.

1.1.- DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ADOPTADA

La estructura ha sido ideada con el propósito de ser construida con elementos seriados y de fácil construcción, para ello se han modulado todas las partes que componen el proyecto. La modulación ayuda a conseguir la imagen deseada y facilita tanto el diseño como la construcción. La modulación existente entre pórticos es de 3 a 6 m de luz. La estructura es del tipo prefabricado, y consta de pilares prefabricados con ménsulas sobre las cuales apoyarán jácenas de sección T invertida que harán la función de vigas. Sobre las jácenas se apoyaran placas de sección doble Pi como forjado, sobre estas placas se extenderá una capa de compresión para dar monolitismo a la estructura global. En algunos casos en particular por necesidades de proyecto se ejecutarán pilares in situ y vigas in situ para hacer frente a zonas de voladizo,

La cimentación se plantea como losa maciza armada abrigada en su perímetro por muros pantalla. Se optado por esta solución por su idoneidad ante terrenos de cimentación donde está presente el nivel freático, el cual se supone que se situa a la cota - 2m.

1.2.- SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural del edificio está resuelto mediante una estructura mixta de hormigón armado y acero formada por:

ELEMENTOS SUSTENTANTES VERTICALES

- muros de hormigón armado
- pilares prefabricados con ménsulas de apoyo+

ELEMENTOS SUSTENTANTES HORIZONTALES

- forjado de placas de sección en doble PI de hormigón prefabricado de alta resistencia
- Jácenas de hormigón prefabricado (sección T; sección L)

1.3.- NORMATIVA DE APLICACIÓN

La norma utilizada para el diseño y justificación del sistema estructural es la siguiente:

Código Técnico de la Edificación

- DB-SE Seguridad estructural
- DB-SE-AE Acciones en la Edificación
- DB-SE-A Acero

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE 02.

Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08

1.4.- MÉTODOS DE DIMENSIONAMIENTO

El proceso seguido consiste en la determinación de las situaciones de dimensionado, el establecimiento de las acciones, el análisis estructural y finalmente el dimensionado.

Las situaciones de dimensionado son:

- PERSISTENTES.
- TRANSITORIAS.
- EXTRAORDINARIAS.

El método de comprobación utilizado es el de los Estados Límites (ELS-ELU). Se procederá a la comprobación del estado límite último así como el estado límite de servicio.

La obtención de los esfuerzos en las diferentes hipótesis simples del entramado estructural se harán de acuerdo a un cálculo lineal de primer orden, es decir, admitiendo proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el principio de superposición de acciones y un comportamiento lineal y geométrico de los materiales y la estructura.

2.- MATERIALES

2.1.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Para la ejecución del presente proyecto se he considerado emplear elementos prefabricados de hormigón para conformación del forjado (losa alveolar pretensada), hormigón ejecutado in situ para los muros, y estructura metálica para la conformación de los pórticos.

Las características de los hormigones empleados son las siguientes:

HORMIGÓN - LOSA SECCIÓN doble PI

El hormigón utilizado es:

HP-50/S/12/IIb

fck: 50 MPas

HORMIGÓN – MUROS

El hormigón utilizado es:

HA 30 / B / 20 / IIa

fck: 30 MPas

ACERO (ARMADO MUROS Y JÁCENAS)

El acero a utilizar para la armadura en los elementos hormigonados serán barras corrugadas de designación B-500-S.

fyk: 500 MPas

RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS

De acuerdo la la vida útil de los edificios estimada en 50 años y a la clase de exposición de los elementos estructurales, se deben asegurar los siguientes recubrimientos nominales en los elementos ejecutados in situ:

rnom: 35 mm

2.2.- COEFICIENTE DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES.

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite son los que se indican en la tabla siguiente:

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

3.- ACCIONES

Las acciones se clasifican en:

Acciones permanentes (G): aquellas que actúan en todo instante con posición y valor constante.

Acciones variables (Q): aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio

Acciones accidentales (A): aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia

3.1.- COMBINACIÓN DE ACCIONES

De acuerdo con las acciones determinadas en función de su origen, y teniendo en cuenta tanto si el efecto de las mismas es favorable o desfavorable, se realiza el cálculo de las combinaciones posibles tomando los siguientes coeficientes de ponderación de las acciones:

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

3.2.- DETERMINACIÓN DE ACCIONES

Acciones gravitatorias

De acuerdo al CTE-SE-AE las acciones que se han considerado son las siguientes:

CARGAS PERMANENTES

G1	Forjado losa doble PI	3,88 kN/m2
G2	Pavimento y tabiquería	2 kN/m2
G3	Falso techo	0,2 kN/m2
G4	Cubierta	1,5 kN/m2

CARGAS VARIABLES

Q1	Sobrecarga de uso	3 kN/m2
Q2	Sobrecarga de mantenimiento en cubierta	1 kN/m2
Q3	Sobrecarga de nieve	1 kN/m2

3.3.- ACCIONES TÉRMICAS

Pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación, de forma que no existan elementos continuos de más de 40m de longitud.

La estructura definida es de hormigón prefabricado por lo que no dispondremos de grandas masas de hormigón que necesiten juntas estructurales para asumir los desplazamientos por la retracción del hormigón.

Se establecen juntas de hormigonado a distancias inferiores a 10 m para la ejecución de los muros pantalla y se dejan transcurrir al menos 24 h entre hormigonados contiguos. Por lo que no se contemplan acciones por retracción del hormigón.

3.4.- ACCIONES SÍSMICAS

Las acciones sísmicas se calculan según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-02.

De acuerdo a la normativa, nuestro proyecto se define como:

Clasificación sísmica básica: Normal importancia

Aceleración sísmica básica: $a_b = 0,06g$

De acuerdo con la NCSR-02 no será necesario un cálculo sísmico en las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0,08g$ ($a_b < 0,08g$). No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , es igual o mayor de $0,08 g$. ($n=8$; $a_c \geq 0,08g$).

La existencia de una capa superior armada, monolítica y enlazada a la estructura en la totalidad de la superficie de cada planta permite considerar a los pórticos como bien arriostrados entre sí en todas las direcciones.

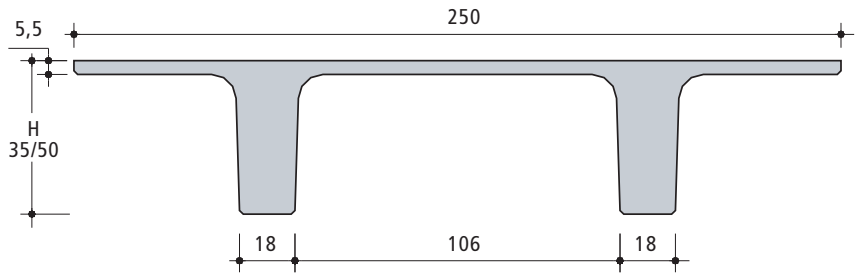
De acuerdo con esta última cita, dispondremos de una capa de compresión en nuestro forjado para garantizar el monolitismo de nuestra estructura y así aumentar la rigidez ante un esfuerzo lateral.

Por tanto, tal y como se expone en la citada norma sismorresistente, no es obligatorio el cálculo sísmico.

CÁLCULO ESTRUCTURAL

4.1.- DIMENSIONAMIENTO DEL FORJADO

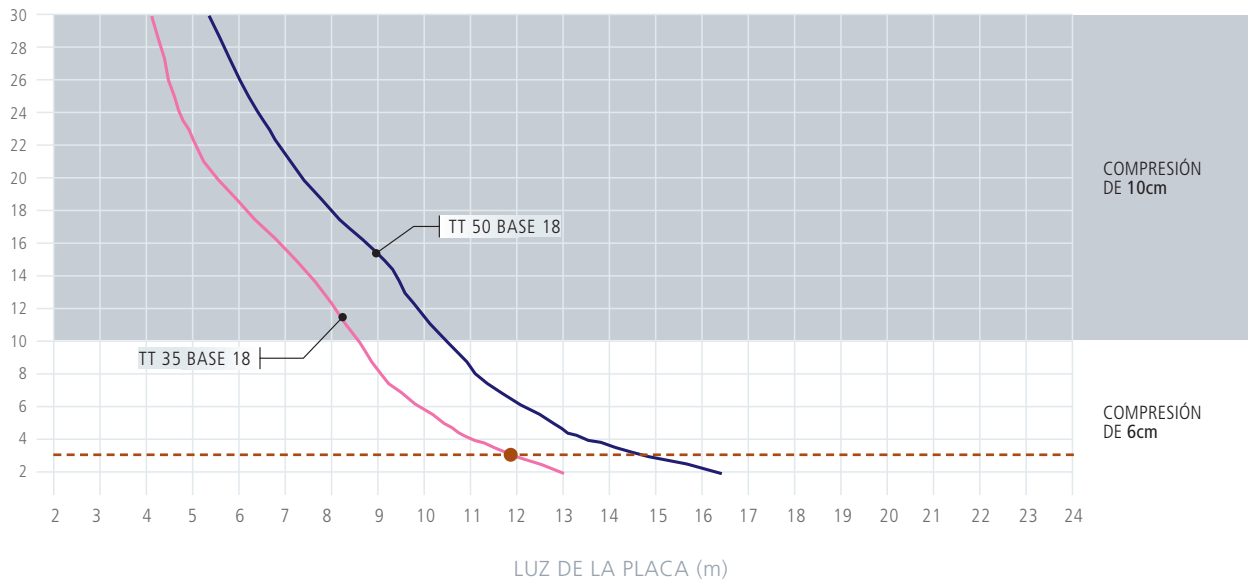
Nuestra tipología de forjada es del tipo prefabricado de losas de sección doble T. Para la elección del tipo de losa nos apoyamos en la documentación técnica facilitada por la empresa prefabricadora.



Tipo	Sección	Peso Placa	Sin Compresión	Compresión 6cm	Compresión 10cm
TT-35/18	2385cm²	5,96 kN/ml	2,38 kN/m²	3,88 kN/m²	4,89 kN/m²
TT-50/18	3204cm²	8,00 kN/ml	3,20 kN/m²	4,70 kN/m²	5,70 kN/m²
Armadura de reparto - Acero B500				ME 15x30 ø 6*	ME 15x30 ø 10*

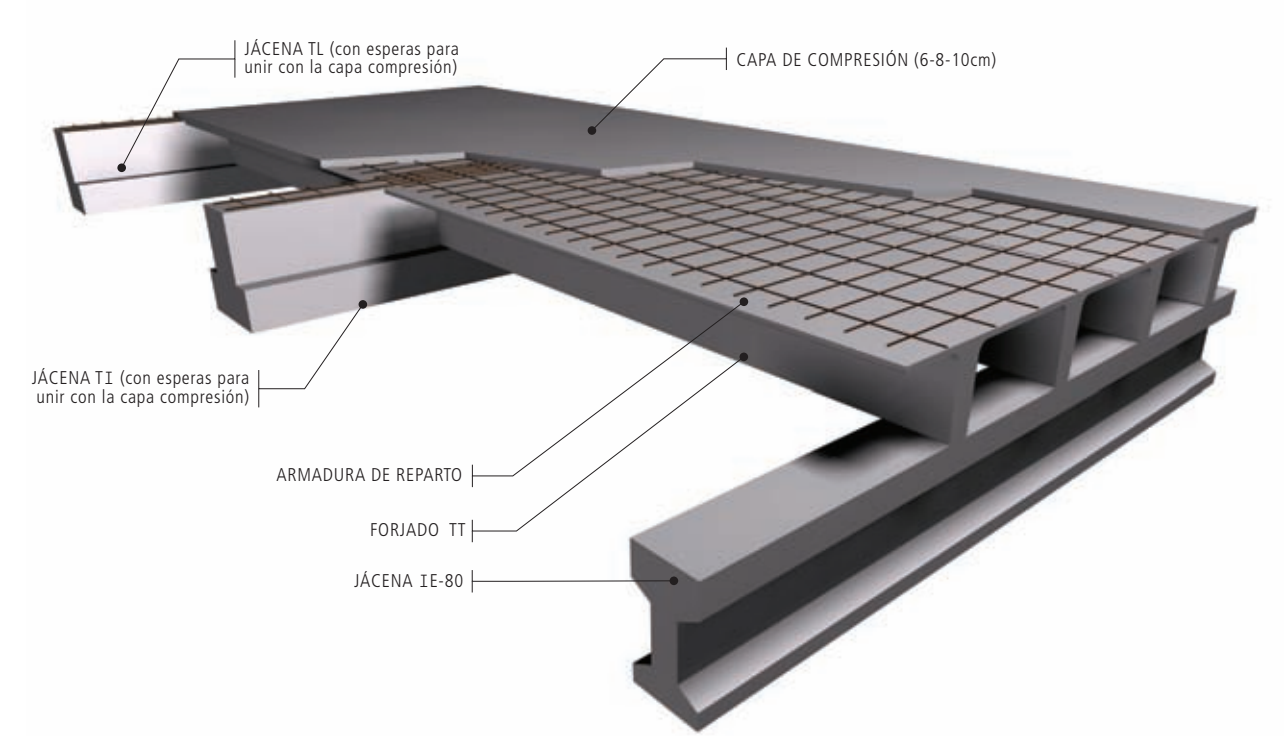
*15 en sentido transversal al forjado (se recomienda poner un mallazo superior ME 20 x 20 ø 5 para evitar la fisuración por retracción)

Diagrama de uso TT-35 | TT-50 Base 12



En nuestro proyecto tenemos una sobrecarga de uso de 3 kN/m2. Entrando con este valor de sobrecarga en la tabla, la misma tabla nos devuelve que con las placa tipo TT-35/18 con una capa de compresión de 6cm podremos conformar forjados con luces de hasta 11 m. En nuestro proyecto no se ha proyectado ningún tramo con una luz de forjado superior a 11m , por lo que damos por buena la elección de esta tipología e placa.

A continuación se adjunta un gráfico donde se puede ver perfectamente el sistema estructural configurado para el presnete proyecto:

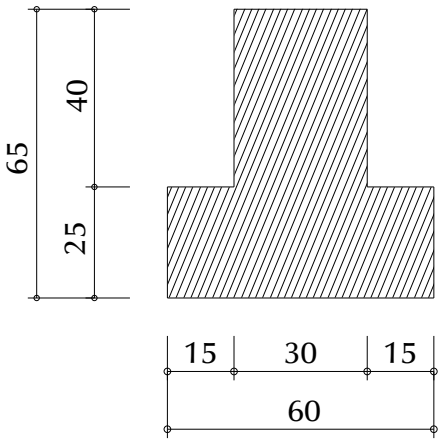


Detalle configuración sistema estructural

Los apoyos de las placas se ejecutarán a media madera.

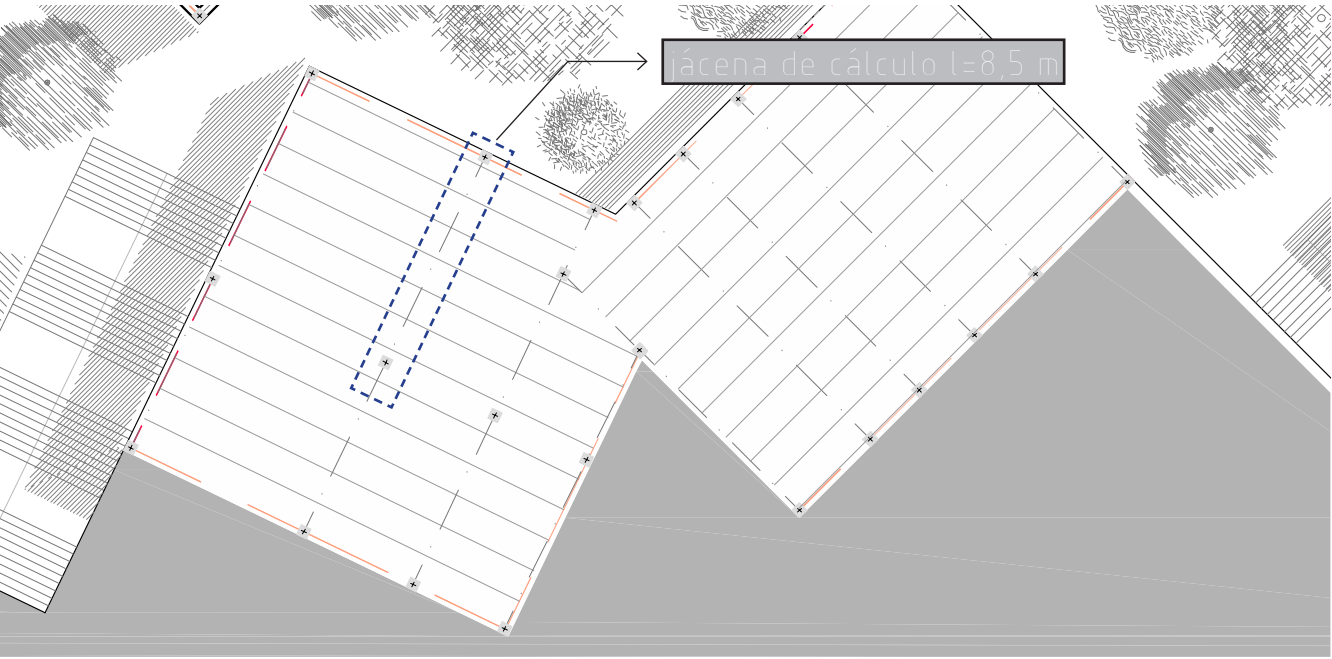
4.2.- CÁLCULO DEL ARMADO DE UNA JÁCENA

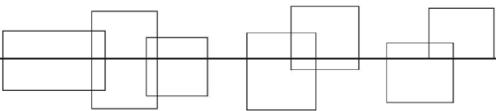
El forjado apoyará sobre unas jácenas y éstas a su vez se apoyan en los pilares a través de las ménsulas de los mismos. Por lo tanto el sistema estructural de las jácenas equivale a una viga biapoyada.



sección jácena

DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS SOBRE LA JÁCENA





Datos:

Luz jácena:	8.5m
Luz forjado izquierda:	7 m
Ámbito de carga forjado izq.:	$8,5 \times (7/2) = 29,75 \text{ m}^2$
Luz forjado derecha:	4,5 m
Ámbito de carga forjado dcha.:	$8,5 \times (4,25/2) = 18,06 \text{ m}^2$

ACCIONES

ACCIONES PERMANENTES

G1 Forjado	3,88 kN/m2
G2 Pavimento y tabiquería	2 kN/m2
G3 Falso techo	0,2 kN/m2
G4 Cubierta	1,5 kN/m2

ACCIONES VARIABLES

Q1 Sobrecarga de uso	3 kN/m2
----------------------	---------

DETERMINACIÓN DE CARGAS

CARGAS PERMANENTES

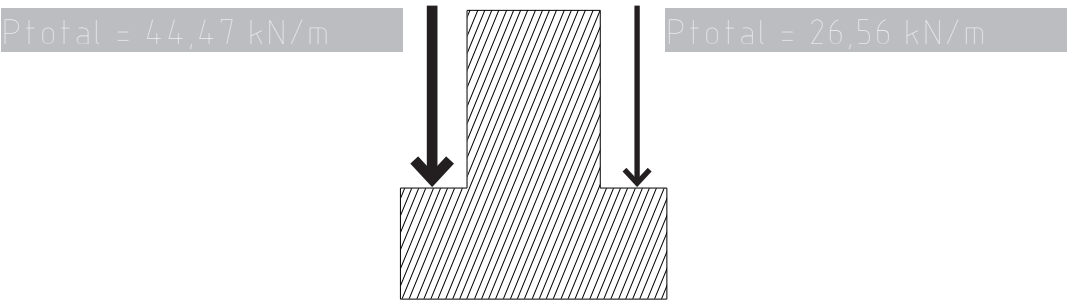
$P \text{ (ala izquierda)} = (3.88+2+0.2) \times 1,35 \times 29,75 / 8,5 = 28,72 \text{ kN/m}$

$P \text{ (ala derecha)} = (3.88+2+0.2) \times 1,35 \times 18,06 / 8,5 = 17,4 \text{ kN/m}$

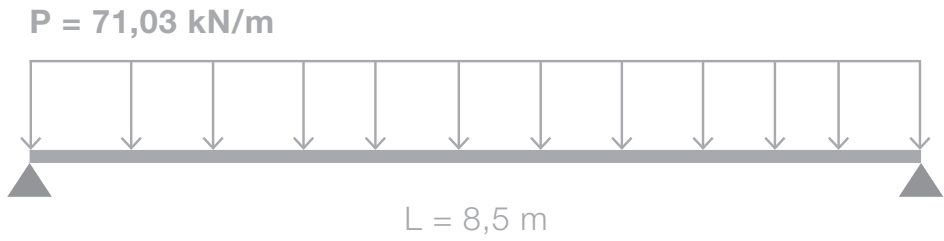
SOBRECARGAS

$Q \text{ (ala izquierda)} = (3) \times 1,5 \times 29,75 / 8,5 = 15,75 \text{ kN/m}$

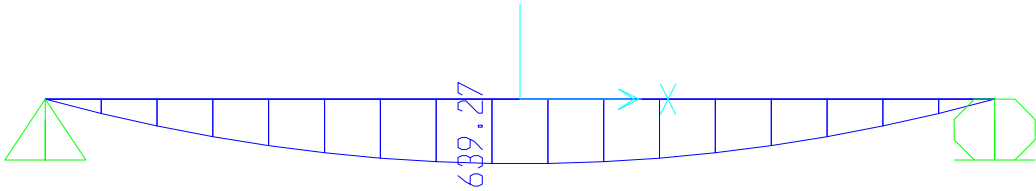
$Q \text{ (ala derecha)} = (3) \times 1,5 \times 18,06 / 8,5 = 9.56 \text{ kN/m}$



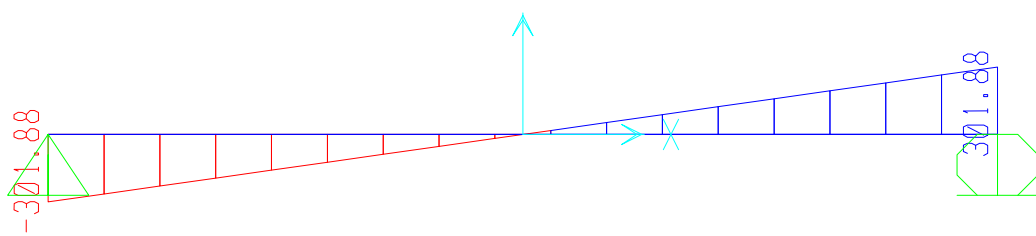
$P_{total} \text{ sobre la jácena} = 71,03 \text{ kN/m}$



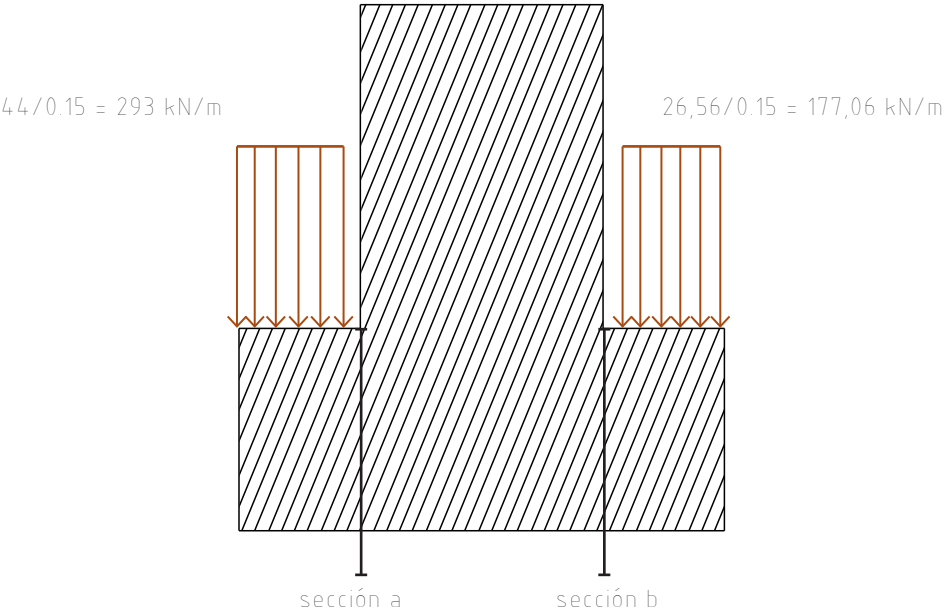
FLECTORES



CORTANTES



FLEXIÓN TRANSVERSAL (PARA UNA LONGITUDO DE JÁCENA DE 1m)



Ma = 3,29 kNm
Mb =2 kNm

Armado de la Jácena

En base a las leyes de esfuerzos obtenidas pasamos a determinar las cuantías de armado de la viga.

CUANTÍA DE CÁLCULO

$$A_s x f_{yd} \geq \frac{M_{d+}}{d}$$

CUANTÍA MÍNIMA MECÁNICA

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

CUANTÍA MÍNIMA GEOMÉTRICA

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

TABLA DE ARMADO FLEXIÓN LONGITUDINAL

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	V DISEÑO	M DISEÑO	As Cálculo	As min geom.	As min mec.	As (a disponer)	As` (cara opuesta)= 30%*As
Text	m	Text	KN	KN-m	mm2	mm2	mm2	mm2	mm2
1	0	ELU	-301.878	5.684E-14	3.32651E-13	756	496.8	756.0	226.8
1	0.5	ELU	-266.363	142.06	831.394402	756	496.8	831.4	249.4
1	1	ELU	-230.848	266.3625	1558.864504	756	496.8	1558.9	467.7
1	1.5	ELU	-195.333	372.9075	2182.410305	756	496.8	2182.4	654.7
1	2	ELU	-159.818	461.695	2702.031807	756	496.8	2702.0	810.6
1	2.5	ELU	-124.303	532.725	3117.729008	756	496.8	3117.7	935.3
1	3	ELU	-88.787	585.9975	3429.501908	756	496.8	3429.5	1028.9
1	3.5	ELU	-53.272	621.5125	3637.350509	756	496.8	3637.4	1091.2
1	4	ELU	-17.757	639.27	3741.274809	756	496.8	3741.3	1122.4
1	4.5	ELU	17.758	639.27	3741.274809	756	496.8	3741.3	1122.4
1	5	ELU	53.273	621.5125	3637.350509	756	496.8	3637.4	1091.2
1	5.5	ELU	88.788	585.9975	3429.501908	756	496.8	3429.5	1028.9
1	6	ELU	124.303	532.725	3117.729008	756	496.8	3117.7	935.3
1	6.5	ELU	159.818	461.695	2702.031807	756	496.8	2702.0	810.6
1	7	ELU	195.333	372.9075	2182.410305	756	496.8	2182.4	654.7
1	7.5	ELU	230.848	266.3625	1558.864504	756	496.8	1558.9	467.7
1	8	ELU	266.363	142.06	831.394402	756	496.8	831.4	249.4
1	8.5	ELU	301.878	-1.027E-12	-6.01043E-12	756	496.8	756.0	226.8

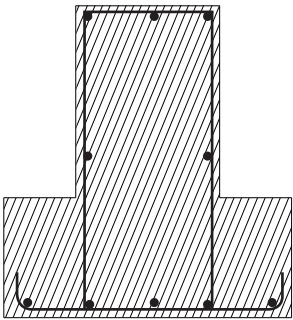
SECCIÓN CENTRO LUZ

FLEXIÓN LONGITUDINAL

M = 639,27 kN m
As = 3741,3 mm2 --> 5 redondos del 32mm
As´ = 1122,4 mm2 --> 3 redondos del 25 mm

FLEXIÓN TRANSVERSAL (1m)

M = 3,29 kNxm
As = 17 mm2/m ----> 1 redondo del 10mm cada 20 cm



4.3.- CÁLCULO DEL ARMADO DE LAS MÉNSULAS DE LOS PILARES

Los pilares poseen ménsulas para realizar el apoyo de las jácenas. De acuerdo a la EHE este tipo de elemento estructural se considera una zona D por soportar cargas concentradas y tener cambios bruscos de sección. Se dimensionará el elemento por el método de bielas y tirantes. La EHE contempla un método simplificado para el armado de estos elementos. El procedimiento que se adjunta a continuación se basa en el artículo 64 de la EHE.

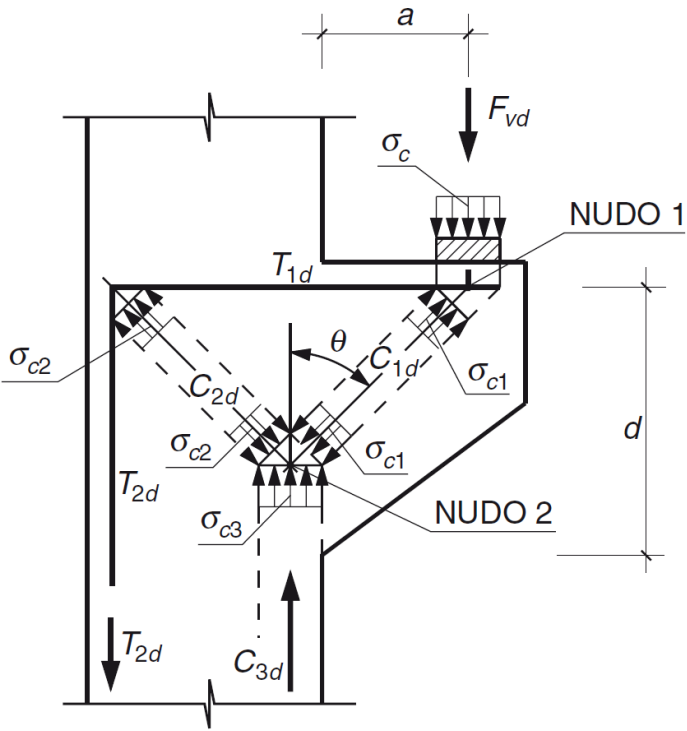


figura 1

El modelo de celosía equivalente podrá ser el indicado en la figura 64.1.2.

El ángulo θ de inclinación de las compresiones oblicuas (bielas), podrá, de acuerdo con las condiciones geométricas y de ejecución, adoptar los siguientes valores:

- Cotg θ = 1,4 Si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar. Podrá adoptarse valores distintos de cotg θ y nunca superiores a 2,0 previa justificación mediante estudios teóricos o experimentales adecuados.
 - Cotg θ = 1,0 Si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido.
 - Cotg θ = 0,6 Para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.
- El canto útil d de la ménsula (figuras 64.1.1 y 64.1.2) cumplirá la condición siguiente:

$$d \geq \frac{a}{0,85} \cotg \theta$$

La armadura principal A_s (figura 64.1.2.1.1) se dimensionará para una tracción de cálculo:

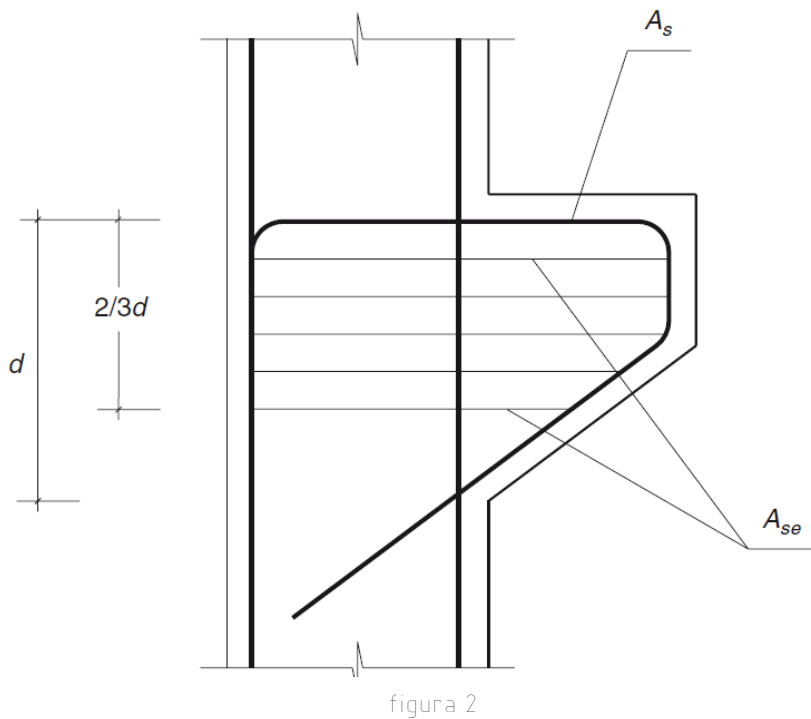
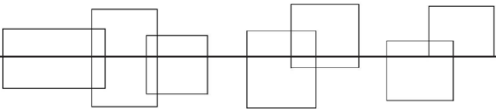
$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta + F_{hd} = A_s f_{yd}$$

con $f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$ (4.0.2).

Se dispondrán cercos horizontales (A_{se}) uniformemente distribuidos para

$$T_{2d} = 0,20 F_{vd} = A_{se} f_{yd}$$

con $f_{yd} < 400 \text{ N/mm}^2$ (4.0.2).



Cumpliendo las condiciones geométricas de figura 2 basta con comprobar la compresión localizada en el apoyo (nudo 1, figura 1).

$$\sigma_c \leq f_{1cd}$$
$$\sigma_{c1} \leq f_{1cd}$$

σ_c , σ_{c1} Compresiones en el hormigón según la figura 1.
 f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0,70f_{cd}$$

Las dimensiones de los pilares es de 40x60 cm. Sobre la ménsula se colocará una placa de apoyo de material elastomérico de 30x60 cm sobre la cual apoyará la jácena.

Del cálculo estructural se obtiente que la carga que transmite la jácena a la ménsula esde 301 kN.

Por lo tanto:

$F_v = 301 \text{ kN}$

La ménsula se ejecuta a la par que el pilar, ya que proviene de la empresa prefabricadora.

De acuerdo con esto tomaremos el $\text{Cotg } \theta = 1,4$.

El canto `d` mínimo que deberá tener la ménsula será:

$$d \geq \frac{a}{0,85} \cotg \theta$$

Establecemos la dimensión "a" como 50 cm.

Final mente el canto de la ménsula será:

$d = 0,83 \text{ m}$

La armadura principal A_s dimensionará para una tracción de cálculo:

$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta = A_s f_{yd}$$

$A_s = 494,5 \text{ mm}^2$ a repartir en 60 cm que dispone la ménsula

$A_s = 3 \text{ } \varnothing 16$

Se dispondrán cercos horizontales (A_{se}) uniformemente distribuidos para:

$$T_{2d} = 0,20F_{vd} = A_{se} f_{yd}$$

Se dsipondran de cercos de diámetro 8mm caca 10cm a lo largo de la longitud de 2/3d

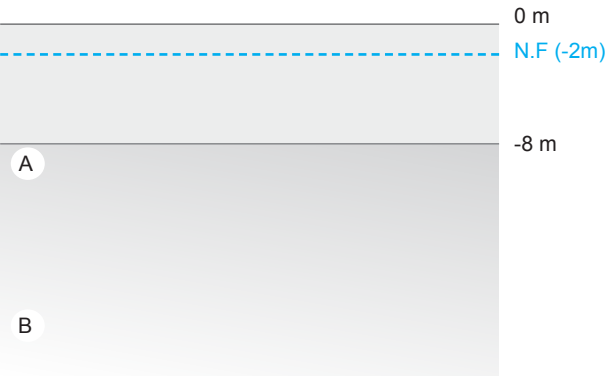
4.4.- CÁLCULO DEL MURO PANTALLA

El presente proyecto del mercado cultural se desarrolla en profundidad, el espacio de intervención que se proyecta llega hasta la cota -7,5 m donde se ubicará la cimentación, la cual se proyecta como una losa maciza de hormigón armado. Dada la presencia del nivel freático, que en la ciudad de Valencia se puede ubicar en su posición más desfavorable en la cota -2m se debará proteger el recinto de actuación frente a la intrusión del agua freática así como del empuje lateral del terreno. Por este motivo se proyecto la ejecución de muros pantalla para realizar el abrigo de nuestra intervención.

Para el cálculo del muro pantalla se estima que el funcionamiento de la misma será empotrada en la base, es decir pantalla en voladizo. Se determinará la profundidad de empotramiento de la pantalla así como el momento máximo sobre la misma para posteriormente determinar el armado necesario del muro.

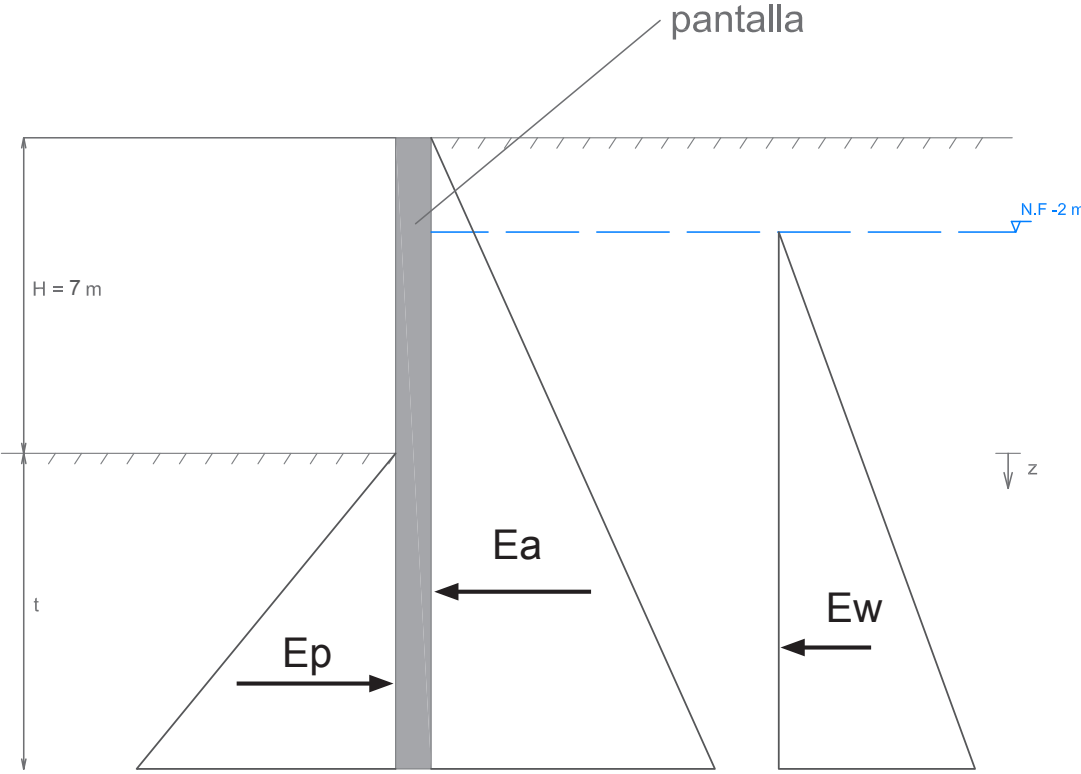
A falta de un ensayo geotécnico específico de la zona de actuación, se tomarán los siguientes datos del terreno, los cuales se han obtenido de un anejo geotécnico de una actuación en una parcela cercana a nuestra zona de actuación.

DATOS DEL TERRENO



TERRENO

A	B
Cu = 0	Cu = 135 kN/m2
C`= 0	C`= 15 kN/m2
φ = 30º	φ = 29º
γsat = 22 kN/m2	γsat = 22 kN/m2
γa = 19 kN/m2	γa = 22 kN/m2



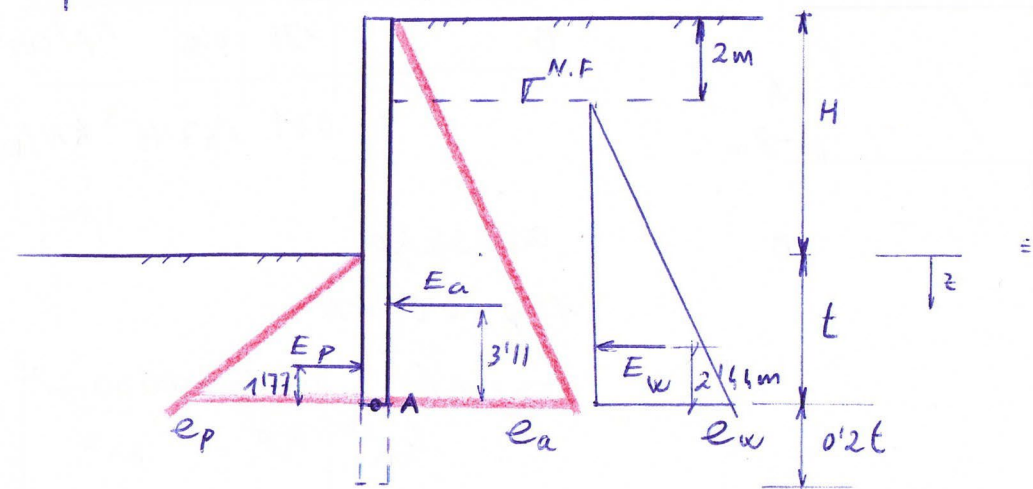
FUERZAS ACTUANTES

$Ea = \gamma_{sat} * (H+t)^2 * Ka * 1/2$
 $Ep = \gamma_{sat} * t^2 * Kp * 1/2$
 $Ew = \gamma_w * (H + t -2)^2 * 1/2$

t - PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO

$\Sigma M_A = 0$
 $t = 5,33 \rightarrow (+ 20\% \text{ movilitazació del passiu})$
 $t = 5.33 + 0.2 * 5.3 = 6,5m$

Cálculo de la profundidad de empotramiento del muro pantalla. \rightarrow Mipótesis pantalla en voladizo.



Terreno

$$\gamma_{sat} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_a = 21.9 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha = 29^\circ$$

$$C_u = 1.35 \text{ kPa/cm}^2$$

$$C' = 0.15 \text{ kPa/cm}^2$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = 0.34$$

$$K_p \rightarrow \text{tablas} \rightarrow 3$$

Empuje pasivo

$$e_p = \gamma_{sat} \cdot t \cdot K_p$$

$$E_p = \gamma_{sat} \cdot t^2 \cdot K_p \cdot 1/2$$

$$d_{E_p-A} = 1/3 \cdot t$$

Empuje activo

$$e_a = \gamma_{sat} \cdot (H+t) \cdot K_a$$

$$E_a = \gamma_{sat} \cdot (H+t)^2 \cdot K_a \cdot 1/2$$

$$d_{E_a-A} = 1/3 \cdot (H+t)$$

Empuje agua

$$e_w = \gamma_w \cdot (H+t-2)$$

$$E_w = \gamma_w \cdot (H+t-2)^2 \cdot 1/2$$

$$d = 1/2 \cdot (H+t-2)$$

Cálculo de coeficiente de empuje activo (K_a)

$$K_a = \lambda'_h = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$K_a = 0.34$$

Cálculo de coeficiente de empuje pasivo (K_p)

(CURS DE APLICAT DE FONAMENTACIONS - RODRIGUEZ ORTIZ-)

$K_p: \delta_p = 0$

$\frac{\beta}{\phi}$	ϕ	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0		1.42	1.70	2.04	2.46	3.00	3.69	4.58	5.83
-0.1		1.38	1.63	1.92	2.27	2.67	3.10	3.77	4.54
-0.2		1.36	1.56	1.81	2.08	2.38	2.71	3.09	3.50
-0.3		1.32	1.49	1.69	1.89	2.10	2.30	2.50	2.68
-0.4		1.28	1.42	1.57	1.70	1.82	1.92	1.99	2.02
-0.5		1.23	1.34	1.44	1.51	1.56	1.58	1.56	1.48
-0.6		1.18	1.25	1.30	1.32	1.32	1.28	1.19	1.06
-0.7		1.12	1.15	1.17	1.14	1.09	1.00	0.880	0.731
-0.8		1.07	1.06	1.03	0.97	0.882	0.764	0.626	0.480
-0.9		1.00	0.961	0.895	0.803	0.686	0.557	0.422	0.292
-1.0		0.848	0.749	0.637	0.520	0.404	0.296	0.200	0.123

$K_p: \delta_p = -\frac{1}{2} \phi$

$\frac{\beta}{\phi}$	ϕ	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0		1.54	1.97	2.55	3.38	4.62	6.55	9.73	15.48
-0.1		1.51	1.90	2.40	3.12	4.12	5.63	8.00	12.06
-0.2		1.48	1.81	2.26	2.96	3.66	4.81	6.56	9.52
-0.3		1.44	1.73	2.11	2.59	3.23	4.09	5.30	7.11
-0.4		1.39	1.64	1.96	2.33	2.80	3.41	4.23	5.36
-0.5		1.35	1.55	1.80	2.08	2.41	2.81	3.31	3.94
-0.6		1.29	1.45	1.63	1.82	2.03	2.27	2.52	2.82
-0.7		1.22	1.34	1.46	1.57	1.67	1.78	1.87	1.94
-0.8		1.17	1.23	1.29	1.33	1.36	1.35	1.32	1.27
-0.9		1.09	1.11	1.12	1.10	1.06	0.988	0.895	0.776
-1.0		0.925	0.868	0.797	0.714	0.623	0.525	0.425	0.327
$\cos \delta_p$		0.996	0.991	0.984	0.976	0.965	0.953	0.939	0.923

$K_p: \delta_p = -\frac{3}{4} \phi$

$\frac{\beta}{\phi}$	ϕ	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0		1.59	2.08	2.76	3.78	5.31	7.97	12.63	22.11
-0.1		1.55	2.00	2.61	3.48	4.79	6.86	10.39	17.22
-0.2		1.52	1.91	2.45	3.19	4.26	5.86	8.51	13.26
-0.3		1.49	1.83	2.29	2.90	3.75	4.98	6.89	10.16
-0.4		1.44	1.73	2.12	2.61	3.26	4.16	5.49	7.65
-0.5		1.39	1.64	1.95	2.33	2.80	3.42	4.30	5.62
-0.6		1.33	1.52	1.76	2.03	2.36	2.76	3.27	4.02
-0.7		1.26	1.41	1.58	1.75	1.95	2.16	2.42	2.77
-0.8		1.20	1.30	1.39	1.49	1.58	1.65	1.72	1.82
-0.9		1.12	1.17	1.21	1.23	1.23	1.20	1.16	1.10
-1.0		0.956	0.917	0.864	0.799	0.724	0.64	0.553	0.466
$\cos \delta_p$		0.991	0.980	0.965	0.947	0.923	0.896	0.866	0.843

Fig. 7.14.—Coeficientes de empuje pasivo, K_p

$$K_p = 3$$

Cálculo de la profundidad de empotramiento

$\sum M_A = 0$

$0 = \gamma_{af} \cdot (H+t)^2 \cdot K_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3}(H+t) + \gamma_w \cdot (H+t-2)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3}(H+t-2) - \gamma \cdot t^2 \cdot K_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{3}t\right)$

$t = 10,61 \text{ m}$

Para poder compatibilizar el empuje pasivo se debe extender la profundidad t en un 20%

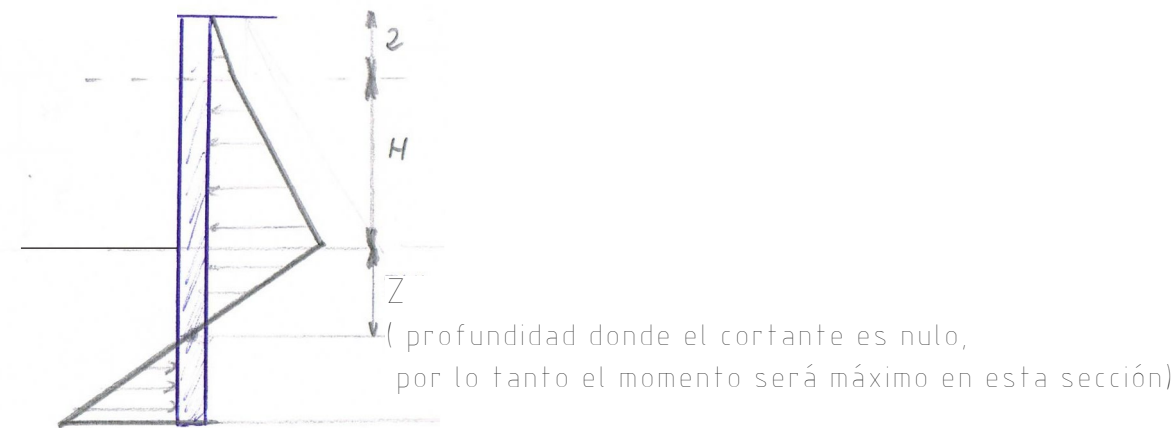
Por lo tanto $t = t1 + 0,2t1 = 12,732 \text{ m}$

DETERMINACIÓN DEL MOMENTO MÁXIMO

$M \text{ MAX } \rightarrow v=0$

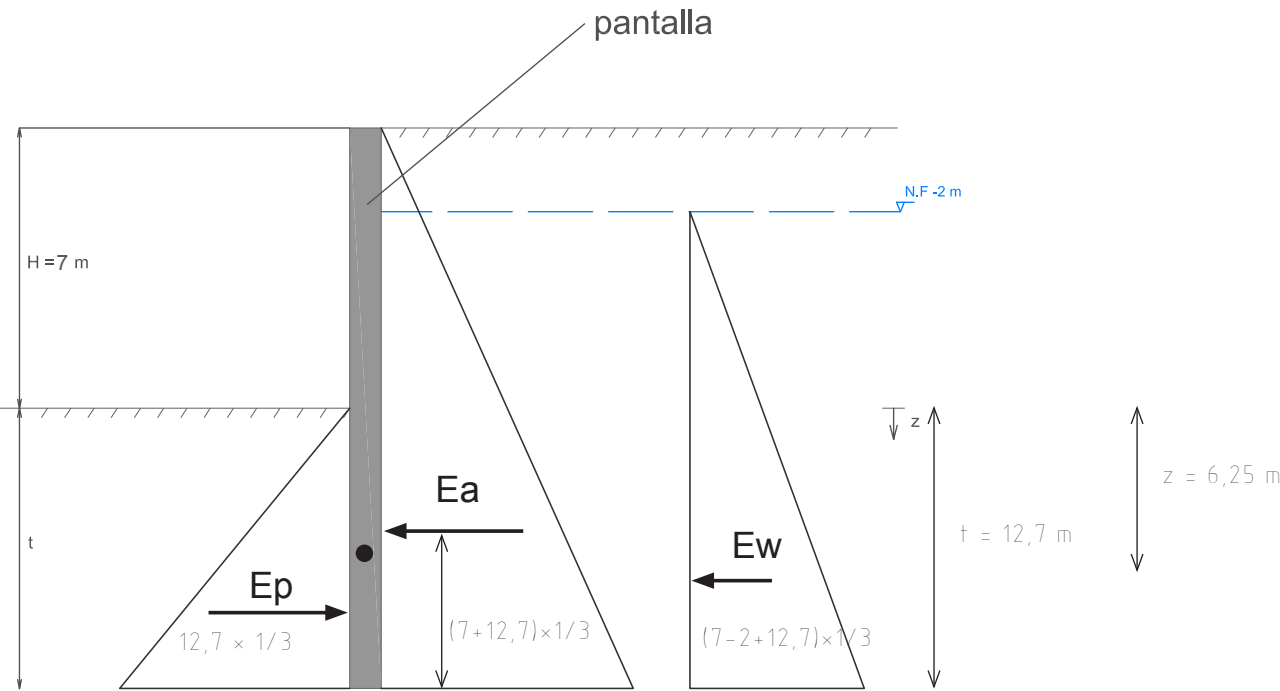
$V=0 \rightarrow E_p = E_a + E_w$

$\gamma \cdot z^2 \cdot K_p \cdot \frac{1}{2} = \gamma(z+H)^2 \cdot K_a \cdot \frac{1}{2} + \gamma_w \cdot (z+H-2)^2 \cdot \frac{1}{2}$



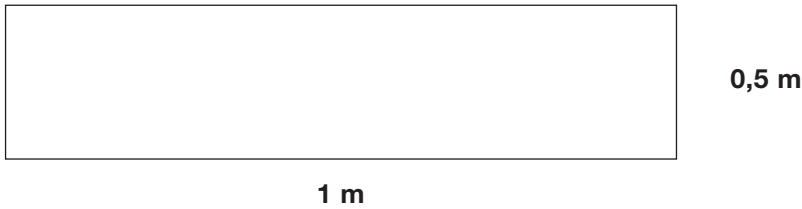
Despejando se obtienes que $z = 6.25 \text{ m}$

Un vez obtenido esta profundidad obtenemos el valor del momento máximo para el cual dimensionaremos el armado del muro.



$M(z=6,25 \text{ m}) = 633,6 \times (6,45-4,23) + 1456 \times (6,56-6,45) - 1445 \times (6,45-5,99) = 916,5 \text{ kN}\times\text{m}$

ARMADO DEL MURO
SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO



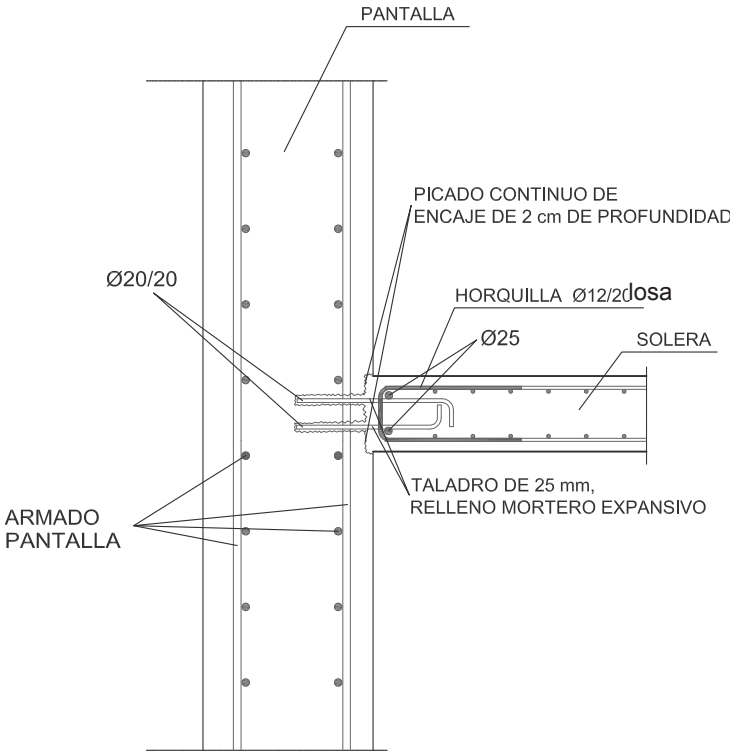
Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2pormil. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2pormil. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras.

As geométrica vertical = $1 \cdot 0,5 \cdot 0,9 / 1000 = 0.00045 \text{ m}^2$
As cálculo = 5269,88 mm2---> Ø25/ 10 cm en cada cara.
As geométrica horizontal = $1 \cdot 0,5 \cdot 3,2 / 1000 = 0.0016 \text{ m}^2$ --> a repartir en dos caras

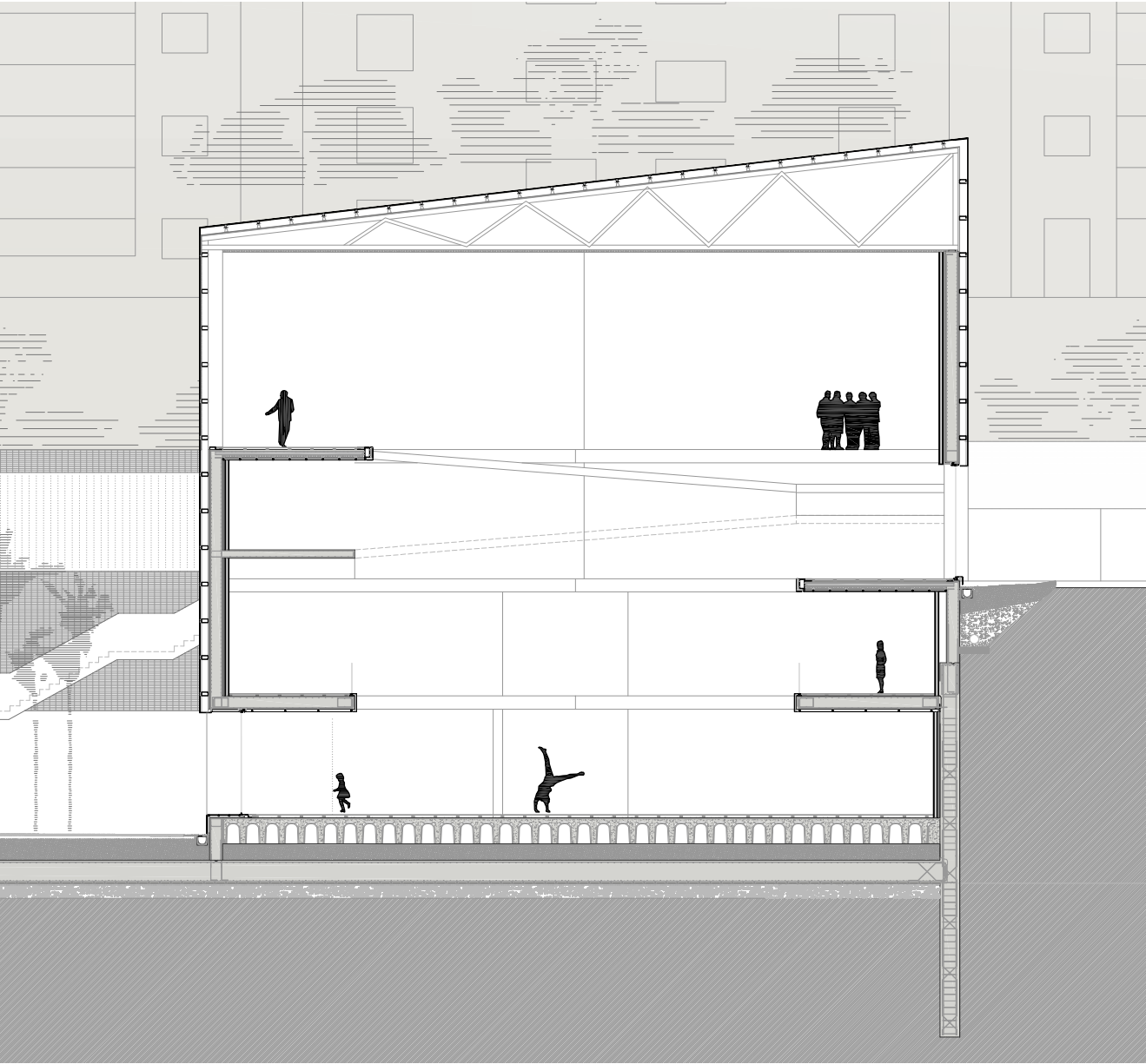
DETALLE ENLACE PANTALLA - LOSA e 1/20



CÁLCULO DE LA CELOSÍA DE LA CUBIERTA INCLINADA.

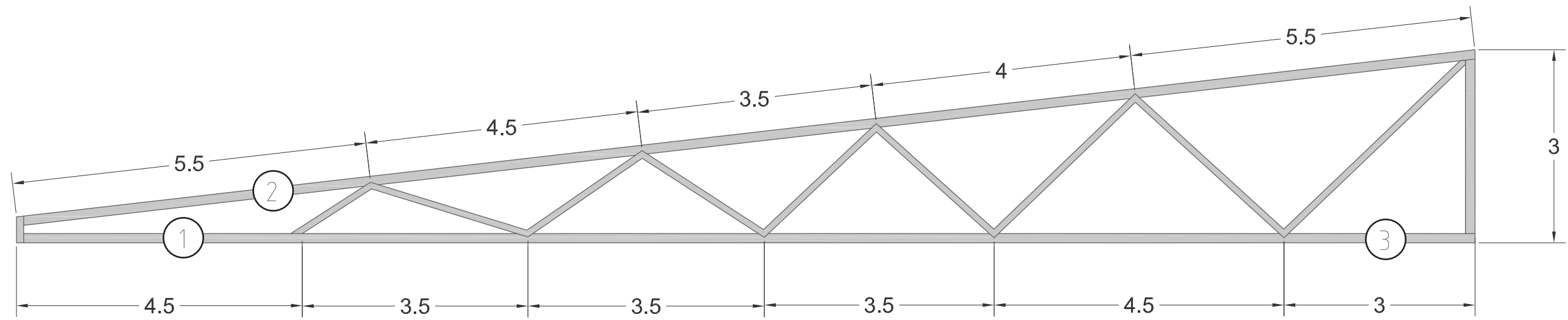
El presente proyecto resuelve la cubiertas de los distintos volúmenes con dos tipologías, una plana y otra inclinada.

La cubierta inclinada se resuelve mediante una celosía de estructura metálica tal y como se muestra en la figura:

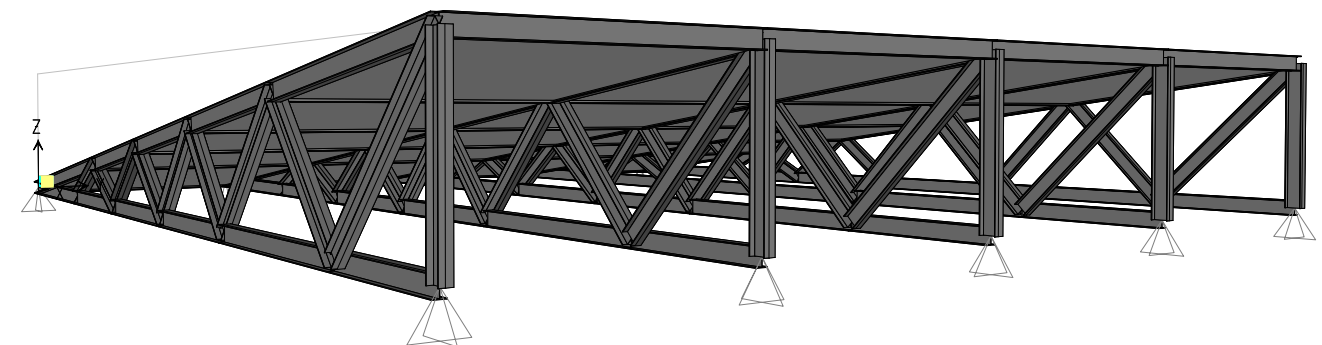
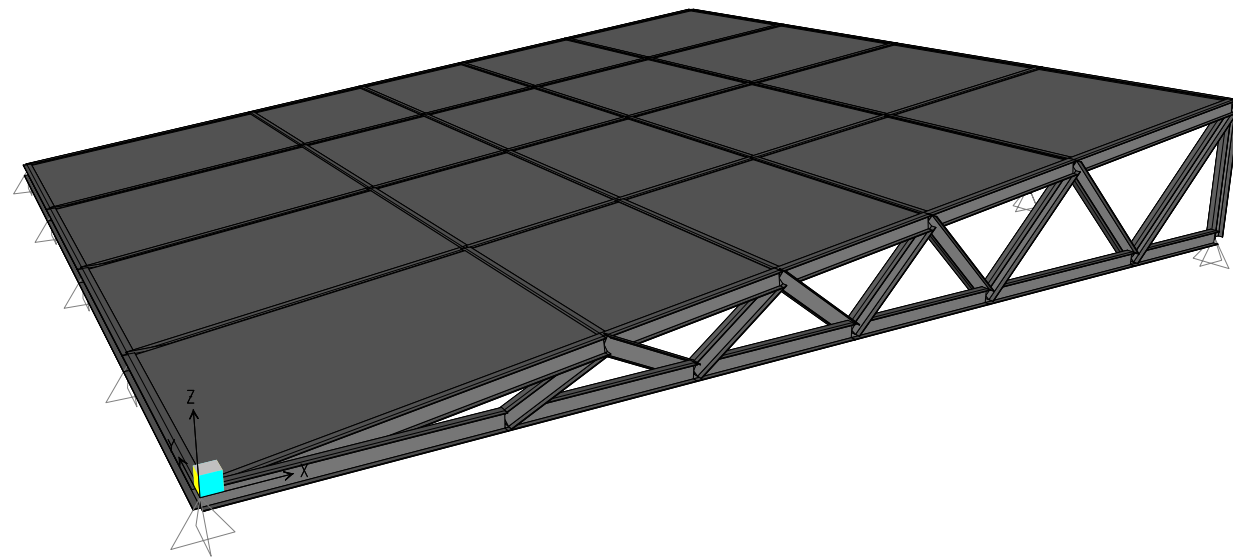


Luz = 22,5 m

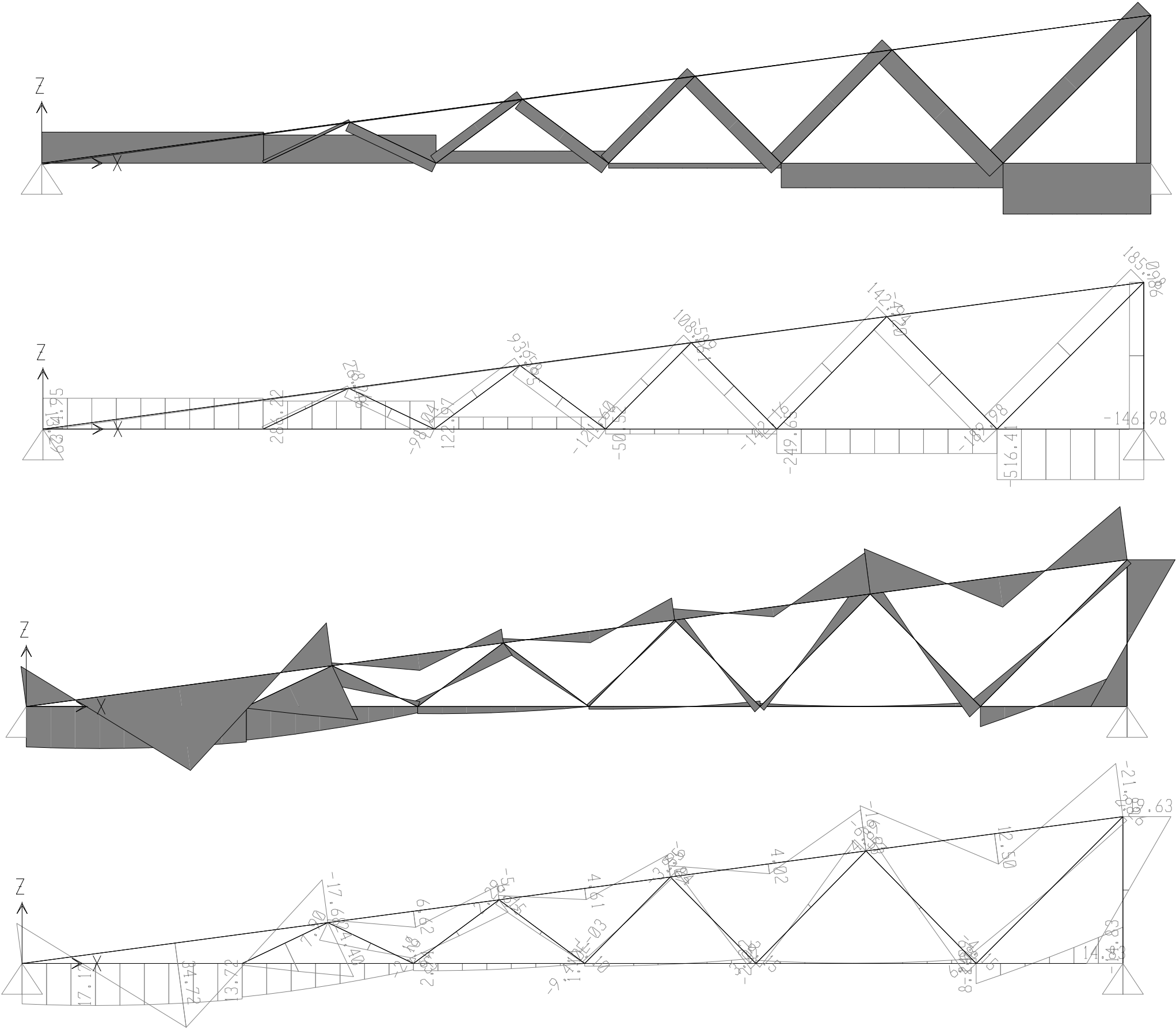
Se plantean dos diseños para las vigas en celosía de la cubierta, se observará a través de sus esfuerzos cual es la mejor diseñada y será esta sobre la que se elijan los perfiles metálicos adecuados.

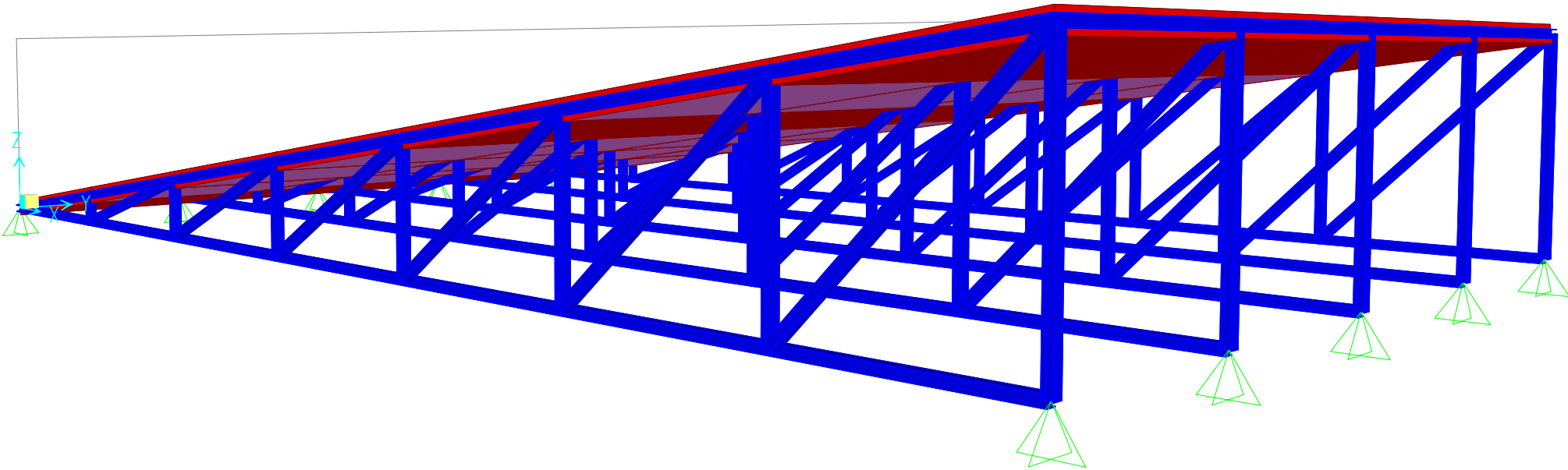
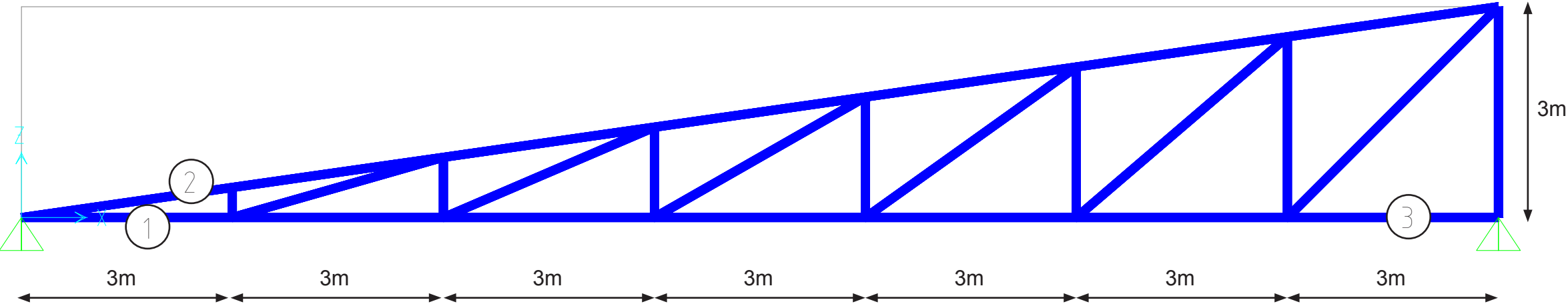
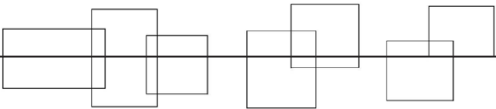


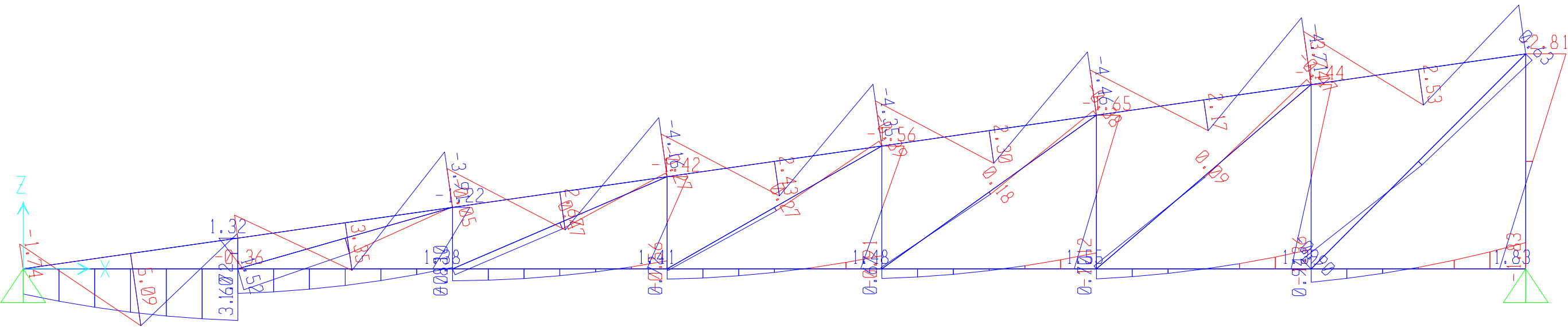
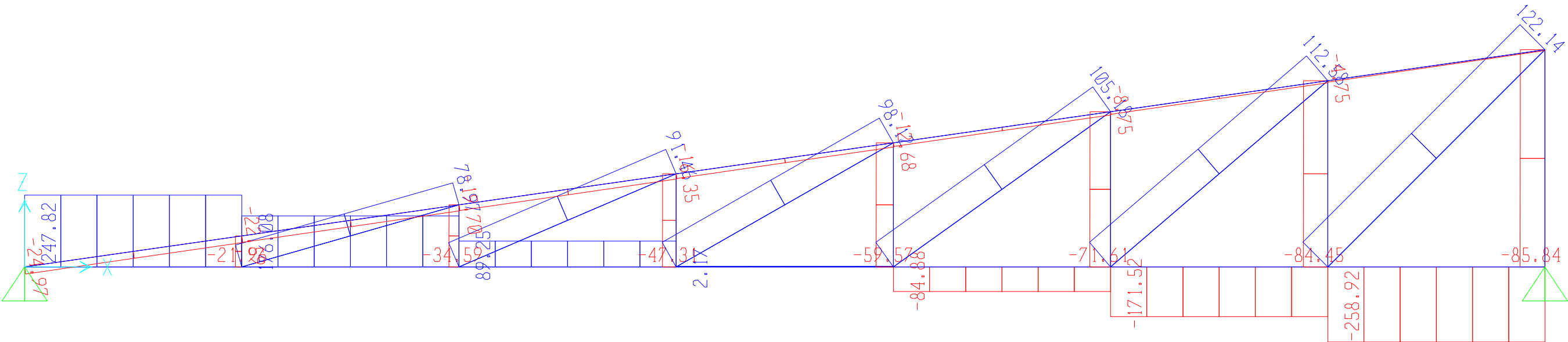
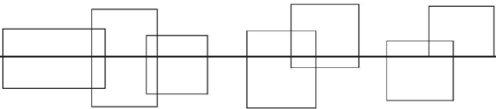
MODELADO ESTRUCTURAL CUBIERTA



CARGAS Y PREDISEÑO: Se realiza el cálculo estructural a peso propio (se prediseña la cercha con HEB 100) , peso propio de la cubierta ($P=1,5 \text{ kN/m}^2$) y sobrecarga ($Q = 2 \text{ kN/m}^2$)





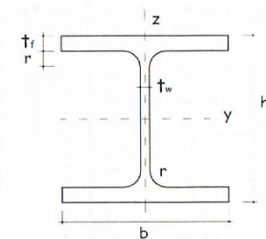


Vistas las leyes de esfuerzos de ambos diseños se escoge el diseño dos.

Los esfuerzos de dimensionamiento de las barras más desfavorables son los siguientes:

Tracción máxima (barra 1) = 247 kN
Compresión máxima (barra 3) = 258 kN

ELECCIÓN DEL PERFIL METÁLICO.



Perfiles **HEB**

Acero S 235 $f_{yd} = 235 / 1.10 \text{ N/mm}^2$
Acero S 275 $f_{yd} = 275 / 1.10 \text{ N/mm}^2$
Acero S 355 $f_{yd} = 355 / 1.10 \text{ N/mm}^2$

$N_{pl,Rd}$ Axil de plastificación; $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$
 $V_{pl,y,Rd}$ Cortante de plastificación con carga paralela a las alas; $V_{pl,y,Rd} = A_{w,y} \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$
 $V_{pl,z,Rd}$ Cortante de plastificación con carga paralela al alma; $V_{pl,z,Rd} = A_{w,z} \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$
 $M_{pl,y,Rd}$ Momento de plastificación respecto al eje y; $M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$
 $M_{pl,z,Rd}$ Momento de plastificación respecto al eje z; $M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$

PERFIL	ACERO S 235					ACERO S 275					ACERO S 355				
	$N_{pl,Rd}$ KN	$V_{pl,y,Rd}$ KN	$V_{pl,z,Rd}$ KN	$M_{pl,y,Rd}$ KN·m	$M_{pl,z,Rd}$ KN·m	$N_{pl,Rd}$ KN	$V_{pl,y,Rd}$ KN	$V_{pl,z,Rd}$ KN	$M_{pl,y,Rd}$ KN·m	$M_{pl,z,Rd}$ KN·m	$N_{pl,Rd}$ KN	$V_{pl,y,Rd}$ KN	$V_{pl,z,Rd}$ KN	$M_{pl,y,Rd}$ KN·m	$M_{pl,z,Rd}$ KN·m
HEB 100	555.4	246.6	111.0	22.26	10.98	650.0	288.6	129.9	26.05	12.85	839.0	372.6	167.6	33.62	16.58
HEB 120	726.3	325.6	135.0	35.29	17.28	850.0	381.0	158.0	41.30	20.22	1 097.2	491.9	204.0	53.31	26.10
HEB 140	918.6	414.4	161.8	52.55	25.57	1 075.0	484.9	189.3	61.50	29.92	1 387.7	626.0	244.4	79.39	38.63
HEB 160	1 160.0	513.1	217.5	75.62	36.29	1 357.5	600.4	254.6	88.50	42.47	1 752.4	775.1	328.6	114.24	54.83
HEB 180	1 395.0	621.6	250.2	102.97	49.35	1 632.5	727.4	292.8	120.50	57.75	2 107.4	939.0	378.0	155.55	74.55
HEB 200	1 668.5	740.0	306.5	137.15	65.33	1 952.5	866.0	358.6	160.50	76.45	2 520.5	1 117.9	463.0	207.19	98.69
HEB 220	1 944.0	868.3	343.8	176.89	84.13	2 275.0	1 016.1	402.4	207.00	98.45	2 936.8	1 311.7	519.4	267.21	127.09
HEB 240	2 264.5	1 006.4	409.9	225.17	106.47	2 650.0	1 177.7	479.7	263.50	124.60	3 420.9	1 520.4	619.3	340.15	160.84
HEB 260	2 529.4	1 122.4	463.1	273.88	128.65	2 960.0	1 313.4	541.9	320.50	150.55	3 821.0	1 695.5	699.6	413.73	194.34
HEB 280	2 807.1	1 243.2	507.3	327.71	153.28	3 285.0	1 454.9	593.6	383.50	179.37	4 240.6	1 878.1	766.3	495.06	231.55
HEB 300	3 185.3	1 406.1	585.2	399.07	185.88	3 727.5	1 645.4	684.8	467.00	217.52	4 811.8	2 124.1	884.1	602.85	280.80
HEB 320	3 445.9	1 517.1	637.9	457.18	200.62	4 032.5	1 775.3	746.5	535.00	234.77	5 205.5	2 291.8	963.6	690.63	303.07
HEB 340	3 651.0	1 591.1	691.8	512.72	210.58	4 272.5	1 861.9	809.5	600.00	246.42	5 515.4	2 403.6	1 045.1	774.54	318.11

Como se observa en la tabla de resistencias mecánicas de perfiles tipo HEB, un HEB 100 cumpliría a las solicitaciones de axiles de las barras más solicitadas.