ANEJO Nº 6

CÁLCULOS MECÁNICOS

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN 1

APÉNDICE 1: CÁLCULOS MECÁNICOS PREFABRICADOS SECTOR VIII.1 1

APÉNDICE 2: CÁLCULOS MECÁNICOS FLOTANTES SECTOR IX-X 1

APÉNDICE 3: CÁLCULOS MECÁNICOS LOSA PASO CANAL 1

1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente anejo es la justificación de la resistencia mecánica de las estructuras prefabricadas y flotantes que se desean instalar tanto en la parcela del sector VIII.1 como en la balsa del Sector IX-X de la Comunidad de Regantes Canal del Zújar.

Para el campo solar del sector VIII.1 se proyectan prefabricados de hormigón, cuya función es la de servir de soporte y orientación para el montaje de módulos fotovoltaicos sobre superficies planas. Se llevará por tanto a cabo el cálculo de estabilidad de dicho porte prefabricado ante la acción del viento respecto al vuelco y deslizamiento, además del cálculo de las reacciones que se van a producir sobre el terreno para asegurar que el mismo es adecuado para soportar esta instalación, quedando por ende desarrollado en el Apéndice 1 «Cálculos mecánicos prefabricados», que se muestra más adelante.

Para el campo solar del sector IX-X, se proyecta un sistema solar flotante, compuesto por dos flotadores, un flotador principal cuya función es la de soporte de los módulos fotovoltaicos, y secundarios, destinados al tránsito del personal de mantenimiento y a albergar las canalizaciones eléctricas. Se llevará a cabo el diseño de ambos compartimentos, así como la justificación de la capacidad resistente de ambos y su comportamiento frente a viento y corrientes quedando documentado en el Apéndice 2 «Cálculos mecánicos flotantes». También se contemplan los cálculos mecánicos del pantalán de acceso.

Por otra parte, en las afecciones al Canal del Zújar por parte del trazado de la línea subterránea de MT de evacuación del campo fotovoltaico flotante sector IX-X, se hace necesaria la ejecución de 3 pasos sobre el canal, ejecutados con alveoplaca de hormigón prefabricada de canto 25+5 cm, con luz libre (ancho canal) de 5,50 m, solución similar a la empleada en los distintos pasos de tubería que se encuentran ejecutados en la actualidad en otros puntos de la infraestructura hidráulica. Se aporta apéndice de cálculos mecánicos de comprobación de la solución adoptada

.

APÉNDICE 1: CÁLCULOS MECÁNICOS PREFABRICADOS SECTOR VIII.1

ÍNDICE

1 GENERALIDADES 1

1.1 ANTECEDENTES 1

1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS 1

2 DATOS TÉCNICOS DE LAS PIEZAS 2

3 MEMORIA DE CÁLCULO 2

3.1 OBJETO DE LA MEMORIA Y ÁMBITO DE APLICACIÓN 2

3.2 DESARROLLO DEL CÁLCULO 3

3.2.1 Cargas estabilizadoras 4

3.2.2 Cargas desestabilizadoras 4

3.2.3 Coeficiente de rozamiento 5

3.3 VERIFICACIONES 6

3.3.1 Comprobaciones a sotavento 6

3.3.2 Comprobaciones a barlovento 9

3.3.3 Aplicación informática 13

4 REQUISITOS DE MONTAJE Y RECOMENDACIONES 16

4.1 INSTRUCCIONES DE MONTAJE 16

4.2 RECOMENDACIONES DE MONTAJE 17

5 CONCLUSIONES 17

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parametros configurables para soportes prefabricados 3

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Disposición de placa solar sobre soportes prefabricados 1

Figura 2. Dimensiones soporte prefabricado 2

Figura 3. Incidencia del viento sobre el soporte prefabricado 4

Figura 4. Cálculo del vuelco a sotovento 7

Figura 5. Fuerzas involucradas sobre el soporte 9

Figura 6. Cálculo del vuelco a barlovento 10

Figura 7. Tensiones sobre el terreno 11

Figura 8. Resultantes de la pieza 12
Figura 9. Distribuciones generadas 13
Figura 10. Cálculos en hoja de cálculo por barlovento 14
Figura 11. Cálculos en hoja de cálculo por sotavento 15

1 GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Se ha diseñado y desarrollado unas piezas de hormigón, cuya función es la de servir de soporte y orientación para paneles solares fotovoltaicos fijos.

Con objeto de disponer de una base técnica para efectuar un estudio de estabilidad de estos soportes ante las cargas de viento y calcular su acción sobre el terreno, se ha desarrollado una Memoria de Cálculo donde se establezcan estas bases.

1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS

Estas piezas prefabricadas de hormigón están diseñadas para hacer la función de soporte para paneles solares en superficies planas.

Basada en su geometría y la masa necesaria para contrarrestar los efectos del viento y los agentes externos, con una inclinación óptima para el mejor rendimiento de los paneles solares; consigue simplificar el método de montaje de paneles solares al no tener que montar estructura alguna, reduciendo el tiempo de ejecución, eliminando los perfiles metálicos auxiliares y abaratando el coste total de la instalación.

Por tanto, se consigue realizar los trabajos de instalación de paneles solares de una forma rápida y segura, al tener una geometría que permite anclar los paneles directamente a la pieza sin tener que montar una estructura sobre ella

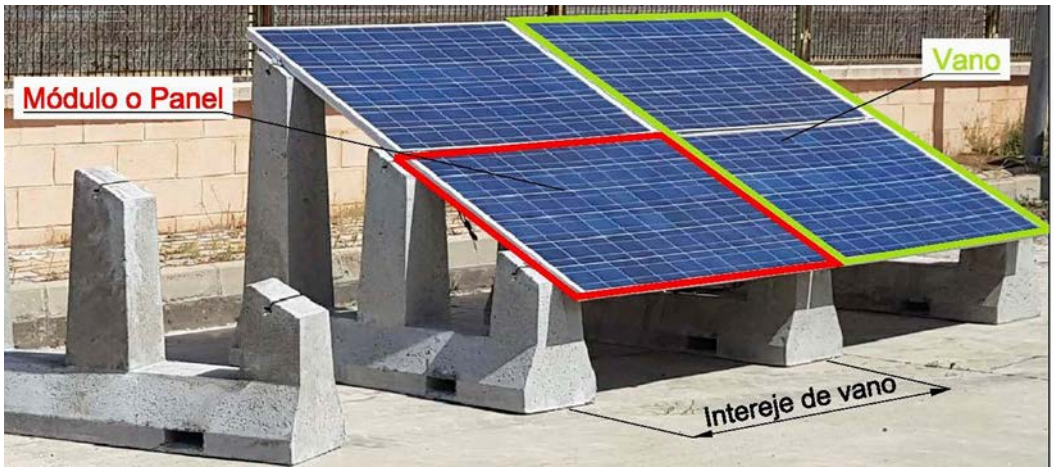


Figura 1.Disposición de placa solar sobre soportes prefabricados

Como se aprecia en la figura anterior denominaremos Módulo o Panel Fotovoltaico a cada uno de los elementos individuales que conforman la superficie fotovoltaica. Vano es el conjunto de

módulos que se disponen entre cada dos soportes prefabricados, que, normalmente, serán dos módulos. El intereje de vano es la distancia entre cada dos soportes.

2 DATOS TÉCNICOS DE LAS PIEZAS

En la siguiente figura se refleja el soporte prefabricado que se empleará. Podemos observar que vienen caracterizados por un ángulo de inclinación de 15º y un peso de 550 kg.

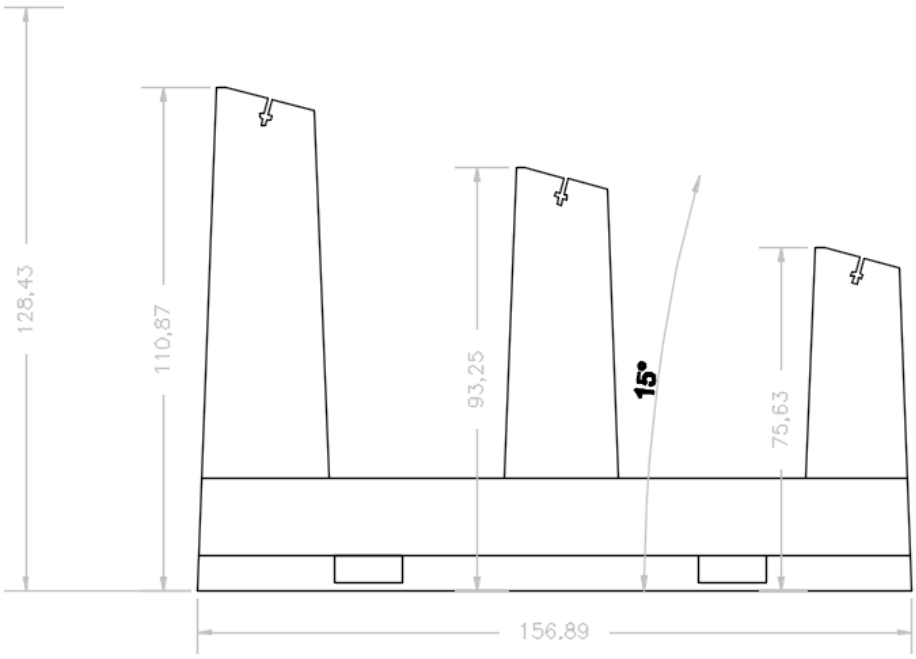


Figura 2. Dimensiones soporte prefabricado

3 MEMORIA DE CÁLCULO

3.1 OBJETO DE LA MEMORIA Y ÁMBITO DE APLICACIÓN

El objeto de esta Memoria es múltiple:

- Desarrollar un modelo de cálculo de estabilidad del soporte prefabricado ante la acción del viento respecto al vuelco y deslizamiento
- Calcular las reacciones que se van a producir sobre el terreno para asegurar que el mismo es adecuado para soportar esta instalación.

3.2 DESARROLLO DEL CÁLCULO

Los cálculos a desarrollar se llevarán a cabo mediante una hoja de cálculo, introduciéndose una serie de parámetros para describir y calcular la estabilidad de una determinada configuración de la instalación.

Los parámetros configurables se detallan, a continuación, en la tabla siguiente. En la columna de la izquierda vemos el parámetro a considerar y en la central los posibles valores que se pueden adoptar para dicho parámetro. Se acompaña una tercera columna con observaciones, en cada caso, para su mejor comprensión. En el caso de que exista un número limitado de opciones se desplegará una pestaña apareciendo una lista de valores que son los recogidos en la columna de la derecha de la tabla.

Tabla 1. Parametros configurables para soportes prefabricados

Parámetro	Opciones	Observaciones
Tipo de Soporte	15º	Ángulo de inclinación
Números de vanos	Valor entero igual o mayor que 1	Seleccionar el número 'n' de vanos en cada conjunto. El número de soportes será una unidad más.
Peso total de los módulos del vano	Peso del vano en kg	Peso total de la superficie fotovoltaica de un vano.
Área de un vano completo	Ancho y largo en metros	Cada vano incorpora dos o tres módulos fotovoltaicos, indicándolo a través del área de paneles para cada vano mediante su largo y su ancho
Velocidad del viento	Velocidad del viento incidente en km/h	Velocidad considerada para la hipótesis de viento de barlovento y para la de sotavento.
Ángulo entre viento - terreno	Ángulo del viento en grados sexagesimales	Ángulos formados entre el viento incidente a barlovento y a sotavento con la horizontal.
Coeficiente de rozamiento estimado	Valor de rozamiento seco	Valor estimado del coeficiente de rozamiento para el cálculo de deslizamiento.

Se deberán introducir los datos de la velocidad del viento y su ángulo de ataque, tanto para barlovento como para sotavento, con la estimación que el proyectista considere conveniente para la instalación proyectada

3.2.1 Cargas estabilizadoras

Las piezas prefabricadas, de 550 kg de peso, generan la acción estabilizante ante las acciones desestabilizadoras de viento. La configuración de las mismas se basa en:

- El número de vanos dispuestos en cada hilera. Por cada 'n' vanos tendremos un total de 'n+1' soportes.
- El peso total de los módulos fotovoltaicos que componen cada vano.
- El área fotovoltaica implementada en cada vano. El uso más habitual es de 2 paneles de 2 metros de largo por 1metro de ancho, lo que nos generará un área de 4 metros cuadrados.
- El coeficiente de rozamiento estimado entre las piezas c y el soporte de las mismas.

Con esta configuración se genera una carga estabilizadora de componente vertical y cuya magnitud es calculada por la aplicación informática implementa. Dicha carga genera, además, un rozamiento que se opone al deslizamiento por la acción del viento.

3.2.2 Cargas desestabilizadoras

El proyectista estima los valores de la velocidad del viento (en km/h) y, a partir de ella, la fuerza, F, que ejerce el viento, tanto a barlovento como a sotavento, así como el ángulo α de incidencia de cada una de esas hipótesis de cálculo respecto al terreno, según las siguientes representaciones:

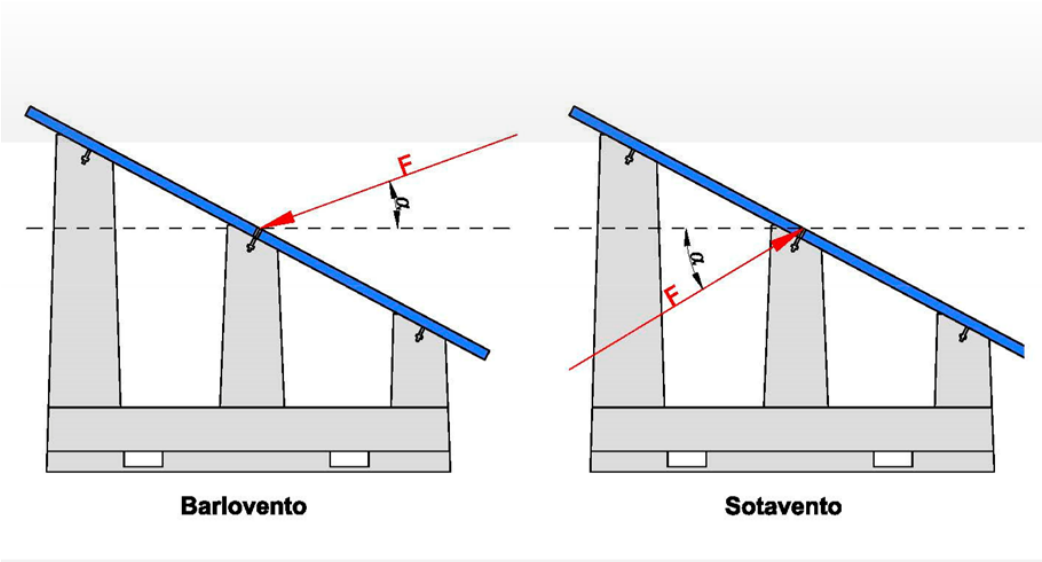


Figura 3.Incidencia del viento sobre el soporte prefabricado

Para obtener dicha fuerza partimos de la presión dinámica de un fluido sobre la pieza en cuestión que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$w = \frac{1}{2}\rho v^2$$

Siendo:

- W: Presión dinámica.
- ρ: Densidad del fluido (1.225 kg/m^3 para el aire).
- v: Velocidad del fluido.

Si consideramos la velocidad en m/s, con el valor de la densidad del aire mencionado arriba y teniendo en cuenta que 1 kp=9,8 N se obtiene la presión dinámica, w sobre la pieza mediante la siguiente expresión:

$$w = \frac{v^2}{16} \text{ en kp/m}^2$$

Con este método, la presión dinámica obtenida se utiliza, directamente, en el cálculo de la estabilidad sin la aplicación de coeficientes adicionales para transformarla en una presión estática. A continuación, se multiplica por la superficie de la placa solar y con ella se obtiene la fuerza puntual que se aplica en el centro de gravedad de la placa solar que tendrá el ángulo de ataque que se estime oportuno, según la siguiente expresión:

$$F = w * S$$

Siendo:

- F: Fuerza del viento aplicada en el Centro de Gravedad de los paneles solares.
- S: Superficie de los paneles fotovoltaicos.

3.2.3 Coeficiente de rozamiento

De cara al cálculo del deslizamiento debemos conocer el terreno base en el que se van a asentar dichos soportes. En base a este y, teniendo en cuenta el material del soporte (HM-20), el proyectista, a través de la bibliografía existente, o bien, mediante ensayos específicos, puede conocer el coeficiente de rozamiento aplicable que deberá introducir en la hoja de cálculo para conocer el comportamiento ante el deslizamiento.

En nuestro caso se ha considerado un coeficiente de rozamiento **μ = 1,02**, en función de la bibliografía existente, concretamente, el documento "*Memoria de calculo de soportes para paneles solares en huertos solares tipo prefabricado*" suscrita por D Jose Antonio Laín Vázquez, cdo 728 del Colegio Oficial de Peritos e Ingenieros Técnicos Industriales de Badajoz, con numero de visado BA01626/19 y fecha 17/07/2019.

3.3 VERIFICACIONES

Las comprobaciones se dividen en 2 bloques: sotavento y barlovento. En las figuras siguientes, donde se modelizan las cargas involucradas, se representan en rojo las fuerzas desestabilizadoras y azul las estabilizadoras.

3.3.1 Comprobaciones a sotavento

Se realizan las siguientes comprobaciones:

- Vuelco.
- Comprobación de deslizamiento.

A la hora de contemplar la fuerza que ejerce el viento, se considera que, según CTE SE-AE Anejo D *Acción del viento*, para la zona donde se localiza nuestro proyecto, con la apreciación que arroja el mapa recogido en la normativa, estaría entre las zonas A y B, y por lo tanto, la velocidad básica del viento oscilaría entre 26 y 27 m/s. ADOPTAMOS tomar, más cercano al valor mas desfavorable, o sea, 97 km/h = **26,94 m/s**

3.3.1.1 Vuelco del conjunto

La modelización básica del cálculo se detalla en la siguiente figura:

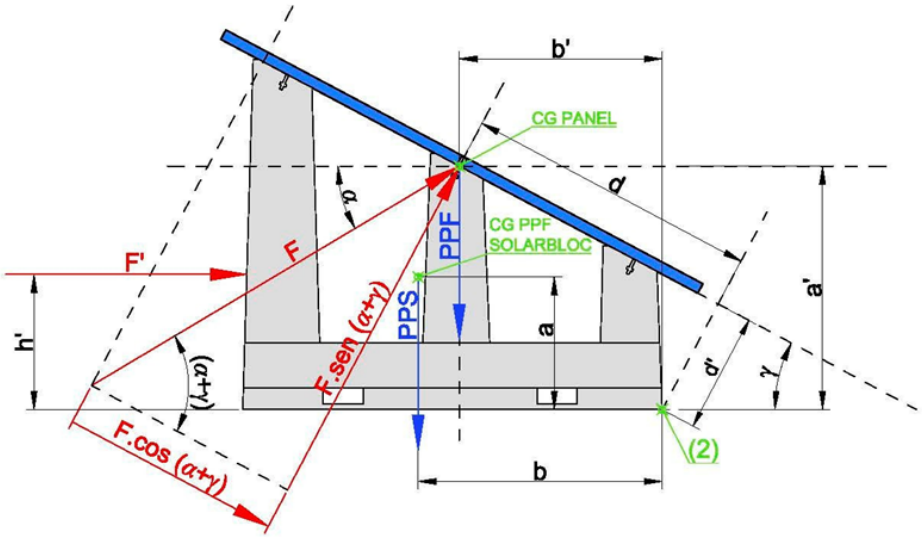


Figura 4. Cálculo del vuelco a sotovento

Siendo:

- α: Ángulo de incidencia del viento respecto a la horizontal.
- ɣ: Ángulo de la pieza.
- a: distancia vertical entre el punto de giro (2) de la pieza y el Centro de Gravedad de la misma.
- b: distancia horizontal entre el punto de giro (2) de la pieza y el Centro de Gravedad de la misma.
- a´: distancia vertical entre el punto de giro (2) de la pieza y el Centro de Gravedad del panel solar.
- b´: distancia horizontal entre el punto de giro (2) de la pieza y el Centro de Gravedad del panel solar.
- d: distancia entre el punto de giro (2) de la pieza y la componente perpendicular al panel solar de la fuerza del viento aplicada en su centro de gravedad (F·sen(α+ ɣ)).
- d': distancia entre el punto de giro (2) de la pieza y la componente paralela al panel solar de la fuerza del viento aplicada en su centro de gravedad (F·cos(α+ ɣ)).
- PPS: Peso propio de la pieza.
- PPF: Peso propio panel fotovoltaico.
- F: Fuerza del viento sobre el panel fotovoltaico.
- F': Fuerza del viento sobre el soporte.

Con estos datos y distancias las ecuaciones de equilibrio de momentos respecto al punto 2 deben ser las siguientes:

$$F \cdot sen(\alpha + \gamma) \cdot \mathrm{d} + \mathrm{F} \cdot \cos(\alpha + \gamma) \cdot \mathrm{d}' < \mathrm{PPS} \cdot \mathrm{b} + \mathrm{PPF} \cdot \mathrm{b}'$$

No incluimos la fuerza F' sobre el soporte por ser inferior al 3% de la carga de viento y, además, verse compensada porque se usa, de forma conservativa, todo el área de panel fotovoltaico, incluyendo la que está apoyada en los soportes.

3.3.1.2 Deslizamiento del conjunto

En cuanto a la comprobación a deslizamiento, se verificará que la fuerza desequilibradora horizontal no sea superior a la fuerza de rozamiento, es decir:

$$F \cdot \cos\alpha \leq \left(PPF + PPS - F \cdot sen\alpha\right) \cdot \mu$$

Siendo:

- α = Ángulo de incidencia del viento respecto a la horizontal.
- μ= Coeficiente de rozamiento obtenido mediante lo indicado en el apartado 3.2.3.
- F = Fuerza del viento.
- PPS = Peso propio de la pieza.
- PPF = Peso propio panel fotovoltaico.

En el siguiente gráfico se muestran las fuerzas involucradas:

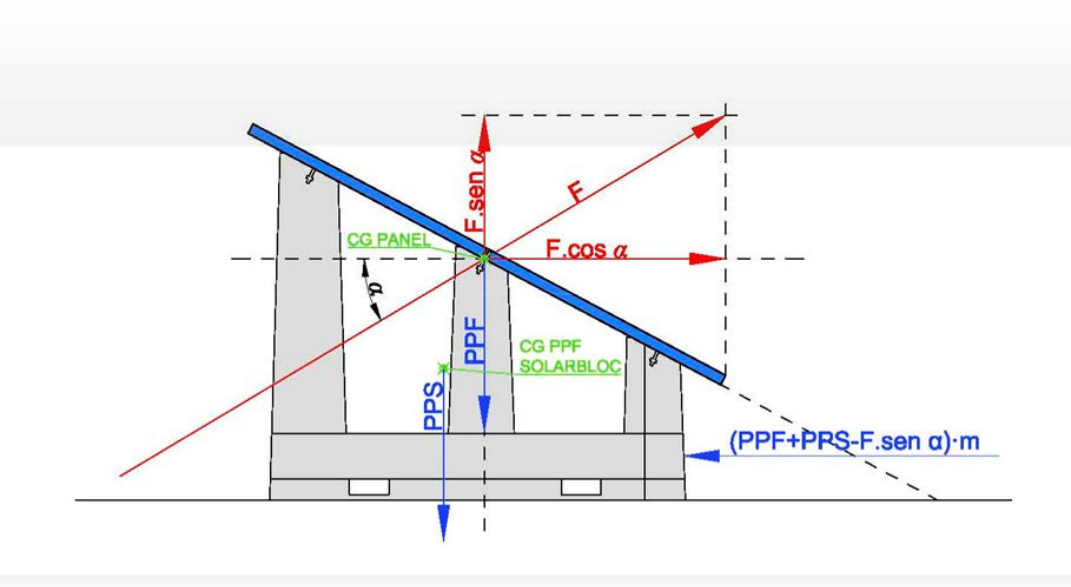


Figura 5. Fuerzas involucradas sobre el soporte

3.3.2 Comprobaciones a barlovento

La comprobación a barlovento no suele ser determinante, puesto que las cargas consideradas son estabilizadoras. No obstante, se comprueba la estabilidad a vuelco.

También se calcula la tensión a la que se ve sometido el terreno para poder compararlo con su resistencia (**tensión admisible**).

En este sentido, según el Anejo 5 Estudio Geotécnico, dado el tipo de terreno superficial, hasta cota -1.80 metros, encontrado, formado por arenas con limos marrones claras sin cohesión, cuya naturaleza provoca escasa resistencia al arrancamiento y al desplazamiento lateral en caso de hinca de perfil metálico, que la cimentación idónea para la instalación solar fotovoltaica es una cimentación mediante bloques de hormigón prefabricado.

Según este cálculo la tensión admisible del terreno es de **0,66 kg/cm²**

3.3.2.1 Vuelco del conjunto

La modelización básica del cálculo se detalla en la siguiente figura:

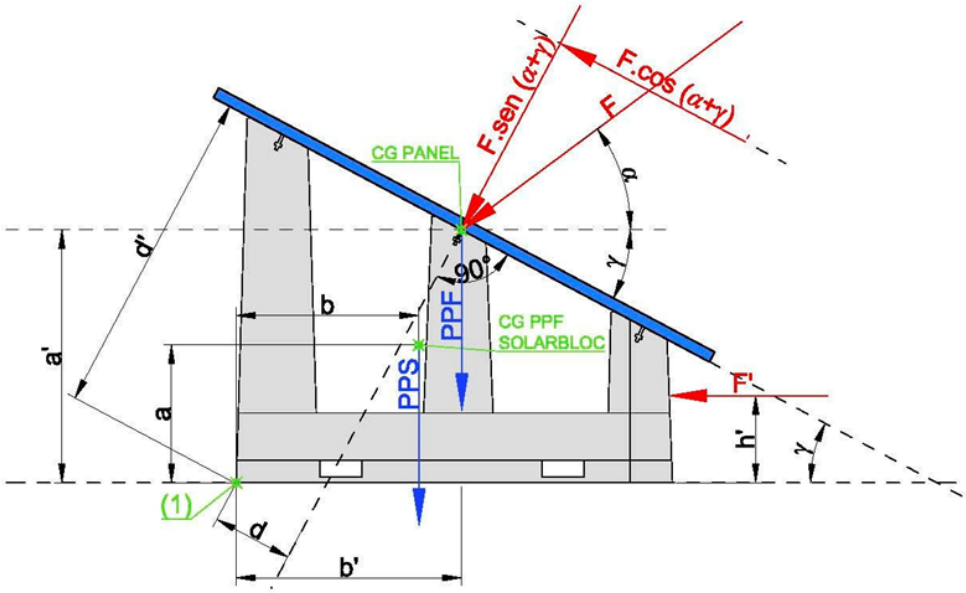


Figura 6. Cálculo del vuelco a barlovento

Siendo:

- α: Ángulo de incidencia del viento respecto a la horizontal.
- ɣ: Ángulo de la pieza.
- a: distancia vertical entre el punto de giro (1) de la pieza y el Centro de Gravedad de la misma.
- b: distancia horizontal entre el punto de giro (1) de la pieza y el Centro de Gravedad de la misma.
- a´: distancia vertical entre el punto de giro
- b´: distancia horizontal entre el punto de giro (1) de la pieza y el Centro de Gravedad del panel solar.
- d: distancia entre el punto de giro (1) de la pieza y la componente perpendicular al panel solar de la fuerza del viento aplicada en su centro de gravedad (F·sen(α+ ɣ)).
- d': distancia entre el punto de giro (1) de la pieza y la componente paralela al panel solar de la fuerza del viento aplicada en su centro de gravedad (F·cos(α+ ɣ)).
- PPS: Peso propio de la pieza.
- F: Fuerza del viento sobre el panel fotovoltaico.
- F': Fuerza del viento sobre el soporte.

La ecuación de equilibrio de momentos respecto al punto 1 es:

$$F\cdot\cos(\alpha+\gamma)\cdot d' - F\cdot sen(\alpha+\gamma)\cdot d < PPS\cdot b + PPF\cdot b'$$

No incluimos la fuerza F' sobre el soporte por ser inferior al 3% de la carga de viento.

Como puede observarse el resultado de la operación dependerá fundamentalmente del parámetro "d", que estabilizará la pieza siempre que la fuerza F·sen(α+ ɣ) corte a la base de la pieza.

3.3.2.2 Tensión sobre el terreno

Calculamos la tensión sobre el terreno modelizando los soportes como cimentaciones superficiales rígidas, dado que carecen de vuelo respecto al elemento transmisor de fuerzas (panel fotovoltaico).

Las fuerzas involucradas son las de la situación a barlovento, que es la que produce una mayor tensión sobre el terreno, pues tiende a presionar el soporte, mientras que la situación a sotavento tiende a un levantamiento de la pieza. Se representa, la situación a barlovento, en la siguiente figura, descomponiéndose la fuerza del viento en sus componentes horizontal y vertical:

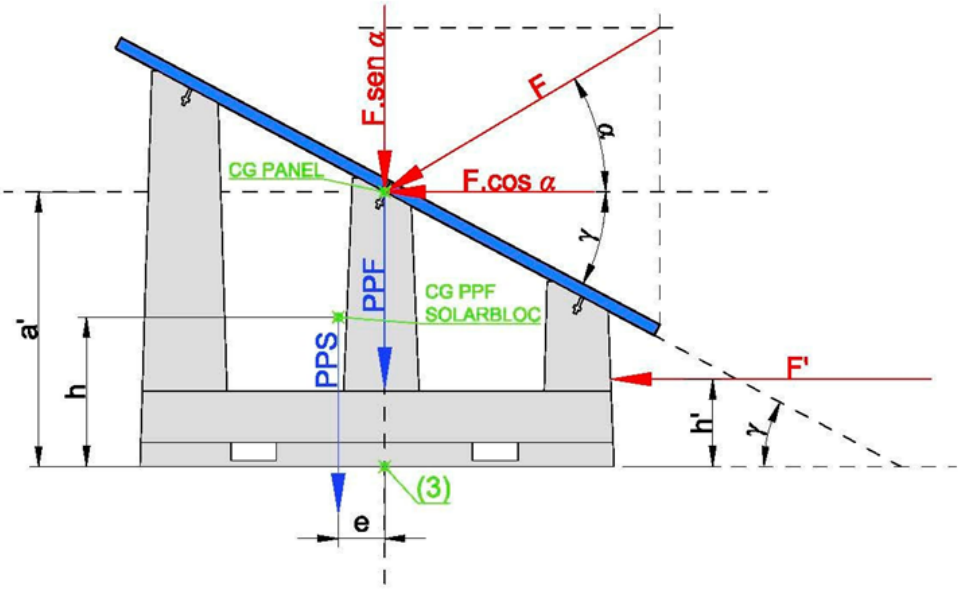


Figura 7. Tensiones sobre el terreno

Las ecuaciones del equilibrio de fuerzas y momentos (respecto del punto (3)) que aparecen en la figura anterior son:

$$N = F\cdot sen(\alpha) + PPS + PP$$

$$V = F\cdot cos(\alpha) + F'$$

$$M = F\cdot cos(\alpha)\cdot a' + F'\cdot h' + PPS\cdot e$$

donde:

- N: Axil resultante de la fuerza vertical del viento y los pesos del panel y el soporte.
- V: Cortante resultante de la fuerza horizontal del viento sobre el panel y sobre el soporte.
- M: Momento sobre el punto (1) de la fuerza horizontal del viento sobre el panel, de la fuerza horizontal del viento sobre el soporte y la debida a la excentricidad del peso del soporte.
- α: Ángulo de incidencia del viento respecto a la horizontal.
- ɣ: Ángulo de la pieza.
- a´: distancia vertical entre el punto (1) y el Centro de Gravedad del panel solar.
- h: distancia vertical entre el punto de aplicación de la fuerza del viento sobre el soporte y el punto (1).
- PPS: Peso propio de la pieza.
- PPF: Peso propio panel fotovoltaico.
- F: Fuerza del viento sobre el panel fotovoltaico.
- F': Fuerza del viento sobre el soporte.

En la siguiente figura se representan dichas resultantes:

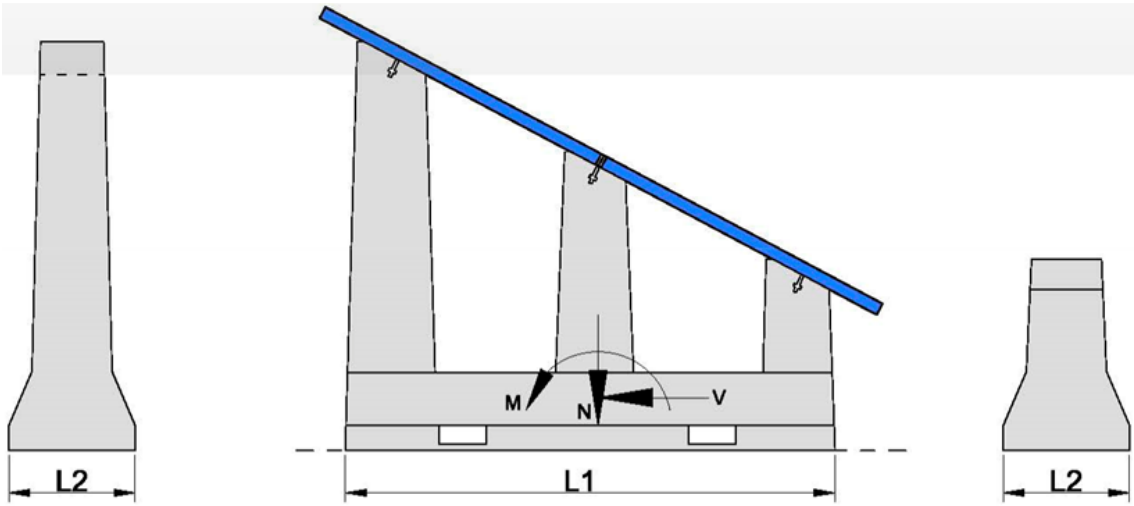


Figura 8. Resultantes de la pieza

Para calcular la distribución que estas resultantes generan sobre sobre el terreno, en primer lugar, establecemos su forma, comprobando si la excentricidad de la carga se sitúa dentro o fuera del núcleo central:

$$e \geq {}^{L_1}/_{6} \Rightarrow \textit{Distribución trapezoidal}$$

$$e < {}^{L_1}/_{6} \Rightarrow \textit{Distribución triangular}$$

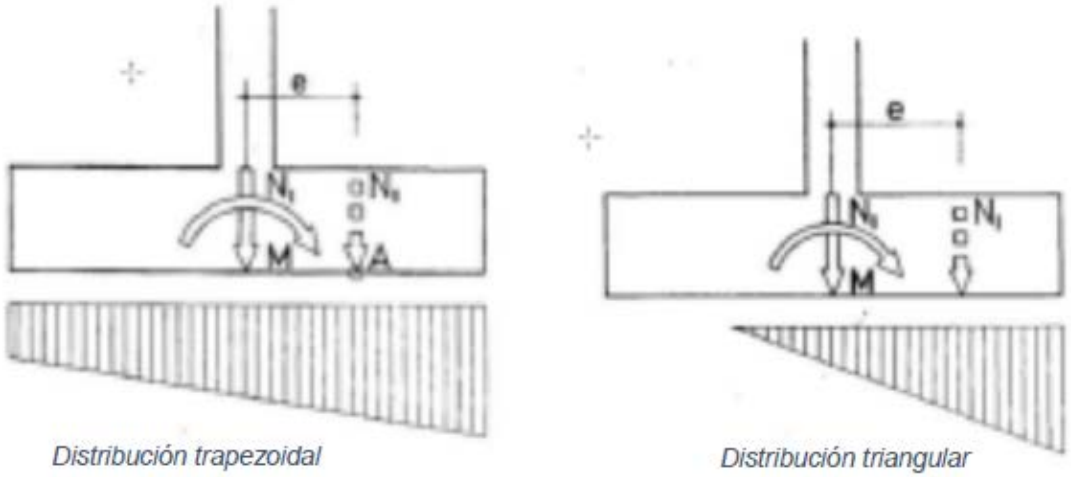


Figura 9. Distribuciones generadas

En el primer caso deben cumplirse las siguientes condiciones:

$$\sigma_{Ter} \geq \sigma_{Med} = \frac{N}{L_1 * L_2}$$

$$1{,}25 * \sigma_{Ter} \geq \sigma_{Max} = \frac{N}{L_1 * L_2}(1 + \frac{6 * e}{L_1})$$

En el caso de distribución triangular:

$$\sigma_{Ter} \geq \sigma_{Med} = \frac{N}{L_1 * L_2}$$

$$1{,}25 * \sigma_{Ter} \geq \sigma_{Max} = \frac{4 * N}{3(L_1 - 2 * e)L_2}$$

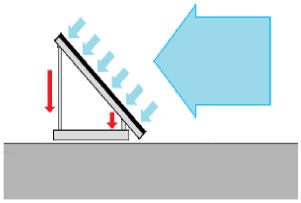
Los soportes extremos generan la mitad de tensión sobre el terreno que los soportes intermedios.

3.3.3 Aplicación informática

Se han explicado los diferentes elementos que se han integrado en la aplicación informática asociada: los posibles parámetros configurables y los valores que pueden adquirir, así como los mecanismos de cálculo de estabilidad considerados.

Todo ello se ha plasmado en dicha hoja de que proporciona una rápida visión del comportamiento de la instalación ante las cargas de viento (dimensiones de apoyo del bloque prefabricado 1,57 x 0,4 m).

A continuación, se muestran los cálculos realizados mediante dicho procedimiento:



ENTRADA DE VIENTO POR BARLOVENTO

Tipo a utilizar	15º	
Número de estructuras	25	
Número de vanos	24	1 VANO = 2 MÓDULOS
Peso total de los modulos del vano (kg)	77	

	Introducir velocidad en Km/h	Velocidad en m/s
Conversor (km/h) a (m/s)	97,2	27,00

	Ángulo viento-terreno entre 0 y 75	Ángulo en Radianes
Angulo estructura	15	0,262
Angulo entre viento - terreno	0	0,000

Datos piezas	Peso kg	Centro de gravedad (respecto al punto de giro) x (m)	y(m)
Estructura	13750,00	0,7240	0,3260
Paneles	1848,00	0,8148	0,9277

Área de un vano completo x (m)	y (m)	m²
2,38	2,60	6,20

Introduzca las dimensiones del total de módulos por vano

UN VANO ES LA SUMA DE MÓDULOS SOLARES QUE SE DISPONEN ENTRE CADA 2 SOPORTES, NORMALMENTE 2.

Viento	m/s	kg/m²
Velocidad del viento	27,00	45,56

	d (m)
d	0,5469
d'	1,0869

Ángulo	0,262	rad
Ángulo viento-terreno	0,000	rad
Angulo viento - panel	0,262	rad
Carga de viento	6777,95	kg

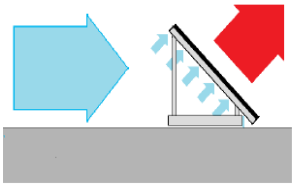
CALCULOS		
Momento debido al viento	-6156,53	kg x m
Momento debido al peso	11460,75	kg x m
Total momentos	5304,23	kg x m
Reserva de seguridad al vuelco	186,16%	Seguridad cuando es > 100%
CUMPLIMIENTO A VUELCO	CUMPLE	

Signos	
+	Antivuelco
-	Vuelco

PRESIÓN SOBRE EL TERRENO		
Tensión máxima sobre terreno (soporte central)	0,37	kg/cm²
Tensión media sobre terreno (soporte central)	0,10	kg/cm²
Tensión máxima sobre terreno (soporte extremo)	0,18	kg/cm²
Tensión media sobre terreno (soporte extremo)	0,05	kg/cm²

Figura 10. Cálculos en hoja de cálculo por barlovento

Se comprueba que las tensiones trasmitidas (máxima 0,37 kg/cm^2) son menores que la tensión admisible del terreno es de 0,66 kg/cm^2.



ENTRADA DE VIENTO POR SOTAVENTO

Tipo a utilizar	15º	
Coef. rozamiento (estimado)	1,02	
Número de estructuras	25	
Número de vanos	24	1 VANO = 2 MÓDULOS
Peso total de los modulos del vano (kg)	77	

	Introducir velocidad en km/h	Velocidad en m/s
Conversor (Km/h) a (m/s)	97,2	27,00

	Ángulo viento-terreno entre 0 y 75	Ángulo viento-terreno en Radianes
Angulo estructura	15	0,262
Angulo entre viento - terreno	10	0,175

Datos piezas	Peso kg	Centro de gravedad (respecto al punto de giro) x (m)	y(m)
Estructura	13750,00	0,845	0,3260
Paneles	1848,00	0,754	0,9277

	Área de un vano completo x (m)	y (m)	Superficie m²
Panel	2,38	2,60	6,20

Viento	m/s	kg/m²
Velocidad del viento	27,00	45,56

Distancia perpendicular eje fuerza - punto de vuelco d (m)
0,9685
0,7209

Ángulo	0,262	rad
Ángulo viento-terreno	0,175	rad
Angulo viento - panel	0,436	rad
Carga de viento sobre el panel fotovoltaico	6777,95	kg

CALCULOS		
Momento debido al viento	-7202,68	kg x m
Momento debido al peso	13010,95	kg x m
Total momentos	5808,27	kg x m
Reserva de seguridad al vuelco	180,64%	
CUMPLIMIENTO A VUELCO	CUMPLE	

Signos	
+	Antivuelco
-	Vuelco

Carga de viento horiz. sobre el panel fotovoltaico	6674,98	kg
Carga de viento vert. sobre el panel fotovoltaico	1176,98	kg
Peso	15598,00	kg
Fricción	14709,44	kg
Resultante	8034,46	kg
CUMPLIMIENTO A DESLIZAMIENTO	CUMPLE	

Figura 11. Cálculos en hoja de cálculo por sotavento

4 REQUISITOS DE MONTAJE Y RECOMENDACIONES

A la hora de instalar el sistema de los soportes junto a los paneles solares, deben respetarse las instrucciones de montaje y las recomendaciones del fabricante, siendo responsabilidad del proyectista o montador calcular la estructura necesaria para su instalación fotovoltaica.

4.1 INSTRUCCIONES DE MONTAJE

1. Replantear la zona de trabajo

Marcar la ubicación de cada soporte formando filas, con la separación necesarias según el módulo a instalar sobre la estructura.

El terreno o la superficie donde se apoyen debe ser lo más plana posible. Si el terreno tuviera diferencia de cotas significativas entre una estructura y la otra, es aconsejable hacer la nivelación en la base de cada uno de los soportes

2. Colocar los soportes en las zonas establecidas

Las estructuras tienen un peso de 550kg aprox.

Se entregan en camiones, para su descarga y colocación en obra solo se necesita una carretilla elevadora, quedando listos para acomodar los módulos.

2.1 Manipulación del soporte

1- Desplazar las estructuras al lugar seleccionado a ras de suelo.
2- Colocar las estructuras formando filas según el replanteo establecido.

3. Montar los anclajes al soporte para fijar los paneles solares

Tras colocar los soportes, se procederá al montaje de los anclajes sobre los carriles de hormigón, realizando los siguientes pasos:

1- Ensamblar el anclaje formado por; omega de aluminio, arandela, tornillo y tuerca para carril.
2- Introducir el anclaje ensamblado en el carril de hormigón, por el lateral de la estructura.

4. Instalación de los paneles solares

Una vez montados los anclajes a la estructura, se fijará el marco del panel solar al plano superior inclinado, formado por tres pilares de apoyo.

1- Apoyar el módulo de la fila inferior.
2- Colocar el módulo de la fila superior y ajustar los anclajes al marco del panel.
3- Por último, repetir la operación en la siguiente estructura y apretar los anclajes para fijar los módulos.
4- El par de apriete máximo es de 17 N·m.

4.2 RECOMENDACIONES DE MONTAJE

Además de seguir las Instrucciones de Montaje anteriores, deben seguirse una serie de recomendaciones adicionales para asegurar la estabilidad:

- Debe limpiarse, convenientemente, la zona de apoyo para evitar que los soportes descanse sobre material suelto que contribuya al deslizamiento.
- Deben centrarse los módulos solares al soporte de tal manera que no sobresalgan más de un lado que de otro.

5 CONCLUSIONES

La presente Memoria de Cálculo establece las consideraciones de cálculo que se han tomado para asegurar la estabilidad del sistema establecido entre el soporte prefabricado y el panel solar ante la acción del viento con las condiciones de carga establecidas.

Debe quedar bien claro cuál es el fundamento de cálculo recogido por esta Memoria y que los resultados que se obtienen en la hoja de cálculo asociada son conformes al mismo.

APÉNDICE 2: CÁLCULOS MECÁNICOS FLOTANTES SECTOR IX-X

ÍNDICE

1 CALCULO DE FLOTADORES ANÁLISIS CAE - ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS 1

1.1 OBJETO 1
1.2 GEOMETRÍA 1
1.2.1 Flotador principal 1
1.2.2 Flotador secundario 3
1.3 MALLADO DE PIEZAS 3
1.3.1 Mallado del flotador principal 4
1.3.2 Mallado del flotador secundario 4
1.4 MATERIALES 5
1.5 CONDICIONES DE CONTORNO 5
1.5.1 Flotador principal 5
1.5.2 Flotador secundario 6
1.6 APLICACIONES DE CARGA 6
1.6.1 Flotador principal 6
1.6.2 Flotador secundario 6
1.7 RESULTADOS 7
1.7.1 Flotador principal. 7
1.7.2 Flotadores secundarios 10
1.8 CONCLUSIONES 12

2 DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA FLOTANTE, ANCLAJE Y SISTEMA DE AMARRE 12

2.1 OBJETO 12
2.2 ANTECEDENTES 12
2.3 ANÁLISIS DE DATOS HIDRODINÁMICOS/HIDROLÓGICOS 12
2.4 CRITERIO DE DISEÑO 13
2.5 ANÁLISIS BARIMÉTRICO 13
2.6 ACCIONES 14
2.7 CÁLCULO DE CARGAS 16
2.7.1 Cargas gravitatorias 16
2.7.2 Cargas de viento 16
2.7.3 Análisis de las fuerzas del viento sobre la plataforma flotante 20
2.7.4 Cálculo de la fuerza de la ola sobre la plataforma flotante 23
2.7.5 Cálculo de la carga de corriente 27
2.7.6 Combinación de las cargas horizontales 27
2.8 ANÁLISIS DE FLOTABILIDAD 28
2.8.1 Principio teórico 28

2.8.2 Cálculo de flotabilidad ... 29
2.8.3 Cargas que afectan a la flotabilidad ... 31
2.8.4 Evaluación de la flotabilidad del sistema ... 32
2.9 DISEÑO DEL AMARRE Y ANCLAJE ... 32
2.9.1 Cálculo de número de anclaje y amarres ... 33
2.9.2 Cálculo de anclajes ... 35
2.9.3 Dimensiones de cabos de amarre ... 40
ANEXO. SIMULACIÓN CFD ... 43
3 JUSTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PANTALÁN DE UHPC ... 49
3.1 ALCANCE Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ... 49
3.2 NORMATIVA ... 51
3.3 HORMIGÓN DE MUY ALTO RENDIMIENTO (HMAR O UHPC) ... 52
3.3.1 Comportamiento mecánico de HMAR ... 54
3.3.2 Durabilidad del HMAR ... 56
3.4 BASES DE CÁLCULO ... 60
3.4.1 Hormigón de Muy Alto Rendimiento ... 60
3.4.2 Acero corrugado para armaduras pasivas ... 63
3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL ... 64
3.5.1 Área eficaz ... 64
3.5.2 Longitudes de anclaje y solape ... 65
3.5.3 Capacidad resistente a flexión de la pieza positiva y negativa en el plano vertical 68
3.5.4 Capacidad resistente a flexión de la pieza positiva y negativa en el plano horizontal ... 72
3.5.5 Capacidad resistente a corte de la pieza en el plano horizontal ... 74
3.5.6 Capacidad de la losa superior e inferior a flexión ... 75
3.5.7 Cuadro resumen de resistencias ... 75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades mecánicas 5
Tabla 2. Valores de cálculo 12
Tabla 3.Criterios de diseño 13
Tabla 4. Cargas gravitatorias 16
Tabla 5. Corrección de la velocidad básica del viento en función del periodo de retorno. 16
Tabla 6. Coeficientes para tipo de entorno. 19
Tabla 7. Valores recomendados para coeficientes de presión sobre parámetros verticales. 21
Tabla 8. Coeficientes de presión 21
Tabla 9. Carga de viento lateral 21
Tabla 10. Coeficientes de fricción por tipo de superficie. 22
Tabla 11. Fuerzas de fricción 23
Tabla 12. Carga de viento resultante 23
Tabla 13. Amplitud de ola según criterio de Bureau of Reclamation 1992 24
Tabla 14. Amplitud de ola según el criterio del Beach Erosion Board 25
Tabla 15. Periodo de ola 25
Tabla 16. Longitud de onda 25
Tabla 17. Área de la parte hundida del flotador 26
Tabla 18. Carga de oleaje resultante 26
Tabla 19. Cargas de corriente 27
Tabla 20. Resultante de fuerzas viento, oleaje y corriente 27
Tabla 21. Flotabilidad Unidad Flotante 30
Tabla 22. Flotabilidad Unidad Flotante 30
Tabla 23. Flotabilidad del sistema 31
Tabla 24. Carga de nieve corregida 31
Tabla 25. Flotabilidad vs Cargas verticales 32
Tabla 26. Numero de amarres por carga 34
Tabla 27. Número de anclajes por distancia (*) 34
Tabla 28. Fuerzas soportadas por cada anclaje. 36
Tabla 29. Resultante sobre la línea de fondeo 36
Tabla 30. Componentes horizontal y vertical de T 36
Tabla 31. Pesos teóricos de los muertos por orientación 37
Tabla 32. Peso final de los muertos de hormigón 37
Tabla 33. Carga de rotura de los cabos de amarre 40
Tabla 34. Diámetros de los cabos de amarre 41
Tabla 35. Unidades de amarre elástico 42
Tabla 36. Rango típico de dosificaciones y propiedades del HMAR 53
Tabla 37. Propiedades del HMAR 57

Tabla 38. Ambiente de exposición del pantalán 57
Tabla 39. Recubrimientos mínimos según clase estructural (Tabla 4.202 NF P18-710:2016-04) 58
Tabla 40. Abertura de fisura máxima (Tabla 5.1.1.2 EHE-08) 59
Tabla 41. Limitación de abertura de fisura (Tabla 7.201 de la NF P 18-710) 59
Tabla 42.Propiedades resistentes en plano vertical 69
Tabla 43. Propiedades resistentes en plano horizontal 73
Tabla 44. Parámetros de diseño 75
Tabla 45.Propiedades resistentes 75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Unidad flotante, flotador principal y secundario. 2
Figura 2. Mapeo de espesores del flotador principal 2
Figura 3. Condiciones de contorno y aplicación de cargas sobre flotador principal 5
Figura 4. Condiciones de contorno y aplicación de cargas sobre flotador secundario 6
Figura 5. Análisis de esfuerzo – Tensiones Von Mises 7
Figura 6. Análisis CAE – Análisis por elementos finitos 8
Figura 7. Análisis de deformaciones absolutas 9
Figura 8. Análisis de esfuerzo – Tensiones Von Mises 10
Figura 9. Análisis por elementos finitos 11
Figura 10. Análisis de deformaciones absolutas 11
Figura 11. Levantamiento topográfico 14
Figura 12. Cargas verticales 15
Figura 13. Cargas horizontales 15
Figura 14. Acciones de viento. 20
Figura 15. Esquema de presiones - Cuerpo parcialmente suspendido 28
Figura 16. Relación entre calado y flotabilidad 29
Figura 17. Anclaje a fondo 32
Figura 18. Sistema de amarre con barras 33
Figura 19. Fuerzas sobre anclaje a fondo 35
Figura 20. Sistema de amarre elástico atenuadora de olas 42
Figura 21. Direcciones de viento utilizadas en el CFD 43
Figura 22. Volumen de control para CFD 44
Figura 23. Calado del flotador 45
Figura 24. Coeficientes adimensionales para viento a 0º 46
Figura 25. Coeficientes adimensionales para viento a 180º 47
Figura 26. Coeficientes adimensionales para viento a 90º 48
Figura 27. Geometría exterior del Pantalán de 1680 x 510 mm 49

Figura 28. Sección de la pieza por el aligeramiento 50
Figura 29. Armado del Pantalán..... 50
Figura 30. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras característico 55
Figura 31. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras medio..... 56
Figura 32 Ley constitutiva característica a compresión. 61
Figura 33. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras característico 62
Figura 34. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras medio..... 62
Figura 35. Criterios de ejes para la flexión de la pieza 65
Figura 36. Sección eficaz para el cálculo para la felxión de eje “y” (arriba) y de eje “z” (abajo). Cotas en mm. 65
Figura 37. Distribución de empalmes en la pieza 66
Figura 38. Sección utilizada para el análisis seccional en flexión de eje “y” 69
Figura 39. Distribución de tensiones en ELU para flexión positiva de eje “y”..... 70
Figura 40. Distribución de tensiones en ELU para flexión negativa de eje “y” 70
Figura 41. Distribución de tensiones en ELS para flexión positiva de eje “y” 71
Figura 42. Distribución de tensiones en ELS para flexión negativa de eje “y”..... 71
Figura 43. Sección utilizada para el análisis seccional en flexión de eje “y” 72
Figura 44. Distribución de tensiones en ELU para flexión positiva de eje “z”..... 73
Figura 45. Distribución de tensiones en ELU para flexión negativa de eje “z” 73
Figura 46. Distribución de tensiones en ELS para flexión positiva de eje “z” 74
Figura 47. Distribución de tensiones en ELS para flexión negativa de eje “y”..... 74

1 CALCULO DE FLOTADORES ANÁLISIS CAE - ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

1.1 OBJETO

El objeto de presente documento es el análisis de los distintos elementos que componen el sistema solar flotante. En concreto, contempla el análisis del comportamiento del flotador principal (soporte de los paneles FV) y secundarios (destinados al tránsito del personal de mantenimiento y a albergar las canalizaciones eléctricas).

Se ha realizado un análisis de elementos finitos de los dos flotadores mediante la utilización del módulo de Simulación CAE de SolidWorks.

1.2 GEOMETRÍA

1.2.1 Flotador principal

Se propone como flotador principal a utilizar en la estructura flotante una pieza plástica, de planta rectangular, de dimensiones 1160 x 935 mm, de geometría cóncava, que le confiere de flotabilidad y minimiza el uso de material termoplástico en su construcción. Con objeto de posibilitar el montaje inclinado de los paneles FV la pieza generará un plano inclinado a 5º sin la necesidad de utilizar elementos para sobre elevarlos.

Cada panel FV, dispuesto en posición horizontal, dispondrá de dos flotadores principales espaciados entre ellos y dispuesto en los extremos del mismo, de forma que se aumente la estabilidad del conjunto o unidad flotante (unidad básica de la estructura flotante).

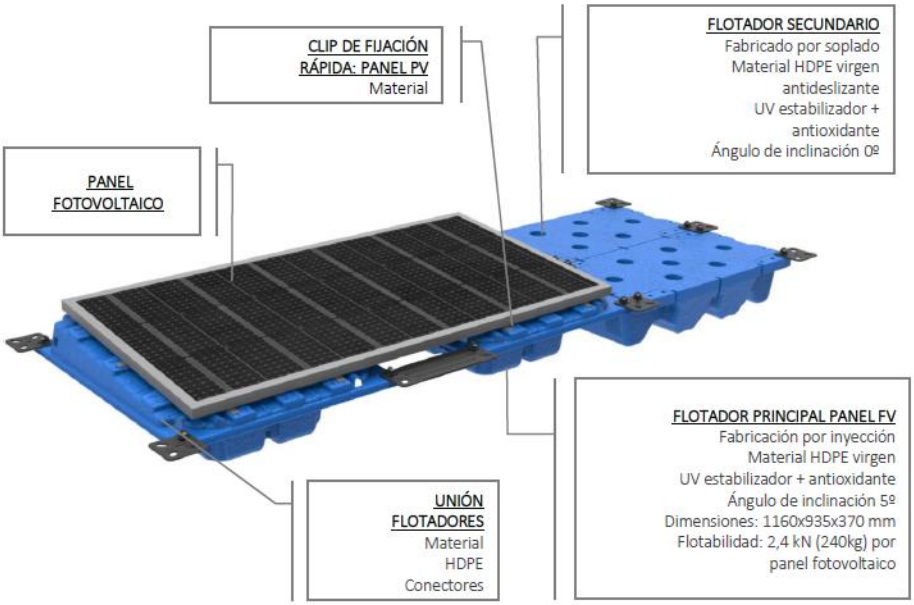


Figura 1. Unidad flotante, flotador principal y secundario.

Para soportar las cargas a las que estará sometido, se construirá un flotador con espesores variables según zona. De forma general, dispondrá de un espesor en su parte inferior de 3 mm, en la zona que le confiere de flotabilidad a la pieza y en contacto con el agua, un espesor de su parte superior de 4 mm para soportar las cargas verticales y horizontales a las que va estar sometido, derivadas de las acciones de viento, nieve, corrientes, oleaje y sobrecargas de montaje, operación y mantenimiento y espesores de 5 mm en la zona de esquinas para soportar la trasmisión de cargas de unos a otros.

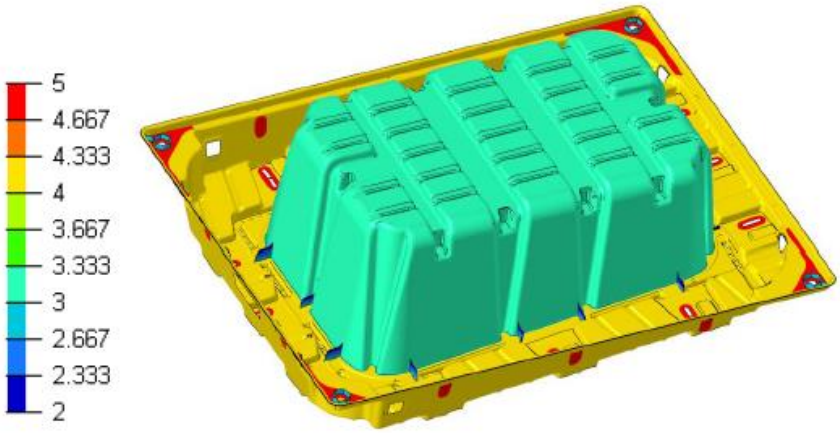


Figura 2. Mapeo de espesores del flotador principal

1.2.2 Flotador secundario

Se propone como flotador secundario a utilizar en la estructura flotante una pieza plástica prismática de planta rectangular, de dimensiones en planta de 1095 x 575 mm y 240 mm de altura. Las dimensiones propuestas permitirán la modularidad y compatibilidad con los principales y las unidades flotantes, tal y como se aprecia en la figura 1.

Para soportar las cargas a las que estará sometido, se construirá un flotador de espesor variable según zonas. La parte superior tendrá espesores superiores a 3,75 mm para soportar las cargas verticales y horizontales a las que va estar sometido, derivadas de las acciones de viento, nieve, corrientes, oleaje y sobrecargas de montaje, operación y mantenimiento, operación y mantenimiento. La parte inferior en contacto con el agua tendrá espesores superiores a 1,50 mm

1.3 MALLADO DE PIEZAS

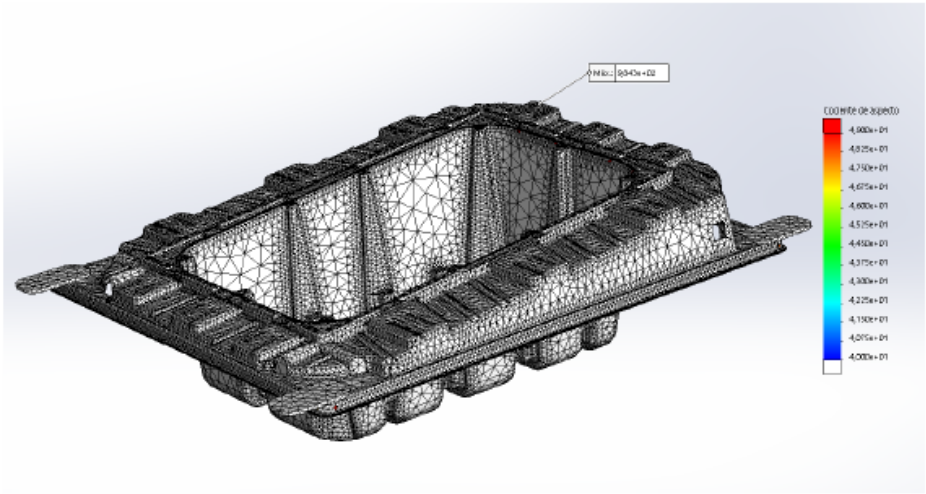
Las piezas plásticas se modelizan con elementos triangulares de 3 nodos. El elemento tiene seis grados de libertad por nodo: desplazamientos en las direcciones nodales x, y, z y asimismo, rotaciones respecto a estos tres ejes. Su formulación permite realizar tanto un cálculo estático lineal como no lineal (material, geométrica).

En cuanto a la técnica de mallado automático, se utiliza un algoritmo de generación que interpola geometrías entre contornos con posibilidad de refinamiento de la malla en aquellos puntos que la geometría así lo exija. Para cada una de las mallas generadas los criterios automáticos de generación de la malla aseguran la calidad de la malla basándose en límites específicos del error.

A continuación, se muestran las características de los mallados de ambos flotadores.

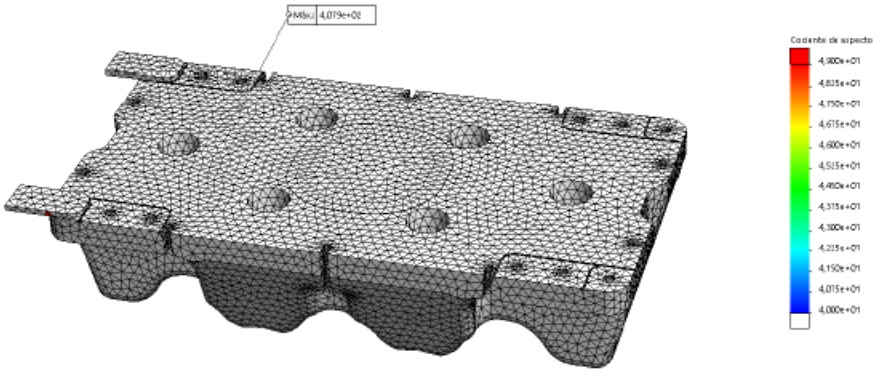
1.3.1 Mallado del flotador principal

Modelo	N° elementos	N° nodos	Puntos Jacobianos	Tamaño max. elemento	Tamaño min. elemento
FLOTADOR PRINCIPAL	186.183	369.219	29	45 mm	9 mm



1.3.2 Mallado del flotador secundario

Modelo	N° elementos	N° nodos	Puntos Jacobianos	Tamaño max. elemento	Tamaño min. elemento
FLOTADOR SECUNDARIO	57.678	114.959	16	20 mm	4 mm



1.4 MATERIALES

Para la construcción de los flotadores se han seleccionado materiales comerciales. Se utilizará polietileno de alta densidad (HDPE) con las siguientes propiedades mecánicas, las cuales se especifican en la siguiente tabla, para ambos flotadores:

Tabla 1. Propiedades mecánicas

Propiedad mecánica		Flotador Principal (HDPE Inyección)	Flotador Principal (HDPE Soplado)
ρ_p	Densidad	960 kg/m^3	960 kg/m^3
σ_y	Tensión de fluencia	27 MPa	22.8 MPa
σ_r	Tensión última (rotura)	31 MPa	36.5 MPa
ε_y	Alargamiento punto de fluencia	5%	6%
E_m	Módulo de flexión	1400 MPa	855 MPa
μ	Coeficiente Poisson	0.40	0.40

1.5 CONDICIONES DE CONTORNO

1.5.1 Flotador principal

En el análisis del flotador principal se ha introducido al modelo únicamente como condición de contorno la limitación de desplazamiento en el eje X (dirección de aplicación de las fuerzas de tracción) y desplazamiento en el eje Z las uniones en un extremo.

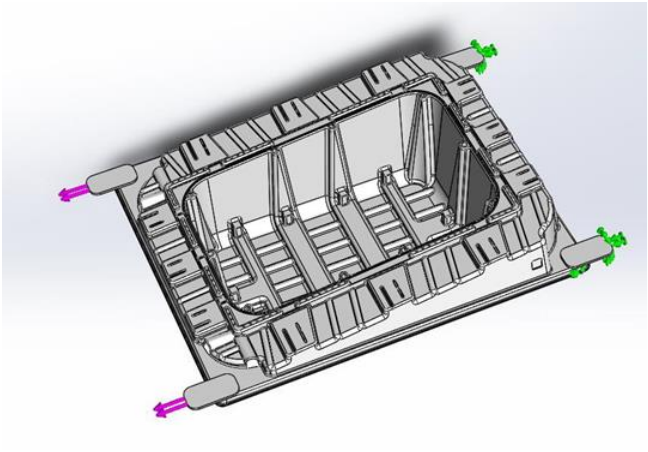


Figura 3. Condiciones de contorno y aplicación de cargas sobre flotador principal

1.5.2 Flotador secundario

En el análisis del flotador secundario se ha introducción al modelo como condiciones de contorno la limitación del desplazamiento de la base en el eje Z, y limitación de desplazamiento del eje X (dirección de aplicación de las fuerzas de tracción) de los puntos de unión y desplazamiento en el eje Y de los laterales en las uniones donde se aplica la carga de tracción.

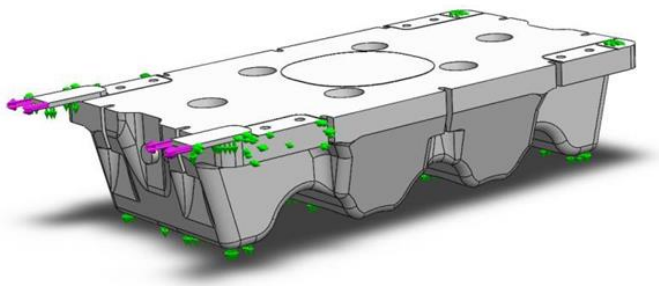


Figura 4. Condiciones de contorno y aplicación de cargas sobre flotador secundario

1.6 APLICACIONES DE CARGA

1.6.1 Flotador principal

Sobre el flotado principal se aplican cargas sobre las uniones opuestas a las que se ha limitado el desplazamiento en el eje X. Las cargas se aplicarán en la dirección X, produciendo una tracción sobre la pieza y se aplicarán en la misma cuantían en las dos esquinas de la pieza (flechas magenta de la Figura 3).

La magnitud de la carga se ha ido incrementando en análisis sucesivos hasta determinar la carga máxima que puede soportar de la pieza con el diseño y materiales propuesto.

1.6.2 Flotador secundario

Sobre el flotador secundario se aplican:

1- **Cargas de tracción**. Estas se aplicarán en las uniones opuestas a las que sea limitado el desplazamiento en el eje X. Las cargas se aplicarán en la dirección del eje X produciendo una tracción sobre la pieza y se aplicarán en la misma cuantían en las dos esquinas de la pieza (flechas magenta de la Figura 4)
   La magnitud de la carga se ha ido incrementando en análisis sucesivos hasta determinar la carga máxima que puede soportar pieza con el diseño y materiales propuesto.

2- **Cargas compresión**. Se aplicará carga a compresión en el eje Z, centrada en el flotador y sobre una zona de 300 mm de diámetro, equivalente al peso de una persona transitando sobre el mismo. Se establece como carga de diseño 100 kg.

1.7 RESULTADOS

1.7.1 Flotador principal.

El flotador principal ha sido analizado con fuerza de tracción creciente hasta una carga de 2.000 kg (20 kN). La pieza sometida a estar de tracción presenta tensiones de Von Mises puntualmente elevadas en las esquinas, donde se prevé que empiecen efectos localizados de plastificación del material y redistribución de tensión.

En cuanto a las deformaciones de la pieza, se observan deformaciones máximas bajo carga máxima de 18,54 mm. En la zona de anclaje del panel y bajo carga de 2.000 kg se observan absolutas de 12,47 mm en la parte inferior del plano/marco de apoyo y de 12,40 mm en la parte superior del mismo, lo que supone una deformación de 0,07 mm del plano de apoyo, valor completamente aceptable dadas las holguras de diseño entre el marco de placa y los flotadores, y entre el marco de la placa y los clips de fijación.

Esta carga de 2.000 kg (20 kN) a los efectos de diseño será considerada de rotura o carga máxima, utilizando como valor de cálculo en estados límites últimos de 1.000 kg (10 KN), considerando un coeficiente parcial de seguridad igual a 2, es decir, considerando una tensión de máxima de trabajo de 15,5 MPa. Este coeficiente parcial de seguridad del material tiene en consideración la degradación del material a lo largo de la vida útil perseguida para el producto (25 años para el diseño que nos ocupa) así como la variación de la tensión de fluencia del material a las distintas temperaturas.

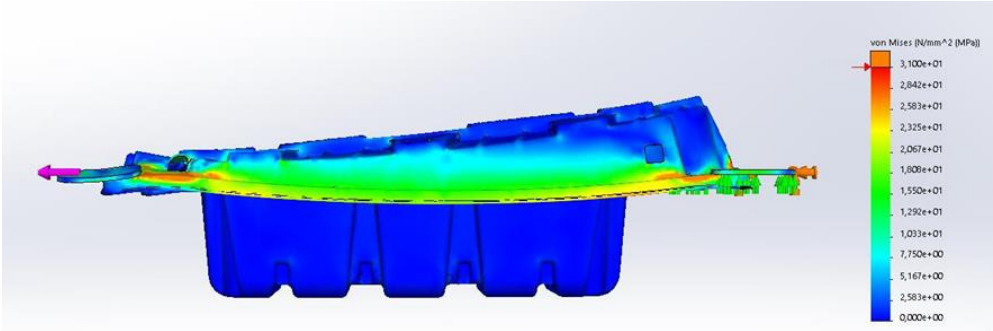


Figura 5. Análisis de esfuerzo – Tensiones Von Mises

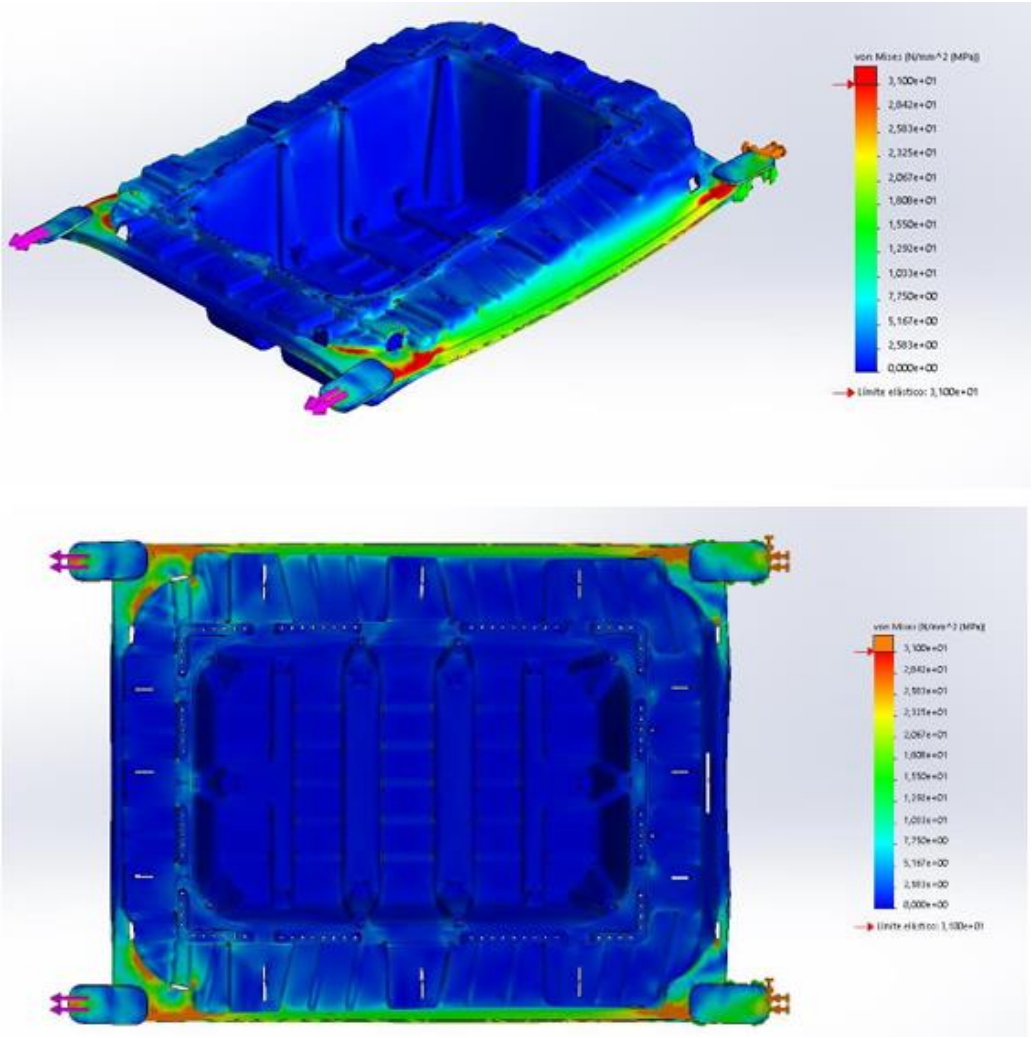


Figura 6. Análisis CAE – Análisis por elementos finitos

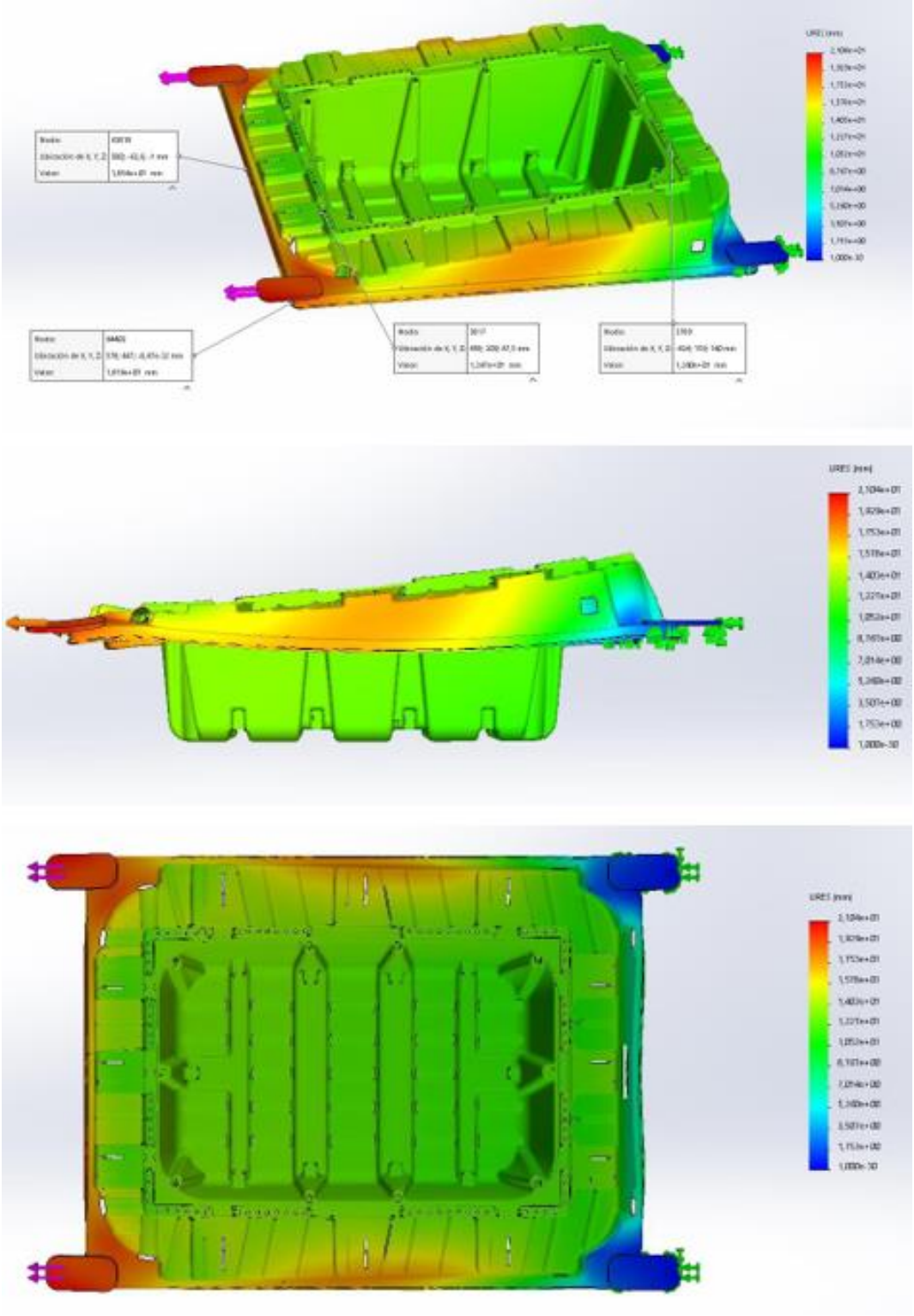


Figura 7. Análisis de deformaciones absolutas

1.7.2 Flotadores secundarios

El flotador secundario ha sido analizado con fuerza de tracción creciente hasta una carga de 3.000 kg (30 kN). La pieza sometida a estar de tracción presenta tensiones de Von Mises puntualmente elevadas en las esquinas, donde se prevé que empiecen efectos localizados de plastificación del material y redistribución de tensión.

En cuanto a las deformaciones de la pieza, se observan deformaciones máximas bajo carga máxima de 21,31 mm. Estas deformaciones son completamente aceptables con las holguras con las que ha sido diseñado el sistema y sus componentes.

Esta carga de 3.000 kg (30 kN) a los efectos de diseño será considerada de rotura o carga máxima, utilizando como valor de cálculo en estados límites últimos de 1.500 kg (15 kN), considerando un coeficiente parcial de seguridad igual a 2, es decir, considerando una tensión de máxima de trabajo de 18,5 MPa. Este coeficiente parcial de seguridad del material tiene en consideración la degradación del material a lo largo de la vida útil perseguida para el producto (25 años para el diseño que nos ocupa) así como la variación de la tensión de fluencia del material a las distintas temperaturas.

Finalmente, el flotador secundario ha sido analizado a carga vertical de compresión en la zona central, en un círculo de 300 mm de diámetro y aplicando una carga de 100 kg. Ese estado tensional de la pieza sometida a esta carga se encuentra muy por debajo de las tensiones máxima, del orden de 9 MPA. Las deformaciones máximas se concentran, evidentemente, en la zona central del área de aplicación de la carga, con un máximo de 21 mm, es decir 1/20 de la luz entre los apoyos centrales. Se considera este valor aceptable, ya que a la vista del estado tensional las deformaciones no serán permanentes tras dejar de someter la carga.

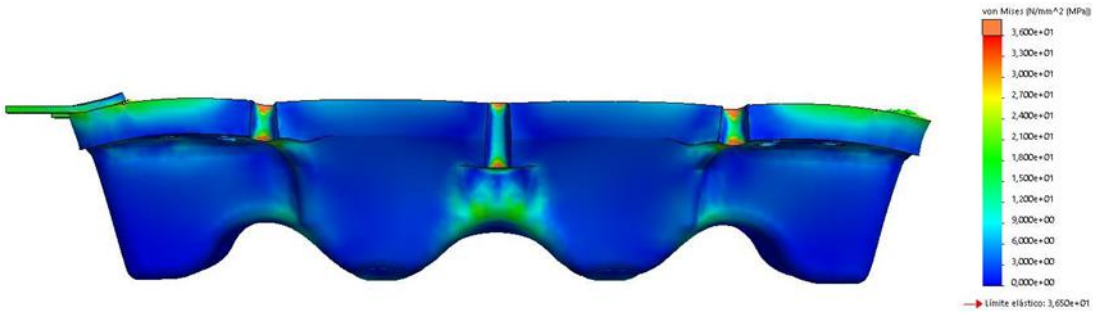


Figura 8. Análisis de esfuerzo – Tensiones Von Mises

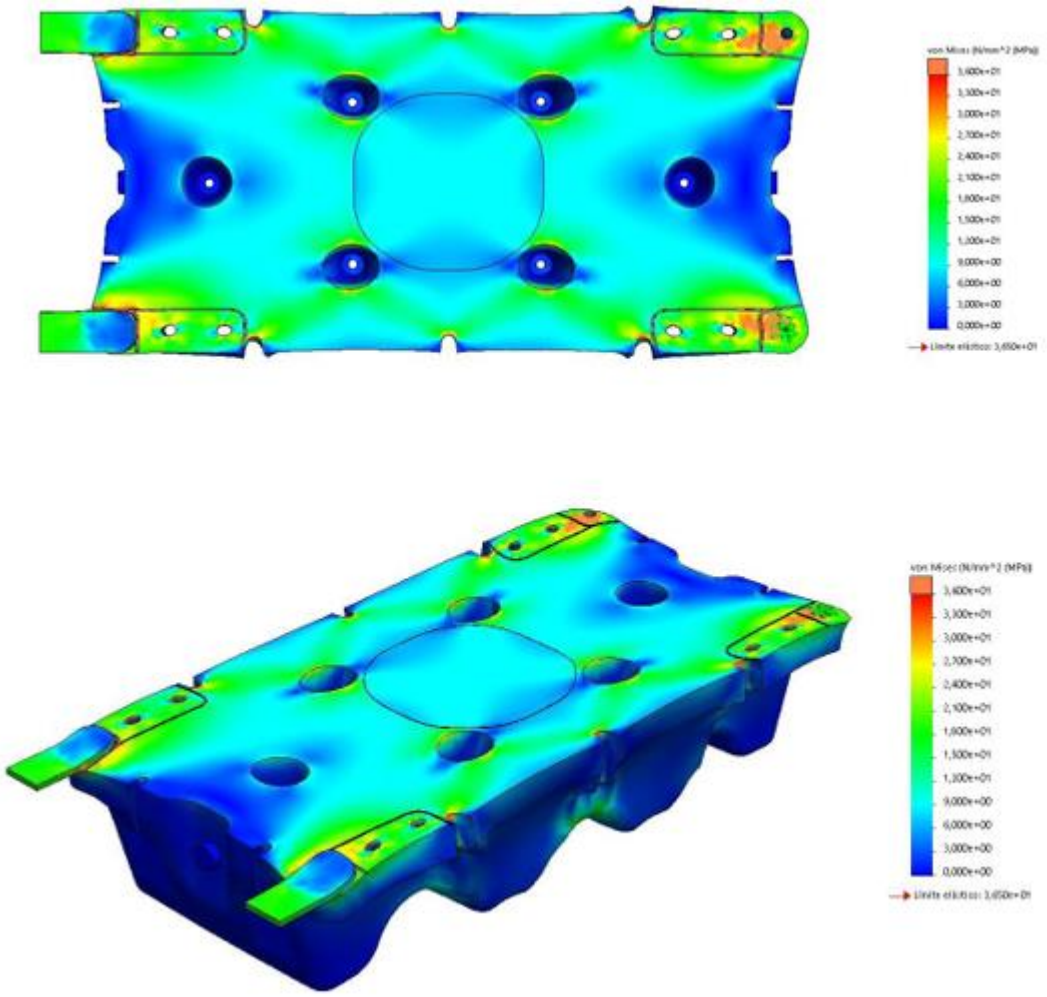


Figura 9. Análisis por elementos finitos

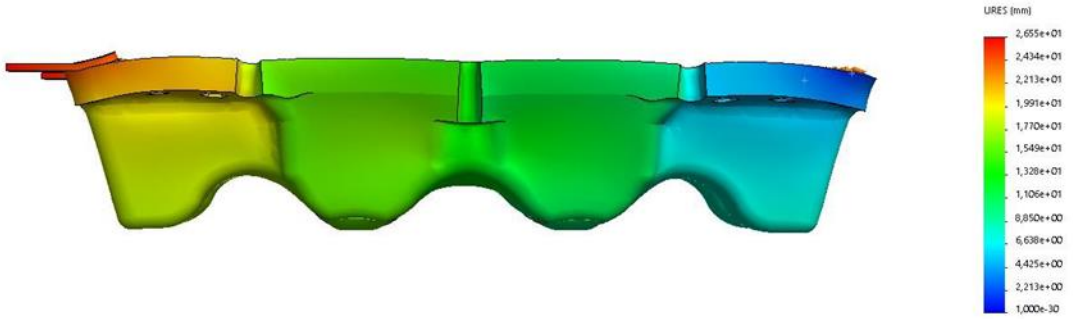


Figura 10. Análisis de deformaciones absolutas

1.8 CONCLUSIONES

Tras el análisis de elementos finitos realizados se puede establecer para cada una de las piezas las siguientes cargas máximas, valores de cálculo de estados límites últimos.

Tabla 2. Valores de cálculo

Pieza	Carga Máxima (kN)	Valor de Cálculo E.L.U (kN)
Flotador Principal	20,00	10,00
Flotador Secundario	30,00	15,00

***Coeficiente parcial de seguridad material = 2**

2 DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA FLOTANTE, ANCLAJE Y SISTEMA DE AMARRE

2.1 OBJETO

El objeto del presente documento es determinar las cargas a la que va a estar sometida la estructura flotante (acciones constantes, acciones de viento y nieve), verificar el comportamiento mecánico de la estructura sometida a las mismas y realizar el cálculo y el diseño del sistema de amarre y anclaje.

2.2 ANTECEDENTES

Se plantea la construcción de una planta solar flotante en un embalse en Villagonzalo, en la provincia Badajoz.

La potencia estimada de la planta es de 1,9 MW, instalados en dos islas situadas en las partes Este (Isla 2) y Oeste (Isla 1) del embalse.

2.3 ANÁLISIS DE DATOS HIDRODINÁMICOS/HIDROLÓGICOS

No se dispone de datos hídricos históricos del embalse, por lo que, para la determinación de los niveles de agua máximos y mínimos, necesarios para el diseño de la plataforma, se partirá del levantamiento topográfico proporcionado por el cliente.

En dicho levantamiento topográfico se indica que el nivel mínimo del embalse es 253 m.s.n.m, y el nivel máximo es de 259 m.s.n.m., por lo que existirá una variación de nivel de 6m. Estos valores son determinantes a la hora de determinar la ubicación y geometría de la planta.

2.4 CRITERIO DE DISEÑO

A continuación, se detallen los criterios básicos de diseño obtenidos a partir de la información proporcionada por el cliente, y de datos climatológicos propios de la ubicación del proyecto.

Tabla 3.Criterios de diseño

Tipo de masa de agua	Embalse
Nivel máximo de agua (msnm)	259
Nivel mínimo de agua (msnm)	253
Velocidad de viento para el diseño (m/s)	29
Carga de nieve (kN/m^2)	0,33

2.5 ANÁLISIS BARIMÉTRICO

No se dispone de datos batimétricos del embalse, pero del levantamiento topográfico mencionado anteriormente puede extraerse que la zona del fondo es una superficie relativamente plana y uniforme, y que los taludes tienen una pendiente muy suave.

Al tratarse de un embalse pequeño, gestionado por una Comunidad de Regantes, se ha procedido a su vaciado en repetidas ocasiones, por lo que su morfología es conocida y, según información del cliente, no existen obstáculos de gran envergadura que puedan poner en riesgo la integridad de la plataforma en caso de que exista un vaciado por debajo del nivel mínimo, y ésta entre en contacto con el fondo.

La siguiente imagen muestra la topografía de la zona.

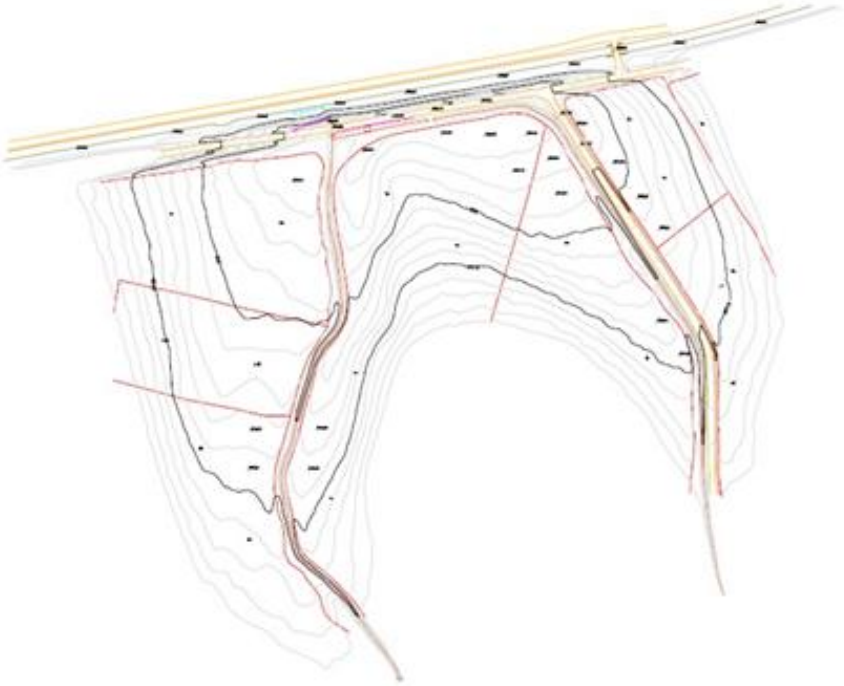


Figura 11. Levantamiento topográfico

Como puede observarse, el embalse tiene una topografía relativamente compleja, lo que ha obligado a dividir la planta en dos islas separadas, por la imposibilidad de ocupar la zona central.

Los taludes tienen pendientes suaves, y las profundidades no son muy elevadas, por lo que la instalación de los anclajes, que como se verá más adelante serán a fondo, no debería ser muy complicada.

2.6 ACCIONES

La plataforma solar flotante está sometida a distintos tipos de cargas, que deben ser soportadas por la propia flotabilidad del sistema y por las estructuras de anclaje y amarre.

De forma simplificada, la flotabilidad del sistema será la responsable de soportar las acciones verticales, que básicamente estarán generadas por las cargas gravitatorias derivadas del peso propio de la unidad flotante, el peso de los paneles fotovoltaicos y el peso de la nieve en su caso.

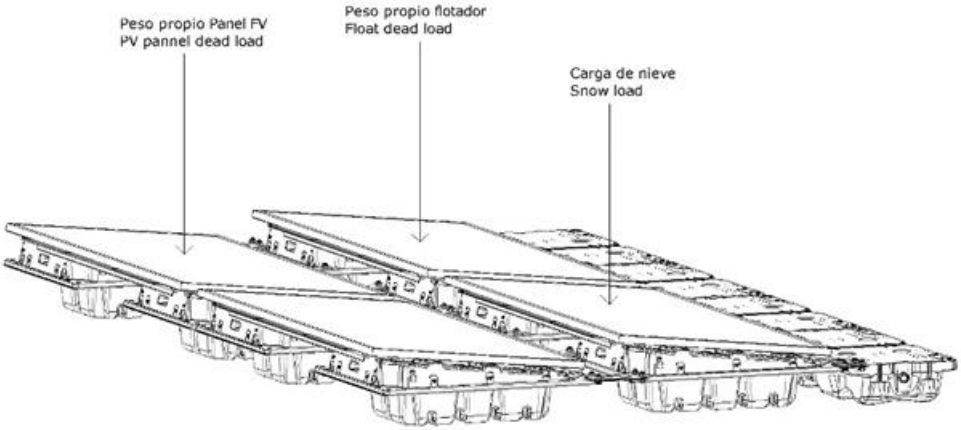


Figura 12. Cargas verticales

Por otro lado, los sistemas de anclaje y amarre deberán soportar las cargas con componente horizontal, que en este caso serán las cargas de viento, las cargas de oleaje y las cargas de corriente.

Por su parte, el viento generará dos efectos sobre la plataforma. Por un lado, asimilando el sistema a un paramento vertical, se obtiene una componente horizontal de empuje puro. Por otro lado, tomándolo como una cubierta se genera una componente horizontal de rozamiento, así como un empuje vertical.

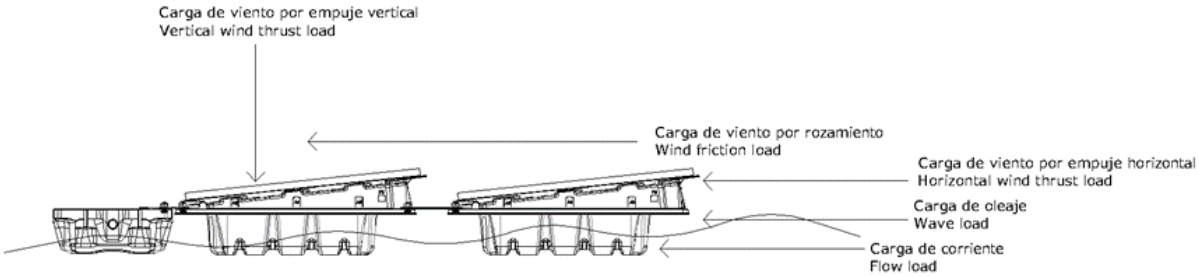


Figura 13. Cargas horizontales

A partir de aquí, los cálculos de las cargas correspondientes sobre la cubierta solar flotante se fundamentan en la siguiente normativa:

- CTE-SE_AE, EC1: Acciones en las Estructuras.
- EUROCODIGO 1991-1-4: Viento.

2.7 CÁLCULO DE CARGAS

2.7.1 Cargas gravitatorias

Las acciones verticales que solicitan al conjunto de la plataforma flotante, así como su magnitud se recogen en la siguiente Tabla 1:

Tabla 4. Cargas gravitatorias

Peso propio Flotador	0,08 kN
Peso paneles FV	0,227 kN
Carga de nieve	0,22 kN/m^2

2.7.2 Cargas de viento

A partir de los datos climatológicos de las localizaciones concretas de cada instalación se calculan las fuerzas máximas de viento, teniendo en cuenta los procedimientos descritos en el EUROCÓDIGO 1991-4: Viento.

Se debe tener en cuenta que la acción del viento es variable dependiendo de la forma y de las dimensiones de la construcción, del entorno en el que se encuentre localizada y de las características propias del viento, por lo que para simplificar los cálculos y garantizar la seguridad, en general se estiman las situaciones más desfavorables.

2.7.2.1 Periodo de retorno

Se ha adoptado un periodo de retorno de 35 años, a pesar de que la vida útil esperada de la plataforma es de 25 años. Este valor afecta al cálculo de la velocidad básica del viento, aplicando los valores de corrección que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 5. Corrección de la velocidad básica del viento en función del periodo de retorno.

Fuente:CTE

Periodo de retorno (años)	1	2	5	10	20	50	200
Coeficiente corrector	0,41	0,78	0,85	0,90	0,95	1,00	1,08

2.7.2.2 Direcciones del viento

Aunque en cada localización el viento dominante será uno en concreto, se considera la misma velocidad máxima para todas las direcciones de viento.

2.7.2.3 Cálculo del viento de diseño

- **CONSIDERACIONES Y REGULACIÓN**

Para calcular la velocidad máxima del viento se ha utilizado el EUROCODIGO 1 (EN 1991-1-4:2005/A1:2010). No obstante, el cálculo de las fuerzas de viento no resulta sencillo y debido a la falta de normativa dedicada al sector de la energía solar flotante, se han tenido que realizar una serie de supuestos y aproximaciones para poder calcular las fuerzas resultantes sobre la plataforma.

Para ello se ha realizado un cálculo estático suponiendo que la plataforma es una estructura fija, a partir de las directrices establecidas en el EUROCÓDIGO, y posteriormente se han validado estos cálculos a través de una simulación de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD), obteniendo como resultado que las hipótesis adoptadas resultaban coherentes.

- **VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO**

De acuerdo con el EUROCODE 1, se debe determinar la velocidad básica del viento en la localización de la planta solar flotante, a partir de la velocidad básica fundamental. Esta es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos en una zona plana y desprotegida frente al viento a una altura de 10 metros sobre el suelo, y se obtiene a partir de datos climatológicos.

La velocidad básica fundamental del viento adoptada es 29 m/s.

A partir de éstas, calculamos la velocidad básica del viento (vb) teniendo en cuenta el factor direccional (C_{dir}) y el factor estacional (C_{season}), tomando un valor recomendado de 1.

Se puede calcular la velocidad básica del viento a partir de la siguiente ecuación:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} \rightarrow v_b = 1 * 1 * 29 = \mathbf{29\ m/s}$$

- **VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO**

La velocidad media del viento a una altura z sobre el terreno depende del factor de rugosidad y de la orografía. El factor de rugosidad del terreno (C_r) tiene en cuenta la altura sobre el nivel del suelo y la propia rugosidad. Depende de la categoría del terreno y, normalmente, para la zona II: *Áreas con vegetación baja, como hierba, y obstáculos aislados (árboles, edificaciones) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos*, se toma C_r= 1.0.

El coeficiente orográfico o topográfico (C_o) incluye los efectos de aumento de la velocidad del viento en función de la orografía del terreno (colinas, escarpaduras, taludes, etc.) Normalmente se

establece que C_o = 1.0, porque el cuerpo de agua no se encuentra en la cima de una colina o debajo de una cresta.

Con esto, la velocidad media del viento se calcula como:

$$v_m(z) = C_r(z) * \ C_o(z) * v_b \ \rightarrow \ v_b \ = 1 * 1 * 29 = \mathbf{29\ m/s}$$

- **PRESIÓN DEL VIENTO**

La presión del viento sobre la planta (q_p) depende de:

- Coeficiente de exposición en la altura z (C_e)
- Presión básica del viento (q_b)

Según el EUROCODE 1, la fórmula a aplicar es:

$$q_p(z) = C_e(z) * \ q_b$$

La presión básica del viento (q_b) o presión dinámica se calcula teniendo en cuenta el valor básico de la velocidad y la densidad del aire.

Puede adoptarse un valor de la densidad del aire (δ) de 1,25 kg/m^3.

La fórmula que se aplica según el EUROCODE 1 es:

$$q_b = 0{,}5 * \delta * \ v_b^2 \ \rightarrow \ q_b = 0{,}5 * 1{,}25 * 29^2 = \mathbf{525,62\,\frac{N}{m^2} = 52,56\,\frac{kg}{m^2}}$$

En cuanto al coeficiente de exposición (C_e), se calcula a partir del grado de aspereza que depende a su vez de la zona de ubicación de la planta y de la altura de coronación.

$$C_e = F * (F + 7 * k)$$

$$F = k * Ln\ (\frac{\max(z, Z)}{L})$$

De la siguiente tabla obtenemos los parámetros necesarios para calcular el coeficiente de rugosidad (F):

Tabla 6. Coeficientes para tipo de entorno.

Fuente:CTE

	Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
		k	L (m)	Z (m)
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Sabiendo que nuestras ubicaciones corresponden con la Zona II: Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia, aplicamos las fórmulas correspondientes para obtener C_e.

Para una altura de 0,01 metro:

$$F = k \cdot \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right) = 0{,}17 \cdot \ln\left(\frac{1}{0{,}01}\right) = 0{,}7829$$

$$c_e = F \cdot (F + 7 \cdot k) = 0{,}7829 \cdot (0{,}7829 + 7 \cdot 0{,}17) = 1{,}54$$

Y, por tanto, la presión del viento a 1 metro de altura será:

$$q_p = c_e \cdot q_b = 1{,}54 \cdot 525{,}62 = \mathbf{809{,}45\ \frac{N}{m^2} = 80{,}95 \frac{kg}{m^2}}$$

- **VELOCIDAD MÁXIMA DEL VIENTO**

La velocidad máxima del viento se obtiene a partir del coeficiente de exposición, calculado en el apartado anterior. También se tiene en cuenta el factor de probabilidad (f_p) que toma un valor de 0,97, correspondiente a la probabilidad de superación anual de 0,028 (es decir, 1 año cada 35 años). Esta velocidad es la que realmente está siendo aplicada sobre la planta solar flotante y la calculamos a partir de la fórmula:

$$v_p\,(z) = \sqrt{C_e(z)} \cdot v_m \cdot f_p \rightarrow \sqrt{1{,}54} \cdot 29 \cdot 0{,}97 = \mathbf{34{,}9 \frac{m}{s} = 125{,}67 \frac{km}{h}}$$

2.7.3 Análisis de las fuerzas del viento sobre la plataforma flotante

2.7.3.1 Planteamiento del Eurocódigo

Al no existir una regulación concreta para el caso de plataformas flotantes, el cálculo de la acción del viento sobre el sistema se realiza tomando en consideración la normativa para edificaciones. Este cálculo se realiza mediante la combinación de dos tipos de esfuerzos: el esfuerzo sobre paramentos verticales, que generará una carga por empuje, y el esfuerzo sobre cubiertas, que generará una carga por rozamiento.

Para el caso de las cubiertas, el cálculo de las fuerzas de viento se realiza asimilando la planta a una cubierta plana rugosa, debido a su gran superficie, y a la baja inclinación de los módulos.

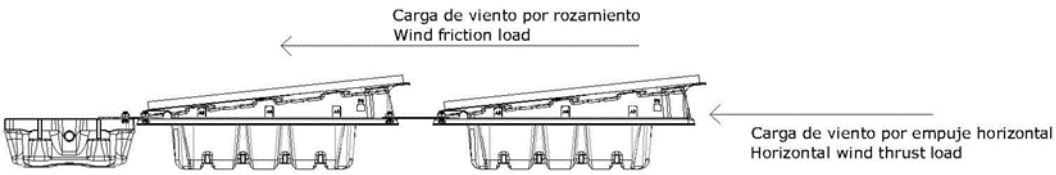


Figura 14. Acciones de viento.

Finalmente se calcula la resultante de ambos esfuerzos, y se obtiene la acción final del viento sobre la plataforma.

- **CÁLCULO DE ESFUERZOS DEL VIENTO SOBRE PARÁMETROS VERTICALES**

En este apartado, se estudian los esfuerzos del viento sobre los paramentos verticales a barlovento y a sotavento.

A partir de la siguiente tabla, y partiendo de una relación h/d (altura expuesta al viento/anchura expuesta al viento) de 0,14, se pueden obtener los coeficientes de presión, sobre las zonas de exposición indicadas en la Figura 1.

Para el presente cálculo sólo se tienen en cuenta las zonas de exposición D y E, ya que las zonas A, B y C

Tabla 7. Valores recomendados para coeficientes de presión sobre parámetros verticales.

Fuente: EUROCÓDIGO

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,5	
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	

De los valores de la tabla se considera el valor de Cpe10, que es el correspondiente a estructuras completas, frente al Cpe1, que corresponde a elementos simples. Según esto, se obtendrían los siguientes valores:

Tabla 8. Coeficientes de presión

Dirección del viento	NORTE – SUR		ESTE - OESTE	
Zona de exposición	D	E	D	E
C_{pe}	0.7	-0.3	0.7	-0.3

Una vez obtenidos los coeficientes de presión, se calculan las cargas del viento lateral sobre los paramentos verticales utilizando la expresión:

$$F_v = q_p \cdot \sum_i C_{pi} \cdot A_i$$

El área A_i corresponde a la superficie total vertical expuesta al viento en cada una de las direcciones.

Tabla 9. Carga de viento lateral

	ISLA 1				ISLA 2	
Dirección del viento	NORTE – SUR		ESTE - OESTE		NORTE – SUR	ESTE - OESTE
Zona de exposición	D	E	D	E	D	E
C_{pe}	0.7	-0.3	0.7	-0.3	0.7	-0.3
q_p	809,45				809,45	
Área exposición (m^2)	20,78		33,64		22,78	22,55
F_v (N)	17949,9		26499,8		17949,9	17765,3

- **CÁLCULO DE ESFUERZOS DEL VIENTO SOBRE CUBIERTAS. FUERZAS DE FRICCIÓN**

La baja pendiente del sistema (5º) y el gran tamaño de la planta flotante permiten calcular la acción del viento mediante fuerzas de fricción resultantes del rozamiento del viento en las superficies paralelas a las superficies exteriores.

En el apartado 7.5: Coeficientes de fricción del EUROCODE 1-4, encontramos los coeficientes de fricción (C_{fr}) utilizados en los cálculos:

Tabla 10. Coeficientes de fricción por tipo de superficie.

Fuente: EUROCODIGO

Tipo de superficie	Coeficiente de fricción (C_{fr})
Suave (acero, hormigón pulido, etc)	0,01
Rugosa (hormigón rugoso, alquitrán, etc)	0,02
Muy rugosa (ondulaciones, nervios, pliegues, etc)	0,04

Puede considerarse que la superficie de la plataforma solar flotante se encuentra entre los tipos Suave y Rugosa, dependiendo de su tamaño. Para instalaciones muy grandes puede aproximarse a una superficie suave, y para tamaños menores puede ser más parecido a una superficie rugosa. En cualquier caso, el coeficiente de fricción estará entre los valores de 0,01 y 0,02.

En este sentido, ISIGENERE ha realizado un estudio de fluidodinámica computacional (CFD) para su sistema flotante, obteniendo unos valores para estos coeficientes concordantes con los establecidos en la norma. Para este caso en concreto, los valores utilizados serán de 0,016 para la dirección Norte – Sur y de 0,011 para la dirección Este – Oeste. Los detalles del estudio pueden consultarse al final del presente documento, en el ANEXO SIMULACIÓN CFD.

Las fuerzas de fricción, una vez establecido dicho coeficiente, se calculan a partir de la siguiente ecuación, teniendo en cuenta que en este caso el área a considerar es la superficie total de la plataforma:

$$F_{fr} = C_{fr} \cdot q_p \cdot A_{fr}$$

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos para cada orientación.

Tabla 11. Fuerzas de fricción

	q_p (N/m^2)	A_{fr} (m^2)	NORTE-SUR C_{fr}=0,016	ESTE-OESTE C_{fr}=0,011
ISLA 1	809,45	7484,63	96936,4	64624,3
ISLA 2	809,45	5017,64	64985,5	43323,6

- **ESFUERZOS RESULTANTES**

La resultante final de carga de viento se obtiene por la combinación de ambos esfuerzos.

Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 12. Carga de viento resultante

	ISLA 1		ISLA 2	
Tipo de fuerza	Norte-Sur	Este-Oeste	Norte-Sur	Este-Oeste
Paramento vertical (kN)	17,95	26,499,8	17,95	17,76
Fricción (kN)	96,94	64,62	64,98	43,32
TOTAL (kN)	114,88	91,12	82,93	61,09

2.7.4 Cálculo de la fuerza de la ola sobre la plataforma flotante

Las cargas de oleaje se calculan a partir de la velocidad del viento y de la distancia máxima recorrida por el viento en un mismo tramo de agua sin obstáculos ó fetch (F). De ellos, podemos obtener la altura significativa de ola (Hs), el periodo (T) y la longitud de onda (L) para las diferentes direcciones. Una vez calculados estos factores, se puede obtener la carga de oleaje resultante.

Se debe tener en cuenta que, al existir dos islas diferentes, el fetch será diferente para cada una de ellas, por lo que deben tratarse por separado.

Existen varias metodologías y criterios para realizar estos cálculos, de las cuales se han seleccionado las dos más utilizadas. Una vez determinada la amplitud de ola por estos dos métodos se selecciona el valor más alto, y se procede al cálculo de la fuerza de ola sobre la plataforma.

2.7.4.1 *Cálculo Amplitud de la ola*

- **CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION 1992**

El Bureau of Reclamation es una entidad que engloba la construcción y gestión de grandes embalses, centrales hidroeléctricas, presas y obras hidrológicas en general, en el oeste de Estados Unidos.

Además, ha desarrollado una serie de documentos técnicos para el diseño de dichas construcciones, de los que se extrae la siguiente fórmula para calcular la amplitud de ola:

$$A = \frac{V_M^{1,23} \cdot \sqrt{F}}{87,3}$$

Donde A es la amplitud de ola (m), F es el fetch (km) y VM (m/s) es la velocidad media del viento, calculada como la mitad de la velocidad básica del viento.

La siguiente tabla resume los valores de altura de ola para las distintas localizaciones y orientaciones:

Tabla 13. Amplitud de ola según criterio de Bureau of Reclamation 1992

F: fetch (km) A: amplitud (m)	V_M (m/s)	NORTE		ESTE		SUR		OESTE	
		F	A	F	A	F	A	F	A
ISLA 1	14,5	40	0,06	150	0,12	150	0,12	50	0,07
ISLA 2	14,5	40	0,06	75	0,08	135	0,11	150	0,12

- **CRITERIO DEL BEACH EROSION BOARD**

El Beach Erosion Board es un organismo gubernamental, dependiente del Departamento de Defensa de los EEUU, cuya función principal es la protección frente a la erosión de las orillas en costas y lagos.

Para este organismo, la altura de ola se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$A = 0,0026 \cdot \frac{V_M^2}{g} \cdot \left(\frac{g \cdot F}{V_M^2}\right)^{0,47}$$

Y los valores por localización y orientación son los siguientes:

Tabla 14. Amplitud de ola según el criterio del Beach Erosion Board

F: fetch (m) A: amplitud (m)	V_M (m/s)	NORTE		ESTE		SUR		OESTE	
		F	A	F	A	F	A	F	A
ISLA 1	14,5	40	0,07	150	0,14	150	0,14	50	0,08
ISLA 2	14,5	40	0,07	75	0,10	135	0,13	150	0,14

2.7.4.2 Cálculo del periodo

El periodo de la ola, en segundos, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$T = 0{,}556 \cdot V_M^{0{,}41} \cdot F^{1/3}$$

Los valores resultantes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 15. Periodo de ola

F: fetch (m) T: periodo (s)	V_M (m/s)	NORTE		ESTE		SUR		OESTE	
		F	T	F	T	F	T	F	T
ISLA 1	14,5	40	0,57	150	0,88	150	0,88	50	0,61
ISLA 2	14,5	40	0,57	75	0,7	135	0,85	150	0,88

2.7.4.3 Cálculo de la Longitud de onda

La longitud de onda, en metros, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi}$$

Los valores resultantes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 16. Longitud de onda

L: long. onda (m) T: periodo (s)	NORTE		ESTE		SUR		OESTE	
	T	L	T	L	T	L	T	L
ISLA 1	0,57	0,51	0,88	1,22	0,88	1,22	0,61	0,59
ISLA 2	0,57	0,51	0,7	0,77	0,85	1,14	0,88	1,22

2.7.4.4 Cálculo de la carga de oleaje resultante

Una vez obtenidos los valores de amplitud de ola, se puede observar como el criterio del Beach Erosión Board arroja valores más altos, por lo que son estos los seleccionados para el cálculo de la carga de oleaje resultante, a partir de la siguiente fórmula:

$$F_o = A \cdot A_d \cdot \rho \cdot g \cdot c$$

Donde A es la amplitud de ola (m), ρ es la densidad del agua (T/m^3), g es la aceleración de la gravedad, c es un factor de corrección (generalmente 0,85) y A_d es el área de la parte hundida del flotador (m^2) calculada a partir del calado del flotador (d=0,06m) y de la longitud del lado de la plataforma perpendicular a la dirección del viento (L_p).

Se calcula en primer lugar A_d para cada localización y orientación:

$$A_d = d \cdot L_p$$

Tabla 17. Área de la parte hundida del flotador

d = 0,06m	NORTE – SUR		ESTE – OESTE	
	Lp (m)	Ad (m^2)	Lp (m)	Ad (m^2)
ISLA 1	71,2	4,27	105,12	6,31
ISLA 2	71,2	4,27	70,47	4,23

Tomando ahora los valores máximos de amplitud de ola para cada localización, y con las áreas calculadas en la tabla anterior, se obtienen las cargas máximas de oleaje resultante en las direcciones principales:

Tabla 18. Carga de oleaje resultante

c = 0,85	NORTE			ESTE			SUR			OESTE		
	A (m)	Ad (m^2)	F_o (kN)	A(m)	Ad (m^2)	F_o (kN)	A (m)	Ad (m^2)	F_o (kN)	A (m)	Ad (m^2)	F_o (kN)
ISLA 1	0,07	4,27	2,66	0,14	6,31	7,31	0,14	4,27	4,95	0,08	6,31	4,36
ISLA 2	0,07	4,27	2,66	0,10	4,23	3,53	0,13	4,27	4,71	0,14	4,23	4,9

2.7.5 Cálculo de la carga de corriente

La carga de corriente se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$F_c = 0{,}59 \cdot A_d \cdot V_c^2$$

Donde A_d es el área de la parte hundida del flotador, y V_c es la velocidad de la corriente, que para el caso de embalses es de 1m/s.

En la siguiente tabla, al igual que en los casos anteriores, se muestran los valores de carga de corriente para las distintas localizaciones y orientaciones:

Tabla 19. Cargas de corriente

V_c = 1m/s	NORTE – SUR			
	Ad (m^2)	F_c (kN)	Ad (m^2)	F_c (kN)
ISLA 1	4,27	2,52	6,31	3,72
ISLA 2	4,27	2,52	4,23	2,49

2.7.6 Combinación de las cargas horizontales

A efectos del sistema de amarre y anclaje, se considera que las cargas de viento, oleaje y corriente actúan simultáneamente sobre la estructura solar flotante.

De esta forma se obtienen los siguientes valores de fuerzas resultantes finales:

Tabla 20. Resultante de fuerzas viento, oleaje y corriente

LOCALIZACIÓN	CARGAS	NORTE	ESTE	SUR	OESTE
ISLA 1	VIENTO (kN)	114,88	91,12	114,88	91,12
	OLEAJE (kN)	2,66	7,31	4,95	4,36
	CORRIENTE (kN)	2,52	3,72	2,52	3,72
	TOTAL (kN)	**120,06**	**102,15**	**122,36**	**99,21**
ISLA 2	VIENTO (kN)	82,93	61,09	82,93	61,09
	OLEAJE (kN)	2,66	3,53	4,71	4,9
	CORRIENTE (kN)	2,52	2,49	2,52	2,49
	TOTAL (kN)	**88,11**	**67,12**	**90,17**	**68,48**

2.8 ANÁLISIS DE FLOTABILIDAD

2.8.1 Principio teórico

El buen comportamiento hidrostático de la estructura flotante radica en asegurar las condiciones de flotabilidad y estabilidad del sistema, considerado como un cuerpo parcialmente sumergido.

Las fuerzas de flotación son consecuencia de la presión hidrostática ejercida por el agua sobre las paredes exteriores del elemento flotante. El empuje hidrostático es una fuerza proporcional a la profundidad a la que se encuentra sumergido el elemento a estudiar, y con dirección normal a la superficie sobre la que actúa.

Este estudio se fundamenta en el Principio de Arquímedes, por el cual un cuerpo sumergido en un líquido sufre un empuje vertical equivalente al peso del fluido desalojado por éste.

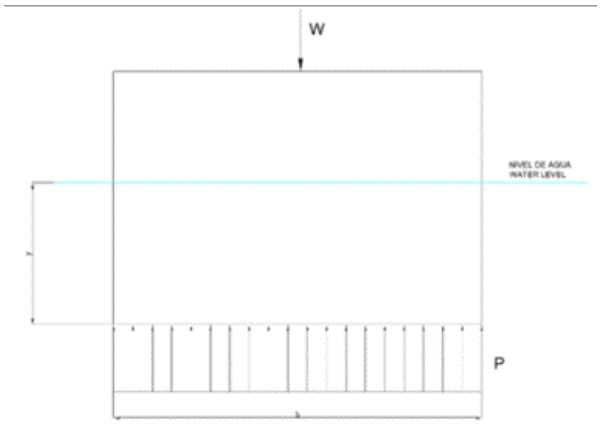


Figura 15. Esquema de presiones - Cuerpo parcialmente suspendido

La ilustración anterior muestra el esquema de presiones a las que se ve sometido un cuerpo parcialmente sumergido en un fluido, sólo considerando las fuerzas verticales, ya que las horizontales no aplican al estudio de flotabilidad.

La fuerza W representa las cargas verticales y engloba el peso propio del sistema, incluyendo flotadores y paneles fotovoltaicos, y la carga de nieve. Por su parte la variable P representa el empuje vertical ejercido sobre la plataforma, y la “y” el calado, entendido como la altura de la parte del flotador que se encuentra sumergida.

De esta forma, la ecuación de equilibrio será la siguiente:

$$W = \rho_a \cdot V_a = \rho_a \cdot b \cdot a \cdot y$$

Donde ρ_a es la densidad del agua, b es el ancho del flotador, y a es el largo del flotador.

De esta ecuación se extrae que para que exista la flotabilidad, el peso del sistema debe de ser menor que el del agua que desplaza al sumergirse, alcanzándose el equilibrio para un calado determinado. Evidentemente, será el valor de este calado el que determine la estabilidad del sistema, ya que, para un determinado valor, la plataforma comenzará a hundirse.

2.8.2 Cálculo de flotabilidad

La determinación del calado es por tanto la variable fundamental para estimar la flotabilidad del sistema, pero este cálculo no resulta tan sencillo para geometrías complejas, como la del flotador a estudio. Es por esto que, a partir del diseño en 3D de dicho flotador, se han determinado los volúmenes correspondientes a varios calados para de esta forma poder establecer una relación entre ambos valores, que fuera extrapolable a todos los supuestos. Esta relación se muestra en la siguiente gráfica:

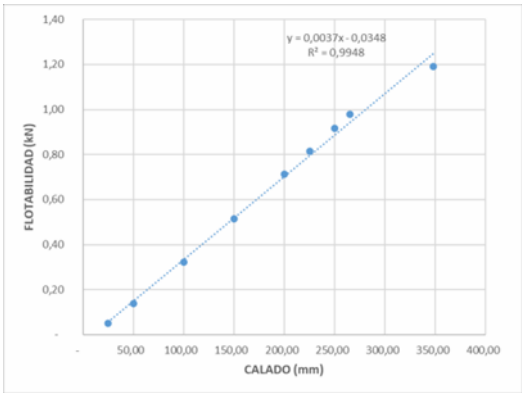


Figura 16. Relación entre calado y flotabilidad

A partir de aquí se obtienen los valores de flotabilidad para el flotador principal y el flotador secundario:

Tabla 21. Flotabilidad Unidad Flotante

CONCEPTO	FLOTADOR PRINCIPAL	FLOTADOR SECUNDARIO
Flotabilidad total (kN)	1,28	1,2
Peso propio (kN)	0,076	0,065
Flotabilidad de servicio (kN)	1,204	1,1405
Área (m^2)	1,298	0,717
Flotabilidad de servicio (kN/m^2)	0,92	1,59
Flotabilidad de servicio (kg/m^2)	92	159
CALADO - PESO PROPIO (mm)	20,00	20,00

Una vez determinada la flotabilidad del flotador aislado, se debe calcular la flotabilidad de la unidad flotante, que como ya se ha explicado, está compuesta por dos flotadores y un panel fotovoltaico. Además, para este cálculo se ha tenido en cuenta también el peso de las uniones, tornillería y demás accesorios.

Tabla 22. Flotabilidad Unidad Flotante

CONCEPTO	UNIDAD FLOTANTE
Flotabilidad total (kN)	2,56
Peso propio (kN)	0,45
Flotabilidad de servicio (kN)	2,11
Área (m^2)	2,596
Flotabilidad de servicio (kN/m^2)	0,81
Flotabilidad de servicio (kg/m^2)	81,27
CALADO - PESO PROPIO (mm)	70,00

Lo que esta tabla viene a decir es que una unidad flotante sometida a su peso propio estará sumergida 70 mm en el agua, y que podría soportar una carga adicional de 2,11 kN antes de hundirse.

Sin embargo, este último valor no es exacto si se considera la unidad flotante como parte de un conjunto, en el que además existen flotadores secundarios, por lo que se debe analizar de esta forma.

Tabla 23. Flotabilidad del sistema

	ISLA 1	ISLA 2
Nº Unidades Flotantes	2172	1448
Flotabilidad servicio UF (kN)	2,11	2,11
Nº Flotadores secundarios	610	457
Flotabilidad servicio FS (kN)	1,14	1,14
Flotabilidad servicio Total (kN)	5278,32	3576,26
Área de la planta (m^2)	7484,63	5017,64
Flotabilidad servicio Total (kN/m^2)	0,705	0,712

2.8.3 Cargas que afectan a la flotabilidad

Una vez incluidas en el cálculo anterior las cargas derivadas del peso propio del sistema, y obtenida por tanto la flotabilidad de servicio, queda por determinar las cargas externas que deben ser soportadas por dicha flotabilidad de servicio. Éstas se reducen básicamente a la carga de nieve, que es un dato climatológico, y que para esta localización tiene un valor de 0,2kN/m^2.

Sin embargo, el EUROCODIGO establece que, para periodos de retorno diferentes a 50 años, la carga de nieve se modifica a través de la siguiente ecuación:

$$S_n = x \cdot S_k$$

Donde S_k es el valor característico de la carga de nieve para un periodo de retorno de 50 años, Sn es el valor de la carga de nieve para un periodo de retorno de “n” años, y “x” es un factor de corrección que se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$x = \frac{1 - V \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot [\ln(-\ln(1-p)) + 0{,}57722]}{1 + 2{,}5923 \cdot V}$$

Donde “p” es la probabilidad de excedencia anual (p=1/n) y “V” es el coeficiente de variación para la carga máxima anual de nieve (V=0,2, para periodos de retorno de hasta 100 años).

De esta ecuación se obtiene que x=0,92, y por tanto la carga de nieve corregida será:

Tabla 24. Carga de nieve corregida

Carga de nieve	Carga de nieve corregida
0,22 kN/m^2	0,202 kN/m^2

2.8.4 Evaluación de la flotabilidad del sistema

La siguiente tabla muestra los valores de flotabilidad del sistema y las cargas verticales a las que está sometido.

Tabla 25. Flotabilidad vs Cargas verticales

	ISLA 1	ISLA 2
Flotabilidad servicio Total (kN/m^2)	0,705	0,712
Resultante de cargas verticales (kN/m^2)	0,202	0,202

Como puede verse, la flotabilidad en servicio del sistema es superior a la resultante de cargas verticales, por lo que se garantiza la estabilidad de la plataforma a flotación.

2.9 DISEÑO DEL AMARRE Y ANCLAJE

Dadas las características geotécnicas del embalse y sus variaciones de nivel de agua, se considera que el sistema de amarre y anclaje debe estar compuesto por anclajes a fondo constituidos por bloques de hormigón armado, y amarres elásticos. Estos amarres elásticos están compuestos por una cuerda de poliester y un sistema de gomas flexibles (una solución de amarre elástica atenuadora de olas para cualquier aplicación flotante) y que se describe más adelante.

El sistema se dimensiona de forma que pueda soportar las cargas de viento, oleaje y corriente, calculadas en apartados anteriores, y los desplazamientos horizontales derivados de las mismas, y los verticales fruto de las variaciones de nivel de agua. El sistema debe de ser capaz de asumir todas estas cargas y desplazamientos a todos los niveles de operación, e incluso permitir el asiento del sistema en el fondo del embalse en caso de períodos de gran sequía

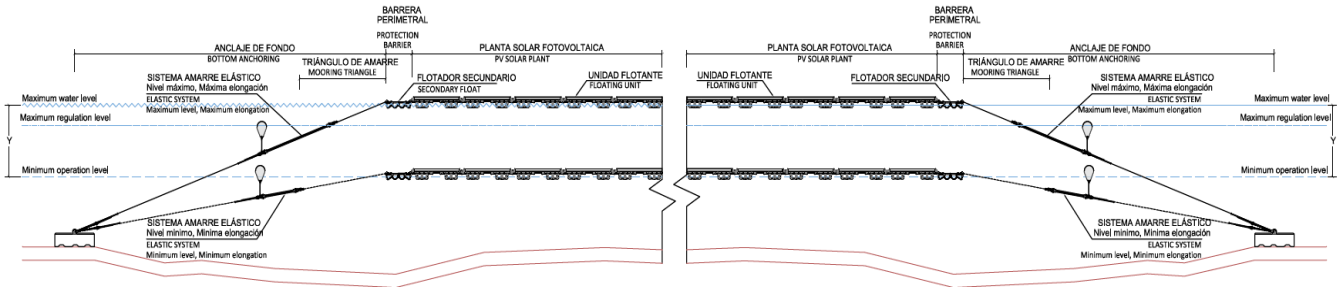


Figura 17. Anclaje a fondo

2.9.1 Cálculo de número de anclaje y amarres

El número de anclajes y amarres para cada alineación se determina a partir de la carga máxima admisible en los puntos de amarre a la planta y teniendo en consideración la distancia máxima entre ellos para un correcto funcionamiento.

Se establece un amarre tipo "triángulo", compuesto por dos barras de amarre, que se unen a los flotadores mediante cuatro tornillos. Estas barras de amarre se unen al cabo principal a través de un cabo auxiliar, que forma el triángulo de amarre

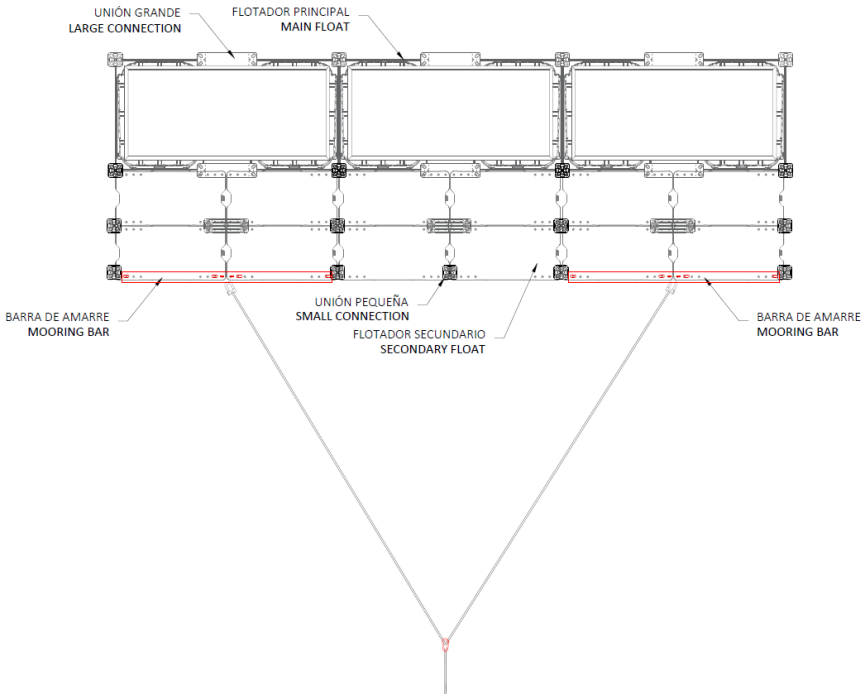


Figura 18. Sistema de amarre con barras

La carga admisible de este tipo de amarre es de 28,4 kN, y la distancia máxima entre ejes de amarres se establece en 19,8 m.

Para el cálculo de la carga máxima admisible se realizó un estudio por elementos finitos del flotador secundario (elemento al que van sujetos los amarres), que dio como resultado un valor de carga de "Estado Límite Último" de 14,195kN. Este valor se ratificó mediante ensayos internos realizados por ISIGENERE, obteniendo siempre valores superiores al de estudio. Dicho estudio se adjunta al presente documento.

Aplicando a este valor un coeficiente de seguridad de 2, se obtiene un valor de ELU de 7,09 kN, y teniendo en cuenta que el tipo de amarre seleccionado para el presente proyecto tiene un total de 8 puntos de unión, se determina un valor de carga máxima por amarre de 7,09 x 8 = 28,4kN.

Respecto a la distancia máxima entre ejes de amarres, se establecen unos valores máximos para contrarrestar las posibles deformaciones y desplazamientos que puedan darse en la plataforma debido a los efectos de succión generados por el viento.

Teniendo en cuenta estos valores, para las cargas anteriormente calculadas se determina el número de amarres (que será igual al número de anclajes) para cada alineación, tal y como se muestra en la siguiente tabla

Tabla 26. Numero de amarres por carga

	NORTE		ESTE		SUR		OESTE	
	CARGA	AMARRES	CARGA	AMARRES	CARGA	AMARRES	CARGA	AMARRES
ISLA 1	120,06	5	102,15	4	122,36	5	99,2	4
ISLA 2	88,11	4	67,12	3	90,17	4	68,48	3

Tabla 27. Número de anclajes por distancia (*)

	NORTE		ESTE		SUR		OESTE	
	LONGITUD	AMARRES	LONGITUD	AMARRES	LONGITUD	AMARRES	LONGITUD	AMARRES
ISLA 1	71,2	5	105,12	7	71,2	5	105,12	7
ISLA 2	71,2	5	70,47	5	71,2	5	70,47	5

(*) El resultado de dividir la longitud total entre la distancia entre amarres da como resultado un número de “huecos”, al que hay que añadir un amarre más para cerrar el conjunto.

Como puede verse, la condición de distancia es más restrictiva, por lo que el número de anclajes seleccionado sería el indicado por este criterio. Sin embargo, en la ISLA 1, y en la orientación Norte – Sur, se han seleccionado 6 anclajes, para reducir el tamaño del anclaje, como se verá más adelante.

2.9.2 Cálculo de anclajes

Ya se ha establecido que los anclajes se realizarán a fondo. Generalmente, este tipo de anclajes consisten en una serie de muertos de hormigón a los que va sujeta la plataforma a través de las líneas de amarre o líneas de fondeo.

El cálculo de los bloques de hormigón (o muertos de hormigón) se fundamenta en la determinación de su peso, de forma que la reacción por fricción entre el bloque y el fondo sea superior a la carga horizontal transmitida por el sistema, y dicho peso sea superior a la carga vertical derivada del amarre.

Se debe tener en cuenta, además, que el bloque estará sometido a un empuje vertical igual al peso del volumen de agua desalojado por el mismo.

Las fuerzas resultantes en la línea de fondeo vendrán determinadas por las fuerzas ejercidas sobre la plataforma, calculadas en los apartados anteriores, y el ángulo de la línea de fondeo. Este ángulo debe variar, idealmente, entre 9º y 11º, pero dependiendo de la batimetría de cada localización puede tener valores fuera de ese rango.

La siguiente imagen muestra una representación de las fuerzas que actúan en el sistema y sirven para calcular el muerto de hormigón, donde T es la tensión aplicada sobre la línea de amarre, EA es el empuje del agua, FR es la fuerza de rozamiento, y P es el peso del muerto.

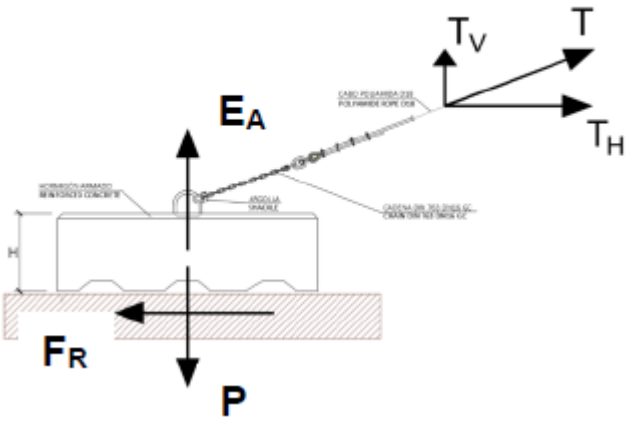


Figura 19. Fuerzas sobre anclaje a fondo

En primer lugar, se calcula la fuerza que debe soportar cada anclaje, en kN, dividiendo la carga total soportada por la plataforma entre el número de amarres.

Tabla 28. Fuerzas soportadas por cada anclaje.

	ISLA 1			ISLA 2		
	CARGA	AMARRES	C/A	CARGA	AMARRES	C/A
NORTE	120,06	6	20,01	88,11	5	17,62
ESTE	102,15	7	14,59	67,12	5	13,42
SUR	122,36	6	20,39	90,17	5	18,03
OESTE	99,2	7	14,17	68,48	5	13,69

La resultante sobre la línea de fondeo (T) se obtiene dividiendo los valores obtenidos en la tabla anterior, por el coseno del ángulo de la línea para cada orientación, en el caso más desfavorable.

Tabla 29. Resultante sobre la línea de fondeo

	ISLA 1			ISLA 2		
	C/A	ANGULO	T	C/A	ANGULO	T
NORTE	20,01	12,4	19,54	17,62	12,41	17,21
ESTE	14,59	5,77	14,52	13,42	5,55	13,36
SUR	20,39	5,77	20,29	18,03	5,77	17,94
OESTE	14,17	5,55	14,10	13,69	7,34	13,58

Una vez determinada la carga sobre la línea de anclaje, se descompone en sus componentes horizontal y vertical para calcular las fuerzas que debe soportar el muerto de hormigón en las dos direcciones.

Tabla 30. Componentes horizontal y vertical de T

	ISLA 1			ISLA 2		
	T	T_H	T_V	T	T_H	T_V
NORTE	19,54	19,08	4,20	17,21	16,81	3,70
ESTE	14,52	14,45	1,46	13,36	13,30	1,29
SUR	20,29	20,19	2,04	17,94	17,85	1,80
OESTE	14,10	14,03	1,36	13,58	13,47	1,73

La fuerza horizontal se compensa con la fuerza de rozamiento (F_r) entre el muerto de hormigón y el terreno. Esta fuerza de rozamiento se calcula como resultado de multiplicar la fuerza normal al terreno aplicada sobre el muerto (N) por el coeficiente de rozamiento del terreno (μ). La fuerza normal (N) se obtiene de restarle el tiro vertical (T_v) al peso del muerto, mientras que el coeficiente de rozamiento se calcula como la tangente del ángulo de rozamiento interno del terreno (φ).

$$F_r = N \cdot \mu = (P - T_V) \cdot tg\varphi$$

Del equilibrio de fuerzas horizontales se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sum F_H = 0 \rightarrow T_H = F_r \rightarrow T_H = (P - T_V) \cdot tg\varphi \rightarrow P = \frac{T_H}{tg\varphi} + T_V$$

Al no disponer de un estudio geotécnico que proporcione el valor del ángulo de rozamiento interno del terreno del interior de la balsa, se debe realizar una estimación. En base a las calicatas realizadas en los alrededores de la balsa (Anejo nº 5), se observa un terreno compacto procedente de granito en descomposición y otra zona con materiales finos con abundantes elementos gruesos, por lo que se estima un ángulo de rozamiento interno de 25º (que puede ser bastante conservador). Con este valor de φ, se calculan los pesos teóricos del muerto de hormigón para cada orientación.

Tabla 31. Pesos teóricos de los muertos por orientación

	ISLA 1				ISLA 2			
	T_H	T_V	P (kN)	P (kg)	T_H	T_V	P (kN)	P (kg)
NORTE	19,08	4,20	67,96	6924,99	16,81	3,70	59,87	6105,26
ESTE	14,45	1,46	49,75	5069,20	13,30	1,29	45,73	4663,49
SUR	20,19	2,04	69,51	7082,85	17,85	1,80	61,45	6265,89
OESTE	14,03	1,36	48,24	4915,99	13,47	1,73	46,74	4766,28

Para este cálculo no se ha tenido en cuenta el empuje vertical ejercido por el agua, por lo que habría que sumarle el valor correspondiente a dicho empuje. Para ello, se considera que el peso específico del muerto es el resultante de restarle la densidad del agua a la del hormigón.

$$\rho muerto = \rho hormigón - \rho agua = 2500 - 1000 = 1500\ m3/kg$$

Con este valor de peso específico, se calcula el volumen del muerto, a partir del peso teórico, y multiplicándolo por la densidad real del hormigón se obtiene el peso final.

Tabla 32. Peso final de los muertos de hormigón

	ISLA 1			ISLA 2		
	P teórico (kg)	Volumen (m^3)	P final (kg)	P teórico (kg)	Volumen (m^3)	P final (kg)
NORTE	6924,99	4,62	11541,65	6105,26	4,07	10175,43
ESTE	5069,20	3,38	8448,67	4663,49	3,11	7772,48
SUR	7082,85	4,72	11804,75	6265,89	4,18	10443,15
OESTE	4915,99	3,28	8193,32	4766,28	3,18	7943,80

Del desarrollo del cálculo se desprende que el peso del muerto siempre va a ser mayor que el tiro vertical (TV), por lo que no resulta pertinente realizar esta comprobación.

Las dimensiones de los muertos se determinan de forma que no resulten demasiado altos para minimizar el riesgo de vuelco, ni tan bajos que las otras dos dimensiones resulten excesivas. También se debe tener en cuenta que, si bien la cantidad de material es un factor importante, y que se debe minimizar, los bloques se fabrican a medida para cada aplicación por lo que puede resultar más rentable hacerlos todos iguales y utilizar un único molde.

En este caso, se considera que lo ideal sería realizar dos tipos de muertos, uno para las orientaciones Norte y Sur, y otro para las orientaciones Este y Oeste, cuyas dimensiones serán:

- Tipo 1 (Norte-Sur): 2,85 x 2,85 x 0,6 (12180kg)
- Tipo 2 (Este-Oeste): 2,4 x 2,4 x 0,6 (8640 kg)

Estarán fabricados con HA-30/b/20/IIIb, armado con doble mallazo de 12 mm por 110 mm con acero B500S y con argolla para enganche de 32 mm de diámetro de acero inoxidable AISI 316.

La geometría del muerto, así como la disposición de las armaduras de acero pueden verse en detalle en el apartado de planos.

- **Cálculo de la armadura de los bloques (se dimensiona para el mayor de los anclajes)**

  - **Cálculo de armadura mínima**

Según la EHE 08, la sección de armadura mínima corresponde al 1 por mil de la sección de hormigón, por lo que esta sección sería:

2850 x 60 x 1 / 1000 = 171 mm2

Considerando barras de diámetro 12mm, se obtiene un número total de 17 barras, que para el ancho total del muerto estarían separadas 15cm

  - **Cálculo de armadura por esfuerzos**

En primer lugar, se calcula el peso del muerto, que en principio representará el máximo esfuerzo al que va a estar sometido el muerto, y se le aplica un coeficiente de seguridad de 1,35.

2,85 x 2,85 x 0,6 x 2300 =11209,5 kg x 1,35 = 15132,21 kg

Este valor será mayor que cualquiera de los esfuerzos de tiro, ya calculados en el anejo correspondiente.

A partir de aquí, se calcula el momento máximo al que estará sometido el muerto, teniendo en cuenta que el valor máximo se dará en el centro del muerto, sobre el que aplicará la mitad del peso del mismo, a un cuarto de su longitud:

$$(15132{,}21 / 2) \times (2{,}85 / 4) = 5390{,}85 \text{ kg·m}$$

A partir de este valor, y según los procedimientos indicados en la norma EHE 08, se obtiene que la capacidad mecánica de la armadura necesaria será de 108,09 kN.

Considerando barras de diámetro 12 mm y acero B500S, se obtiene un total de 25 barras, que para el ancho total del muerto estarían separadas 11cm.

- **Conclusión**

El cálculo por esfuerzos resulta más restrictivo, por lo que se selecciona una armadura de 12mm, por 110mm, de acero B500S.

- **Cálculo de la argolla:**

- **Cálculo de la sección**

Para el cálculo de la sección se considera, al igual que en el caso anterior, que la fuerza máxima a la que estará sometida la argolla es el peso propio del muerto (con un coeficiente de seguridad de 1,35), por lo tanto 15132,21 kg.

Este valor se reparte entre los dos brazos de la argolla, por lo tanto:

$$15132{,}21 / 2 = 7566{,}1 \text{ kg.}$$

Dividiendo este valor por el límite elástico del material (500MPa), y con un coeficiente de minoración de la resistencia del acero de 1,15, se obtiene una sección mínima correspondiente a barras de diámetro 16mm.

- **Calculo de la longitud de anclaje**

La longitud del anclaje se calcula a través de la siguiente fórmula, en la que se debe elegir el mayor de los dos valores:

$$L = m \cdot \emptyset^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \emptyset$$

Siendo:

"m": coeficiente numérico función del tipo de acero y hormigón (en este caso m=1,5)

"fyk": límite elástico del acero (en este caso 500Mpa)

Aplicando estos valores se obtiene una longitud de anclaje mínima de 300mm.

A pesar de que el diámetro de la argolla calculado es de 16 mm, se debe tener en cuenta que se trata de un elemento que va a estar sumergido, y por tanto va a sufrir un proceso de corrosión mucho más agresivo que en condiciones normales.

En base a esta consideración, se sobredimensiona la argolla, de forma que este fenómeno no afecte a su comportamiento durante toda su vida útil. Si se considera una vida útil de 25 años, y se estima poner una argolla del doble de diámetro, se obtendría una velocidad de corrosión de 0,64mm al año, lo que se considera aceptable, y por tanto se dimensiona una argolla de 32mm de diámetro.

2.9.3 Dimensiones de cabos de amarre

Los cabos de amarre son los elementos que unen la plataforma con el sistema de anclaje. Son cuerdas compuestas de fibras de polyester trenzadas con una carga de rotura en función del diámetro que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 33. Carga de rotura de los cabos de amarre

DIÁMETRO (mm)	CARGA ROTURA (kN)
12	27
14	37
16	47
18	63
20	80
22	97

DIÁMETRO (mm)	CARGA ROTURA (kN)
24	110
26	122
28	140
30	159

2.9.3.1 Sección de cabos de amarre

La sección, o diámetro, de los cabos de amarre se selecciona a partir de la carga sobre la línea de fondeo (T), calculada en el apartado anterior, y aplicándole un coeficiente de seguridad de 2.

Tabla 34. Diámetros de los cabos de amarre

	ISLA 1			ISLA 2		
	T (kN)	$T_{may.}$ (kN)	D_{cabo}	T (kN)	$T_{may.}$ (kN)	D_{cabo}
NORTE	20,49	40,98	16	18,04	36,08	14
ESTE	14,66	29,32	14	13,48	26,96	14
SUR	20,49	40,98	16	18,12	36,24	14
OESTE	14,24	28,48	14	13,80	27,6	14

2.9.3.2 Longitud de cabos de amarre

El dimensionado de la longitud de los cabos de amarre se realiza de forma que el sistema pueda soportar las cargas resultantes a cualquier nivel de agua, es decir, para cualquier situación de carga y nivel de agua del embalse, y además se mantengan en estado de tensión en todo momento.

Los sistemas elásticos permiten además disminuir los picos de carga en los puntos de amarre a la planta, a diferencia de los sistemas convencionales (formados por cadenas y cables), que transmiten a la planta un pico de carga del orden de 3 veces superior a los adoptados.

El sistema elástico adoptado es una solución de amarre elástica atenuadora de olas para cualquier aplicación flotante, constituidas por cilindros fabricados con material elastómero anclados a piezas metálicas. Pueden estar constituidas por uno o varios cilindros y de longitud variable según las condiciones de operación.

Figura 20. Sistema de amarre elástico atenuadora de olas

El número de gomas viene determinado por la carga de la línea de amarre y de la incorporación o no de sistema by-pass, que es un sistema que limita la elongación de las gomas (hasta la elongación de trabajo) y absorbe las cargas en estados limites últimos.

La longitud de las gomas es tal que su elongación para los distintos niveles de operación no supere la elongación máxima de diseño (80% de su longitud) a partir del cual empieza a trabajar el mencionado by-pass.

Así mismo, para un buen comportamiento del sistema la pretensión mínima (a nivel mínimo del embalse) debe de ser cercana al 15% y a nivel máximo cernada al 50%, de forma que para cualquier nivel de operación el sistema pueda tener aún un comportamiento elástico antes de entrar en carga el sistema de by-pas, En el caso de nivel máximo, el sistema dispone aún de un 30% de la longitud de las unidades de amarres elásticos para trabajar en el rango elástico cuando está sometido a las cargas actuantes de oleaje, viento y corriente (hasta el 80%), momento a partir del cual el sistema pasa a comportarse como un sistema de amarre rígido, recuperando el comportamiento elástico cuando baja la intensidad de las cargas actuantes.

Con los criterios de diseño detallados y teniendo en consideración las variaciones de nivel de agua (contando con el oleaje) se seleccionan las unidades de amarre elástico.

Tabla 35. Unidades de amarre elástico

ISLA 1				ISLA 2			
NORTE	ESTE	SUR	OESTE	NORTE	ESTE	SUR	OESTE
2015SS	**1010SS**	**2010SS**	**1010SS**	**2015SS**	**1010SS**	**1010SS**	**1010SS**

ANEXO. SIMULACIÓN CFD

Como se ha mencionado en puntos anteriores, no existe una normativa técnica relativa a la tecnología solar fotovoltaica flotante, por lo que muchos de los cálculos realizados se basan en hipótesis y aproximaciones, que se han confirmado como válidas durante los años de experiencia de ISIGENERE en el diseño de este tipo de plantas.

El caso concreto de las acciones provocadas por el viento es un caso particular, ya que tiene un comportamiento muy complejo y muy variable, por lo que requiere de un tratamiento muy cuidadoso. En este sentido, ISIGENERE, en colaboración con IDie, realizó una simulación por ordenador en la que se trataba de verificar que los supuestos aplicados para el cálculo de las fuerzas de viento eran coherentes con la realidad. Este tipo de simulaciones son las denominadas CFD (Computational Fluid Dynamics) y se utilizan para analizar problemas complejos en las interacciones de fluidos con sólidos (o con otros fluidos).

Sin entrar a describir los detalles concretos del análisis, a continuación, se muestra un resumen del procedimiento y de los resultados obtenidos.

- **DIRECCIÓN Y ORIENTACIÓN DEL VIENTO**

Con el objetivo de determinar las tensiones generadas, se estudiaron tres orientaciones de viento distintas, como se muestra en la siguiente ilustración.

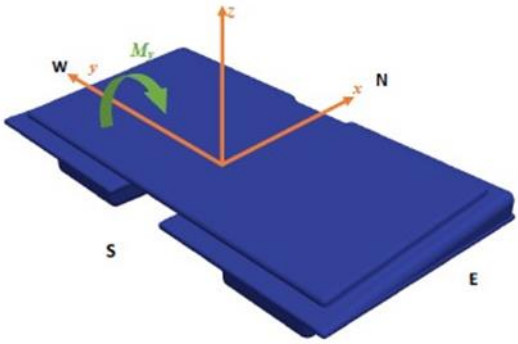


Figura 21. Direcciones de viento utilizadas en el CFD

- Viento a 0º: aplicado en el lateral Sur del módulo, a lo largo del eje Norte- Sur, orientado hacia el Norte.
- Viento a 90º: aplicado en el lateral Este del módulo, a lo largo del eje Este- Oeste, oreintado hacia el Oeste.
- Viento a 180º: aplicado en el lateral Norte del módulo, a lo largo del eje Norte-Sur, orientado hacia el Sur.

El viento a 270º no se estudió, ya que resulta un caso idéntico al de 90º debido a la simetría del módulo.

- **NÚMERO DE MÓDULOS**

Debido a la gran complejidad de simular una planta completa, se realizaron algunas simplificaciones.

Se alinearon 15 módulos en la dirección del viento de forma que la longitud total de la columna asegurara que no se diera la singularidad por el efecto de los últimos módulos.

Perpendicularmente a la dirección del viento se simuló una única línea de módulos, ya que se observó que el viento sopla uniformemente en el frente de los módulos.

- **VOLUMEN DE CONTROL**

El volumen de control es la abstracción matemática que representa el volumen de aire alrededor del cuerpo estudiado. Este valor debe ser definido correctamente para asegurar unos resultados lo más exactos posible.

Sin entrar en detalle, en este estudio el volumen de control se definió como un paralelepípedo con el ancho de un módulo, 20 veces la altura de un módulo y una longitud definida de tal forma que se evitaran los efectos de recirculación de aire.

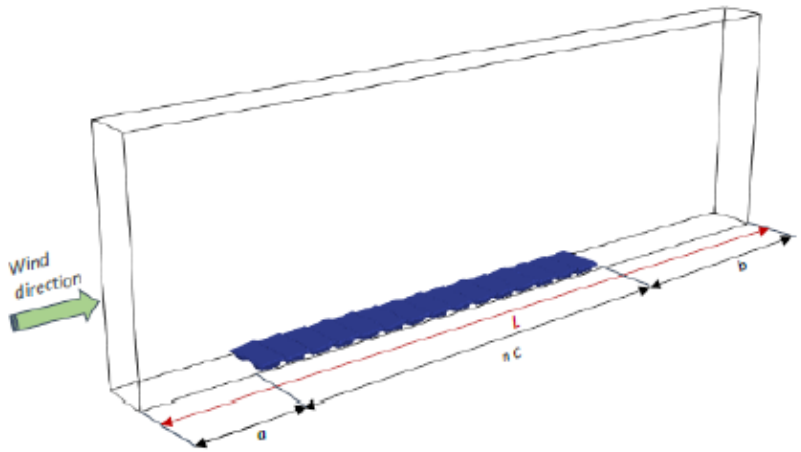


Figura 22. Volumen de control para CFD

La parte inferior del volumen de control se situó de forma que se respetara el calado del flotador.

Figura 23. Calado del flotador

La ilustración anterior muestra el volumen de control para una columna de módulos con la orientación del viento a 0º. Para la orientación a 90º el volumen de control se rotó 90º, y se simuló una fila de módulos, en lugar de una columna. Para el viento a 180º simplemente se rotaron los módulos 180º.

- **VELOCIDAD DEL VIENTO**

El estudio se realizó para vientos de 15, 30, y 50 m/s. Más adelante se muestran los resultados para el caso de 30 m/s, al considerarse el más representativo.

- **SIMULACIÓN**

Los detalles sobre el tamaño y tipo de malla, las condiciones de contorno, los modelos de turbulencia, número de iteraciones, etc… no se consideran relevantes para el alcance del presente anejo, sin embargo, se encuentran a disposición del cliente en caso de ser requeridos.

- **RESULTADOS**

Los resultados obtenidos son los siguientes:

  - Fuerzas verticales y horizontales.
  - Momentos
  - Coeficientes adimensionales:
  - Coeficiente de arrastre (C_D): cuantifica la resistencia que opone el objeto al fluido circundante. Cuanto mayor es el coeficiente, mayor es la resistencia.
  - Coeficiente de sustentación (C_L): cuantifica la capacidad del objeto para contrarrestar la gravedad generada por el fluido circundante. Los valores positivos indican succión, mientras los negativos indican compresión. Cuanto mayor sea el coeficiente mayor será la succión, o la compresión.

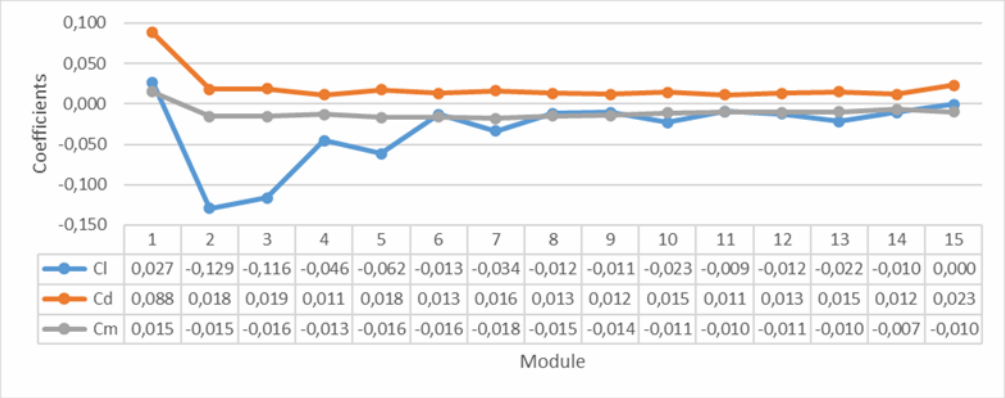
- Coeficiente de momento (C_M): cuantifica la tendencia del objeto a girar respecto a su centro aerodinámico. Cuanto mayor sea el coeficiente, mayor será la tendencia a rotar.
- Presiones
- Velocidades

A pesar de que todos ellos resultan interesantes, e ISIGENERE ha obtenido conclusiones importantes de los mismos, son los coeficientes adimensionales los que realmente resultan útiles para los cálculos concretos de cada proyecto, ya que no dependen de la geometría concreta de cada caso particular. Es por esto que los resultados que se presentan a continuación se resumen a estos coeficientes adimensionales y a su afectación a los proyectos.

- **VIENTO A 0º Y A 180º**

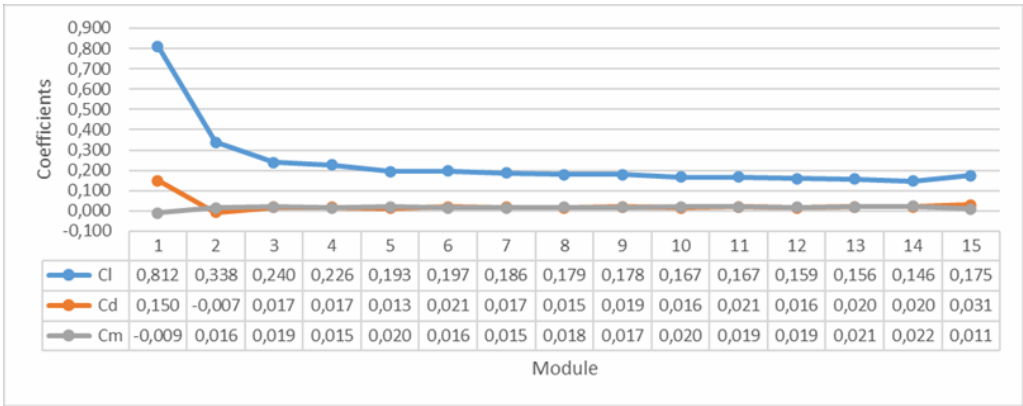
Los resultados para 0º y 180º se muestran de forma conjunta, ya que, al tratarse de la misma dirección, pero diferente sentido, lo lógico es tratarlos como uno sólo, adoptando los condicionantes de cálculo que resulten más restrictivos.

Las siguientes imágenes muestran los valores de dichos coeficientes para ambas orientaciones.



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Cl	0,027	-0,129	-0,116	-0,046	-0,062	-0,013	-0,034	-0,012	-0,011	-0,023	-0,009	-0,012	-0,022	-0,010	0,000
Cd	0,088	0,018	0,019	0,011	0,018	0,013	0,016	0,013	0,012	0,015	0,011	0,013	0,015	0,012	0,023
Cm	0,015	-0,015	-0,016	-0,013	-0,016	-0,016	-0,018	-0,015	-0,014	-0,011	-0,010	-0,011	-0,010	-0,007	-0,010

Figura 24. Coeficientes adimensionales para viento a 0º



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Cl	0,812	0,338	0,240	0,226	0,193	0,197	0,186	0,179	0,178	0,167	0,167	0,159	0,156	0,146	0,175
Cd	0,150	-0,007	0,017	0,017	0,013	0,021	0,017	0,015	0,019	0,016	0,021	0,016	0,020	0,020	0,031
Cm	-0,009	0,016	0,019	0,015	0,020	0,016	0,015	0,018	0,017	0,020	0,019	0,019	0,021	0,022	0,011

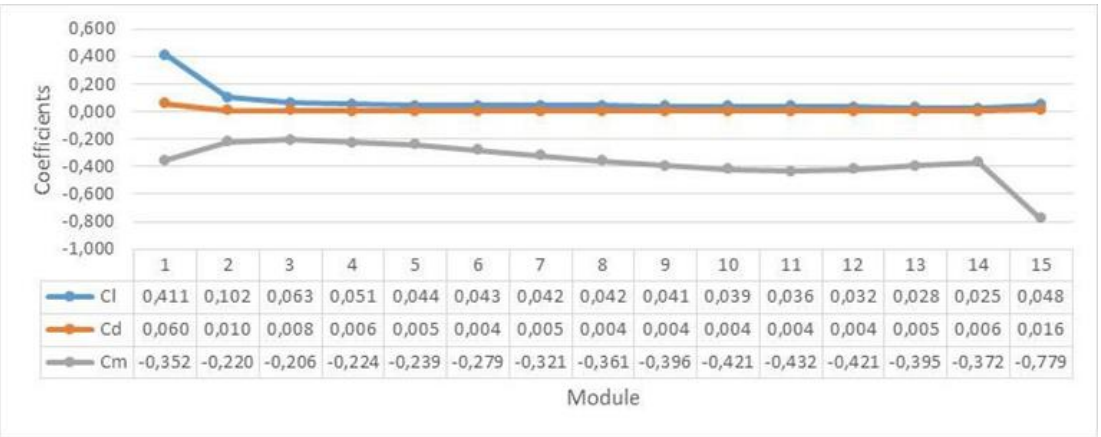
Figura 25. Coeficientes adimensionales para viento a 180º

Puede observarse en ambos casos como casi todos los coeficientes muestran un valor inicial, correspondiente a la primera fila de módulos, relativamente alto y luego sufren una reducción más o menos importante. Esto confirma la existencia de un efecto de abrigo o protección de la primera fila sobre las siguientes, que va en concordancia con los criterios de cálculo establecidos en los puntos anteriores.

Respecto al coeficiente de arrastre (C_D), que es el más utilizado en los cálculos, vemos que en la situación más desfavorable (viento a 180º) presenta para la primera fila de módulos un valor de 0,15, muy superior al establecido como coeficiente de rozamiento en los cálculos anteriores. Sin embargo, a partir de ahí reduce considerablemente su valor y varía entre 0,013 y 0,02, muy en concordancia con el 0,016 establecido en los cálculos.

- **VIENTO A 90º**

La siguiente figura muestra los coeficientes adimensionales para la dirección del viento a 90º, relacionados con el efecto del viento Este – Oeste y Oeste – Este ya que ambas tienen el mismo efecto sobre la plataforma, al ser esta simétrica respecto a este eje. Como se puede observar, aunque la tendencia de comportamiento es similar al caso del viento a 0º y 90º (direcciones Norte – Sur y Sur – Norte) tanto para las fuerzas verticales de elevación (Cl) como para las cargas horizontales (Cd), su relevancia es significativamente menor con valores de aproximadamente la mitad.



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Cl	0,411	0,102	0,063	0,051	0,044	0,043	0,042	0,042	0,041	0,039	0,036	0,032	0,028	0,025	0,048
Cd	0,060	0,010	0,008	0,006	0,005	0,004	0,005	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,005	0,006	0,016
Cm	-0,352	-0,220	-0,206	-0,224	-0,239	-0,279	-0,321	-0,361	-0,396	-0,421	-0,432	-0,421	-0,395	-0,372	-0,779

Figura 26. Coeficientes adimensionales para viento a 90º

3 JUSTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PANTALÁN DE UHPC

3.1 ALCANCE Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El documento que se redacta a continuación, tiene por objetivo la justificación de la capacidad estructural de una estructura tipo pantalán de dimensiones exteriores 1,68 m de ancho, 0,51 m y 13,6 m de longitud. La sección del pantalán se muestra en la Figura 28.

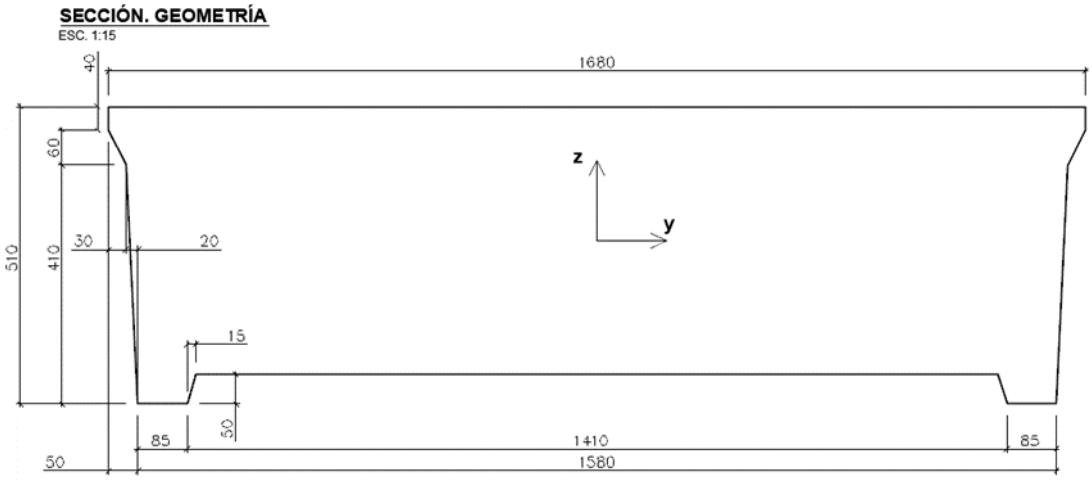


Figura 27. Geometría exterior del Pantalán de 1680 x 510 mm

Para reducir el peso del elemento y disponer de la flotabilidad deseada, la sección se encuentra aligerada en su interior con poliestireno expandido. La sección por la zona aligerada se muestra en la Figura 29. Los aligeramientos se disponen de manera discontinua a lo largo de la longitud generando diafragmas de 5 cm de espesor en los extremos y 4 cm de espesor en las zonas interiores. Se tiene un total de 6 diafragmas interiores separados una distancia máxima a eje de 2,04 m.

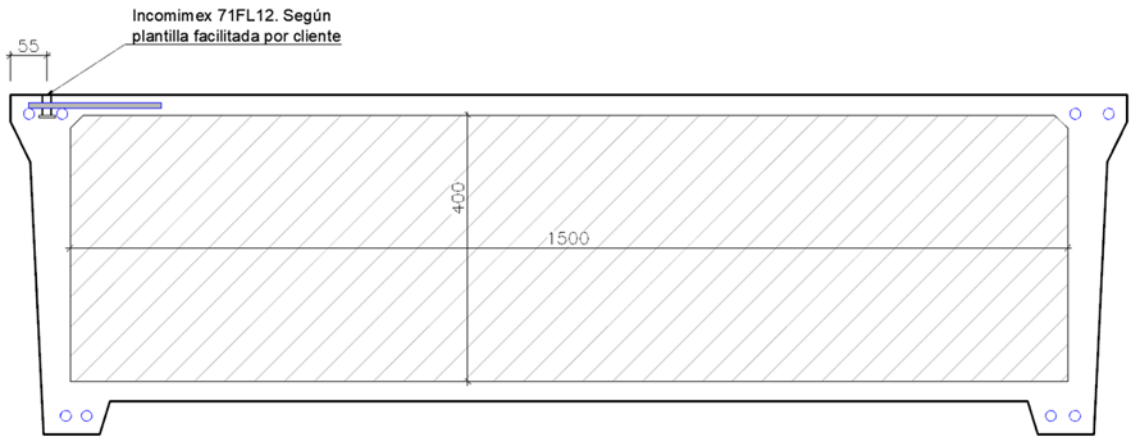


Figura 28. Sección de la pieza por el aligeramiento

Para resistir los esfuerzos de flexión longitudinal y permitir la conexión con otros elementos del pantalán se dispone el armado que se muestra en la Figura 30. En cada una de las esquinas se disponen 2Φ16 continuos a lo largo de toda la longitud del pantalán. La conexión entre pantalanes se plantea mediante el anclaje de una barra roscada Φ28 de la tipología Modix SM28 de la casa Peikko. Con el objeto de dar una seguridad extra a la conexión entre pantalanes se coloca en la zona central del alma una barra Φ16 acoplada a un casquillo hembra M16 de la tipología Incomimex 67M16.

Las uniones entre pantalanes se plantean para la transmisión de los esfuerzos longitudinales. Será necesario prever un margo rígido de conexión entre puntos de conexión que sea capaz de transmitir los esfuerzos de arrancamiento que se puedan producir debido al esfuerzo cortante

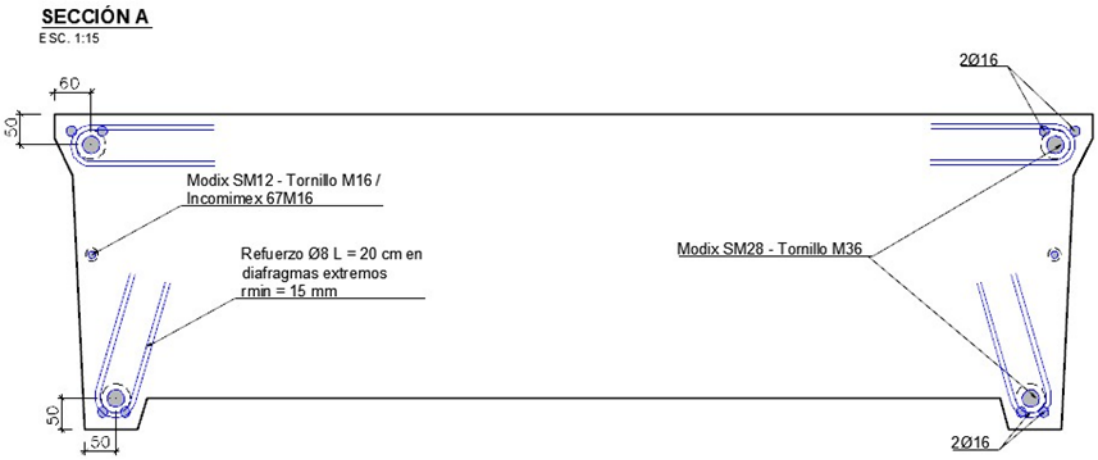


Figura 29. Armado del Pantalán

En uno de los laterales superiores del pantalán se distribuyen una serie de casquillos hembra para un tornillo M12 8.8 con una capacidad a corte máxima de 43 kN según normativa que es recogida por una U de barra corrugada Φ8 tipo B500SD anclada convenientemente en el hormigón.

En este documento de cálculo se revisan:

- Recubrimientos mínimos necesarios de acuerdo a normativa
- Longitudes de anclaje y solape mínimas necesarias
- Capacidad resistente a flexión de la pieza positiva y negativa en el plano vertical
- Capacidad resistente a flexión de la pieza positiva y negativa en el plano horizontal
- Capacidad resistente a corte de la pieza en el plano vertical
- Capacidad resistente a corte de la pieza en el plano horizontal
- Capacidad de la losa superior e inferior a flexión

3.2 NORMATIVA

- **DOCUMENTOS BÁSICOS**

  - EHE-08: Instrucción española del hormigón estructural (EHE-08)
  - EC-2: Eurocódigo 2 (EC-2)

- **OTRA REGLAMENTACIÓN**

  - NF P 18-710: Complemento francés al Eurocódigo 2 – Cálculo de estructuras de hormigón: reglas específicas para los hormigones de altas prestaciones.
  - NF P 18-470: Hormigones de altas prestaciones – Especificación, calidad, producción y conformidad
  - CSA S6: Canadian Highway Bridge Design Code – Annex 8.1 Fibre Reinforced Concrete

3.3 HORMIGÓN DE MUY ALTO RENDIMIENTO (HMAR O UHPC)

Se conoce por Hormigón de Muy Alto Rendimiento (HMAR, UHPFRC por sus siglas en inglés, Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete), a un material cementicio que combina sinérgicamente las tecnologías más recientes de los hormigones con fibras (HRF), los de alta resistencia (HAR) y los autocompactables (HAC). Según la Normativa Francesa NF P 18-470, la primera y más relevante que regula específicamente estos materiales, el HMAR se caracteriza por:

- Tener más de 120 MPa de resistencia característica a compresión.
- Tener un comportamiento dúctil a tracción gracias al uso de fibras que aportan un comportamiento pseudo-plástico a tracción acompañado de multi-micro fisuración.
- Tener una especial selección de partículas finas y ultrafinas que proporcionan un elevado empaquetamiento, alta durabilidad y autocompactabilidad en estado fresco para facilitar su colocación.

Estos tres avances, combinados en un único material, proporcionan al HMAR un elevado rendimiento en términos de tenacidad, ductilidad, resistencia a tracción, resistencia a compresión, durabilidad, control de la fisuración, resistencia a impacto, fatiga, adherencia, etc. La mejora de estas propiedades conduce a:

a) Diseños más esbeltos, que se traduce en estructuras mucho más ligeras con una importante reducción del volumen de materias primas empleadas, de la cuantía de armado, de la mano de obra y de los medios requeridos para la instalación; y
b) Estructuras más durables, que supone una reducción de los costes de mantenimiento, un incremento de su vida útil y menor huella de carbono.

Tabla 36. Rango típico de dosificaciones y propiedades del HMAR

Dosificación en kg/m³		Propiedades	
Cemento bajo calor de hidratación	650 a 1000	Densidad	23 a 25 kN/m³
Humo de sílice	150 a 250	Ensayo de escurrimiento UNE-EN-12350-8	600 a 800 mm
Harina de cuarzo	0 a 300	Resistencia a compresión 28d, UNE-EN 12390-3	120 a 200 MPa
Áridos finos	800 a 1200	Módulo de elasticidad UNE-83316	40 a 55 GPa
Aditivo plastificante (peso seco)	5 a 10	Resistencia equiv. a flexión UNE-EN 12390-5	15-30 MPa
Relación Agua/Cemento (A/C)	0.20 a 0.27	Porosidad (NF P18-459)	3% a 6%
Fibras de acero alto límite elástico	100 a 250	Migración cloruros (NT Build 492)	$<1\cdot10^{-12}$ m²/s

Las ventajas derivadas de un HMAR diseñado adecuadamente son:

1. La relación Agua/Cemento es muy baja y el contenido de finos muy elevado, lo que implica una gran compacidad de la matriz no fisurada y la ausencia de una red intercomunicada de poros, con lo que la permeabilidad es muy reducida y la durabilidad muy elevada. Esto permite reducir significativamente los recubrimientos, aligerando así la estructura y minimizando el volumen de material utilizado.
2. Gran durabilidad de la matriz fisurada por la elevada resistencia residual ofrecida por las fibras que hace que frente a un esfuerzo de tracción no se abra y desarrolle una única macrofisura en una zona, sino que aparezcan múltiples microfisuras de un tamaño microscópico, lo que minimiza la penetración de agua y gases. Su elevado contenido en fibras implica un comportamiento de multimicro fisuración a tracción. Este efecto permite eliminar las armaduras secundarias y mejorar notablemente la durabilidad respecto a la apertura de macro-fisuras en servicio, que tienen mayor tamaño.
3. La baja relación A/C también implica la presencia de cemento no hidratado en la matriz, lo que puede implicar cierto margen adicional para la hidratación tras abrirse una microfisura a la que tiene acceso la humedad. De este modo la estructura se auto protege.

4. El elevado rendimiento del material permite diseñar elementos estéticos y durables, aunando las ventajas del acero en cuanto a capacidad resistente y las del hormigón en cuanto libertad de formas, pero a su vez minimizando los costes de mantenimiento y logrando que el peso de un elemento de UHPFRC sea comparable al de uno equivalente de acero o madera. Esta ligereza permite que la solución prefabricada sea especialmente interesante por la reducción de costes de transporte y manipulación.
5. Además, la reducción de volumen de materias primas utilizado, el incremento de la vida útil de la estructura y la reducción de uso de materiales de reparación implica que el volumen de residuos generados por unidad de tiempo es hasta un 90% inferior al de las estructuras de hormigón convencional, lo que muestra el alto grado de sostenibilidad de esta solución.

3.3.1 Comportamiento mecánico de HMAR

La resistencia a compresión del HMAR está condicionada fundamentalmente por la relación entre la cantidad de agua y la de conglomerante, entendiendo este por la suma del cemento más las adiciones puzolánicas o ultrafinas. Al contrario que los hormigones convencionales, los HMAR tienen una ley tensión deformación prácticamente lineal hasta la rotura dúctil gracias al elevado contenido en fibras.

El comportamiento del material a tracción directa tiene un comportamiento dúctil fruto de la elevada adherencia entre las fibras y la matriz de hormigón que se puede representar mediante un comportamiento pseudo-plástico en su ley constitutiva. La ley de tracción del HMAR es dependiente cada elemento estructural que se evalúe depende tanto de parámetros intrínsecos al material como de parámetros estructurales.

Para el caso del pantalán y de acuerdo a su geomoetría y cuantía de armado, se muestra en la Figura 31 a continuación la ley característica del material con las siguientes propiedades constitutivas del HMAR:

Parámetros del material

- Resistencia a compresión característica 120 MPa
- Módulo elástico medio 44 GPa
- Resistencia característica de la matriz 6 MPa
- Tensión característica de adherencia 9,5 MPa
- Longitud de fibra 17 mm
- Esbeltez de fibra 68

- Porcentaje en volumen de fibra 1,75%
- Eficiencia global crítica del conjunto matriz fibra 0,79
- Parámetro “n” de tenacidad post-fisuración 2,5

Parámetros estructurales

- Coeficiente de orientación de fibras característico 0,55
- Coeficiente de orientación de fibras medio 0,6
- Eficiencia global de las fibras 0,48
- Cuantía de armado eficaz 2%
- Recubrimiento máximo 25 mm
- Diámetro de barras 16 mm
- Separación media de fisuras 32 mm

Para la comprobación estructural del pantalán se utilizará la ley constitutiva de la Figura 31, mientras que para la comprobación de la capacidad resistente a flexión de las losas superior e inferior se utilizará la ley constitutiva de la Figura 32 debido a la hiperestaticidad del comportamiento de la losa.

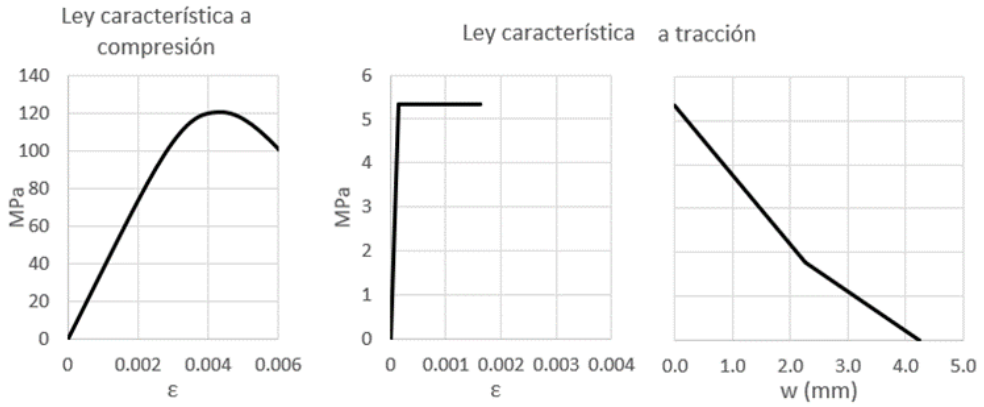


Figura 30. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras característico

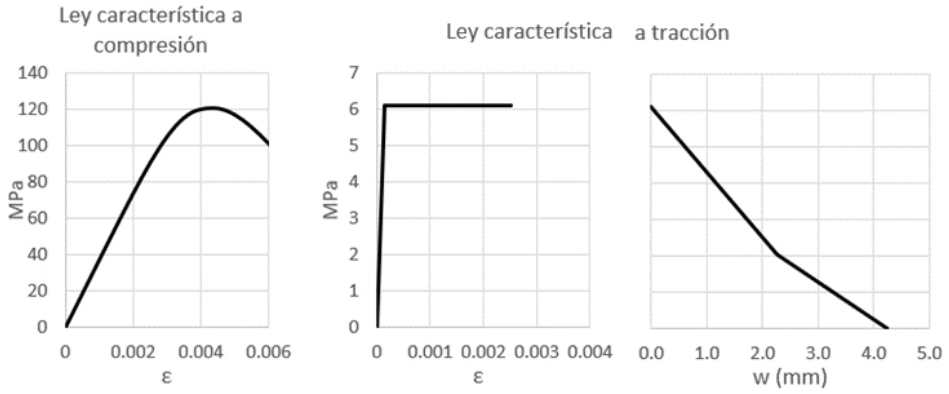


Figura 31. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras medio

3.3.2 Durabilidad del HMAR

Los hormigones de resistencia superior a los 100 MPa quedan excluidos del ámbito de aplicación de instrucción EHE-08 por lo que para su cálculo se acostumbra a utilizar la normativa francesa NF P18-470 y NF P18-710 del 2016 que describe las condiciones de uso de este tipo de materiales y las metodologías de diseño adaptadas a la normativa europea EC-2. El uso de hormigones con carácter estructural con resistencia superior a los 100 MPa requiere del uso de fibras que le confieran un comportamiento dúctil.

La alta resistencia se consigue mediante el uso de partículas finas y ultrafinas cuidadosamente seleccionadas para obtener una compacidad máxima y una porosidad mínima. El empleo de fibras impide, además, la formación de fisuras que puedan comprometer integridad del propio hormigón.

El resultado de este proceso de superación tecnológica conduce a un material que mejora notablemente en términos de durabilidad a los hormigones comúnmente utilizados, reduciendo las patologías debidas a la agresión continua de los agentes físico-químicos del medio.

De acuerdo con las normativas actuales de aplicación para este material, es completamente necesario que para su uso se cumplan las siguientes propiedades:

- Valor de penetración de cloruros 20 veces inferior al del hormigón convencional.
- Permeabilidad al gas 100 veces inferior que la del hormigón convencional.
- Porosidad al agua 1,5 veces inferior que la del hormigón convencional.
- La siguiente tabla compara los valores más frecuentes de estas propiedades para diferentes tipologías de hormigones.

Tabla 37. Propiedades del HMAR

	Resistencia a compresión (MPa)			
Propiedad	**25-50 MPa (normal)**	**50-100 MPa (alta)**	**100-130 MPa (muy alta)**	**>130 MPa (ultra alta)**
Porosidad accesible al agua (%)	14-20	10-13	6-9	**1.5-5**
Coeficiente de difusión de cloruros acelerado a 90 días (m^2/s)	$>10^{-11}$	10^{-12}-10^{-11}	10^{-13}-10^{-12}	**10^{-13}**
Permeabilidad al oxígeno a 90 días (m^2)	10^{-16}	10^{-17}	10^{-18}	**$<10^{-19}$**

3.3.2.1 Ambiente de exposición

El pantalán objeto de estudio se encuentra en la balsa del Sector IX-X de la Comunidad de Regantes del Canal del Zújar, por lo que se entiende que es una estructura que está sujeta a la alternancia de ciclos de humedad y secado. De acuerdo con el EC-2 se trata de un ambiente XC4, mientras que el ambiente más acorde de acuerdo con la EHE-08 es el IIa. De acuerdo con la tabla 4.1 del EC-2 se define el siguiente ambiente de exposición:

Tabla 38. Ambiente de exposición del pantalán

Clase:	Normal
Subclase:	Zona de humectación - desecación
Designación:	XC4 / IIa
Tipo de proceso:	Corrosión por origen diferente de cloruros

3.3.2.2 Recubrimientos

De acuerdo con el apartado 37.2.4 de la EHE-08, el recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana.

El recubrimiento mínimo (r_{min}) de una armadura pasiva es aquel que debe cumplirse en cualquier punto de la misma. Para garantizar este valor mínimo, se exige en proyecto el recubrimiento nominal (r_{nom}), definido como:

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

donde:

- r_{nom} es el recubrimiento nominal,
- r_{min} es el recubrimiento mínimo según la NF P18-710
- Δr es el margen de recubrimiento, que será 0 para la estructura prefabricada

El recubrimiento nominal (r_{nom}) es el que se refleja en los planos y el que sirve para definir los separadores.

El recubrimiento mínimo será el mínimo de los recubrimientos mínimos indicados por adherencia, durabilidad y ejecución. Se tomará, en cualquier caso, un recubrimiento mínimo superior a 10 mm.

Para el elemento pantalán de HMAR, y de acuerdo con las Tablas 4.202 de la norma NF P18-710:2016-04, se definen unos recubrimientos mínimos para una clase estructural S4 según el EC-2 y 50 años de vida útil de:

Recubrimiento mínimo armadura pasiva 15 mm.

Tabla 39. Recubrimientos mínimos según clase estructural (Tabla 4.202 NF P18-710:2016-04)

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition suivant le Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	5	10	10	15	15
S2		5	10	10	15	15	20
S3		5	10	15	15	20	20
S4		10	15	15	20	20	20
S5		10	15	20	20	20	25
S6		15	20	20	20	25	25

3.3.2.3 Fisuración

- **LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN POR SOLICITACIONES NORMALES**

De acuerdo con la Tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 se cumplirá que, para la combinación cuasi permanente de acciones, la abertura de fisura máxima en el caso de la losa de compresión en ambiente IIa será inferior a 0,3 mm.

Tabla 40. Abertura de fisura máxima (Tabla 5.1.1.2 EHE-08)

Clase de exposición, según artículo 8°	$w_{máx}$ [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 (1)
IIIa, IIIb, IV, F, Qa (2)	0,2	Descompresión
IIIc, Qb (2), Qc (2)	0,1	

De acuerdo con la Tabla 7.201 de la NF P 18-710 se tiene una limitación de abertura de fisura de 0.2 mm para las cargas características y de 0,1 mm para las cargas frecuentes.

Tabla 41. Limitación de abertura de fisura (Tabla 7.201 de la NF P 18-710)

Classe d'exposition	Eléments en BFUP armé et éléments en BFUP précontraint à armatures non adhérentes	Eléments en BFUP précontraint à armatures adhérentes	Eléments en BFUP non armé et non précontraint	
	Combinaison quasi-permanente des charges	Combinaison fréquente des charges	Combinaison caractéristique des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0,3	0,2	0,3	0,3
XC2, XC3, XC4	0,2	0,1	0,2	0,1
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3	0,1	Limitation traction à $2/3.\min(f_{ctm,el}, f_{ctfm}/K_{global})$	0,1	0,05

Con el objetivo de garantizar una mayor durabilidad y conservación de la matriz de hormigón a lo largo del tiempo se limitará la capacidad de servicio de la pieza al momento en el que una macrofisura se desarrolla, lo que se corresponde con una abertura de fisura característica máxima de 0,1 que cumple con los requisitos de esta ambas normativas.

3.4 BASES DE CÁLCULO

3.4.1 Hormigón de Muy Alto Rendimiento

3.4.1.1 Tipificación

De acuerdo con la normativa CSA S6 se utilizar un hormigón de muy alta resistencia con los siguientes requisitos.

Hormigón de Muy Alto Rendimiento:

Elemento pantalán …….....HPF-120/AC-E3/17/IIa

En este caso se sustituye el término de diámetro máximo de árido por la longitud de fibra utilizada al ser el tamaño de "árido" que más limita los recubrimientos y puesta en obra de esta clase de hormigón.

Para el caso singular de los elementos de HF, la actual nomenclatura de la EHE-08 utilizada no describe su comportamiento a tracción. Éste queda definido por los parámetros que gobiernan su comportamiento a tracción de acuerdo con la normativa CSA S7.

Los parámetros del material adicionales a tracción que deberán asegurarse en el hormigón de los elementos prefabricados se indican a continuación:

Parámetros del material

- Resistencia característica de la matriz 6 MPa
- Tensión característica de adherencia 9,5 MPa
- Longitud de fibra 17 mm
- Esbeltez de fibra 68
- Porcentaje en volumen de fibra 1.75%
- Eficiencia global crítica del conjunto matriz fibra 0,79
- Parámetro "n" de tenacidad post-fisuración 2,5

3.4.1.2 Leyes de cálculo para HMAR

Se adopta como resistencia de cálculo del hormigón a compresión (f_{cd}) el valor:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Siendo α_{cc} un factor que tienen en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión a compresión debido a cargas de larga duración que para el caso del hormigón de muy alta resistencia se tomará de 0,85 cuando las acciones permanentes representen la mayor parte de las cargas de la estructura y de 1,00 cuando no sea así; y γ_c el coeficiente parcial de seguridad de valor 1,5.

La ley característica del hormigón a compresión se obtiene de la norma NF P18-710. De aplicación de la formulación indicada en ella se obtiene la siguiente curva:

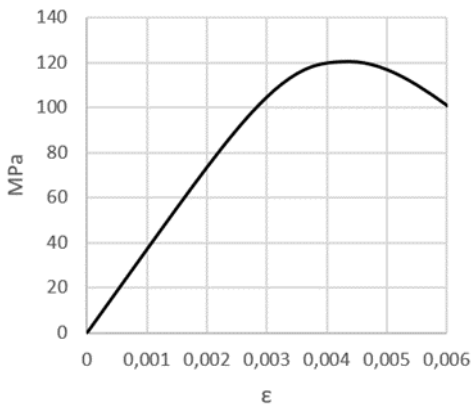


Figura 32 Ley constitutiva característica a compresión.

Se asume una deformación última a tiempo infinito en el hormigón del 2.9 ‰ de acuerdo con la citada norma. El módulo elástico se considera un parámetro de estado de valor 44,5 GPa.

Los parámetros resistentes del hormigón a tracción se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$f_{t,i} = \frac{f_{tk,i}}{\gamma_f}$$

Siendo γ_f el coeficiente parcial de seguridad a tracción de valor 1,5. De acuerdo con los parámetros definidos en el subapartado anterior, la ley a tracción de característica para un coeficiente de orientación de fibras característico y medio se muestran en las siguientes figuras, respectivamente.

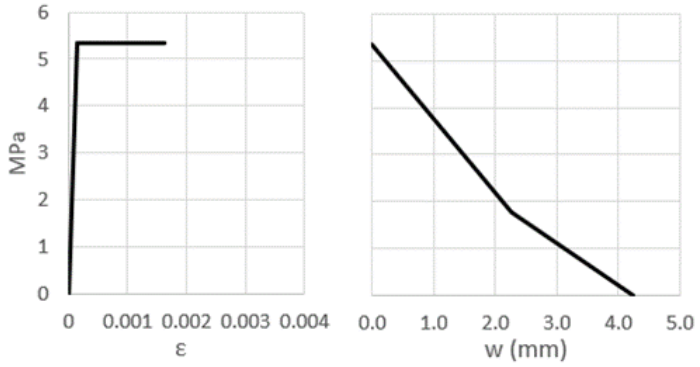


Figura 33. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras característico

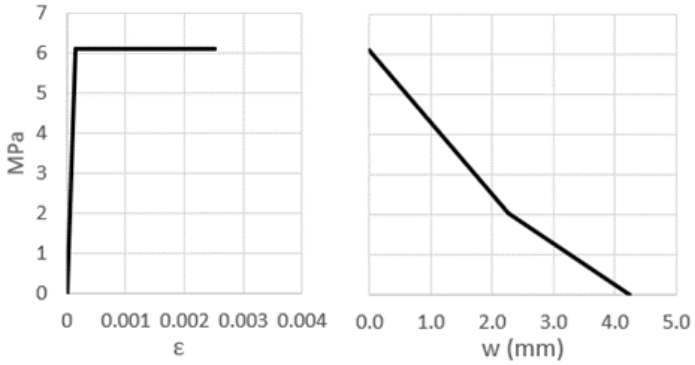


Figura 34. Ley constitutiva del HMAR en el pantalán para el coeficiente de orientación de fibras medio

Para su obtención se han utilizado los siguientes factores estructurales acordes con la losa prefabricada diseñada:

- Coeficiente de orientación de fibras característico 0,55
- Eficiencia global de las fibras 0,56
- Separación entre fisuras durante el deslizamiento de la fibra 32 mm

3.4.1.3 Requisitos de durabilidad del HMAR

La durabilidad de los hormigones de muy alta resistencia es muy superior a la de cualquier hormigón normal. La adquisición de esa resistencia se alcanza mediante una especial selección de materiales finos, superplastificantes de tercera generación y unareducida relación agua

cemento que genera una matriz muy compacta con una muy baja permeabilidad a las agresiones físico-químicas del medio.

Requisitos generales:

- Máxima relación agua cemento 0,20
- Cantidad mínima de conglomerante 900 kg
- Porosidad accesible al agua según (NF P 18-459) < 9%
- Penetración de cloruros según XP P 18-462 9·10-19 m^2/s
- Permeabilidad al oxígeno según XP P 18-4 < 9·10-19 m^2
- Ductilidad mínima según parámetro según CSA S6 (w0) > 1 mm

3.4.1.4 Selección de cementos

Los cementos seleccionados para la consecución de una calidad adecuada del hormigón se ajustan tanto a la Instrucción EHE-08 (artículos 26º y 37º) como a la Instrucción RC-16 y la norma EN 197-1.

De acuerdo con la normativa NF P18-470 se podrán utilizar, con carácter general, para la fabricación de hormigones de muy alta resistencia cementos tipo CEM I 52,5 o CEM II/A 52,5.

3.4.1.5 Máxima abertura de fisura

Al utilizar hormigón de muy alto rendimiento, es obligatorio el uso de un contenido mínimo de fibras para garantizar la ductilidad a nivel material. Para garantizar una elevada durabilidad se exigirá que la abertura de fisura para la combinación característica de acciones sea inferior a 0.07 mm, lo que implica que el hormigón de muy alta resistencia se encuentre en la rama pseudo-plástico o de multifisuración a tracción, sin que se haya superado la capacidad máxima de adherencia fibra-matriz.

3.4.2 Acero corrugado para armaduras pasivas

3.4.2.1 Generalidades

Se entiende por armadura pasiva, según el artículo 33º de la EHE-08, el resultado de montar, en el correspondiente molde o encofrado, el conjunto de armaduras normalizadas (mallas electrosoldadas y/o armaduras básicas electrosoldadas en celosía), armaduras elaboradas o ferrallas armadas que, convenientemente solapadas y con los recubrimientos adecuados, tienen una función estructural.

De acuerdo con el apartado 32.1 de la Instrucción EHE-08, los productos de acero que pueden emplearse para la elaboración de las armaduras pasivas son:

- Barras rectas y/o rollos de acero corrugado soldable (S o SD), para la fabricación de armaduras elaboradas o de ferrallas armadas, de mallas electrosoldadas y/o de cordones longitudinales de armaduras básicas electrosoldadas en celosía.
- Alambres de acero corrugado o grafilado soldable (T), para la fabricación de mallas electrosoldadas y/o de armaduras básicas electrosoldadas en celosía.
- Alambres lisos de acero soldable (T), para la fabricación de elementos de conexión transversales en armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

3.4.2.2 Tipificación

Se utilizará acero corrugado del tipo B500SD

3.4.2.3 Leyes de cálculo

Se adopta como resistencia de cálculo del acero (f_{yd}) para armaduras pasivas el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Adoptando f_{yk} el valor de 500 MPa y γ_s el valor de 1,15 de acuerdo con el artículo 15º de la EHE-08.

Se adopta como diagrama tensión-deformación de cálculo del acero para armaduras pasivas el diagrama de cálculo bilineal con rama horizontal a partir de la superación de la tensión de fluencia del acero, tomando como módulo elástico el valor de 210 GPa.

La deformación del acero en tracción se limita al valor del 10‰ y la de compresión al valor de 3.5‰ en el caso de elementos flexotraccionados y al 2.5‰ en el caso de elementos flexocomprimidos (soportes).

3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.5.1 Área eficaz

Para tener en cuenta el fenómeno de arrastre de cortante que se produce en vigas cajón o doble T se va a utilizar de manera simplificada el criterio de la EHE-08 del apartado 18.2.1.

Se definen los planos “y” (débil-vertical) y “z” (fuerte-lateral) de acuerdo con la Figura 36

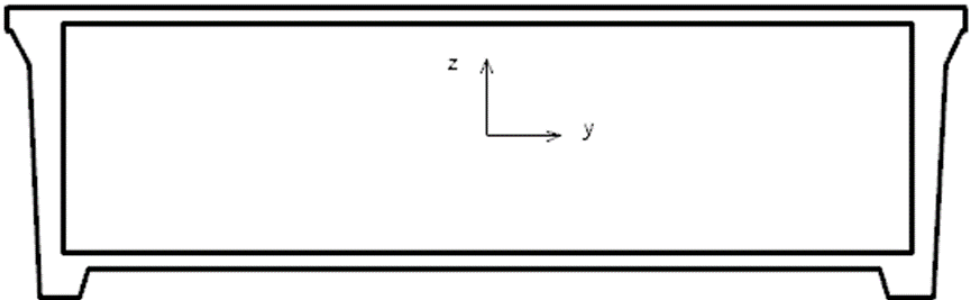


Figura 35. Criterios de ejes para la flexión de la pieza

Dado que la pieza va a estar sometida a flexión tanto positiva como negativa se utiliza para todos los casos la condición más limitante de la EHE-08 que indica que el ancho eficaz es el ancho del alma más 4 veces el espesor del ala en las vigas de borde como es el caso. Para espesores de 3 cm de ala, se tiene un ancho adicional al espesor del alma de 12 cm.

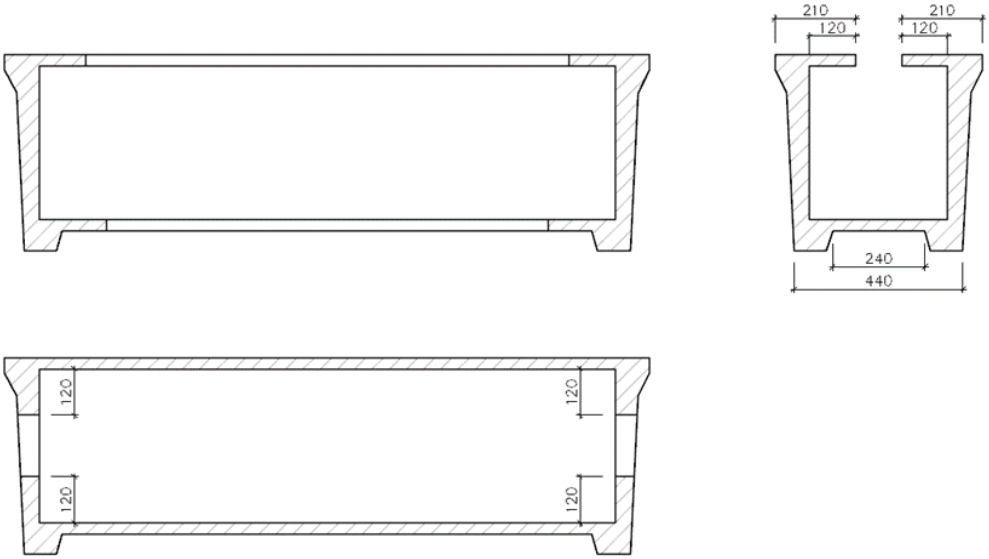


Figura 36. Sección eficaz para el cálculo para la felxión de eje “y” (arriba) y de eje “z” (abajo). Cotas en mm.

3.5.2 Longitudes de anclaje y solape

La definición de la pieza y su longitud de 13,4 m obligan a realizar dos empalmes en cada línea de barras. Tal y como se refleja en la Figura 38, se tiene un solape de una pareja de barras Φ16 en

los dos extremos con una longitud de empalme de 63 cm y el solape propio de la barra Φ16 de 44 cm de longitud que se realiza para cada una de las barras Φ16 en lados opuestos del molde.

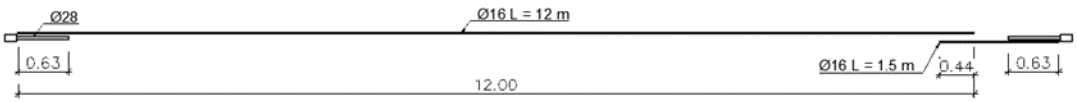


Figura 37. Distribución de empalmes en la pieza

La longitud de anclaje de cada las barras se calculan de acuerdo con la NF P 18-710. Se asumirá una longitud de solape igual a 1,4 veces la longitud neta de anclaje de la barra de mayor diámetro de acuerdo con la tabla 69.5.2.2 de la EHE-08.

Las longitudes de anclaje netas para una barra y una barra Φ28 se calculan en las siguientes tablas, con valores de 31 cm y 44 cm. La longitud de solape de los barras de Φ16 es de 43 cm, mientras que la longitud de solape de las barras Φ28 es de 62 cm, por lo que la disposición propuesta en la Figura 38 es adecuada.

Anclaje de barras pasivas

Longitud básica de anclaje	fyk	"Límite elástico barra"	500	Mpa
η			2.25	
η1	*"1 condiciones buenas de adherencia / 0.7 condiciones malas"*		0.7	
K			1.25	
δ			1.32	
fbd			9.6	MPa
f_t			6	MPa
lb,rqd	*"En función del diámetro de la barra"*		11 Φ	

Longitud mínima de anclaje

lb,min	*"Barras traccionadas"*	7 Φ /	77	mm
lb,min	*"Barras comprimidas"*	9 Φ /	77	mm

Longitud neta de anclaje

$$l_{bd} = \alpha_1.\alpha_2.\alpha_3.\alpha_4.\alpha_5\ l_{b,rqd} + l_{tol} \geq l_{b,min} + l_{tol}$$

l_{bd}	**Para barra de diámetro 16 mm**	**306**	**mm**

*Se ha calculado asumiendo que se ancla la tensión de cálculo de la barra para un acero B500SD Para niveles de tensión menores se podrá reducir proporcionalmente sin ser inferior a las longitudes mínimas de anclaje indicadas

Tipología de anclaje		Recta	
Diámetro de la barra		16	mm
Separación entre barras		15	mm
Recubrimiento inferior		15	mm
Recubrimiento lateral		15	mm
c_d		7.5	mm
α_1	*"Forma de las barras"*	1.00	mm
α_2	*"Recubrimiento del hormigón"*	1.60	mm
α_3	*"Confinamiento debido a la armadura transversal no soldada"*	1.00	mm
α_4*	*"Confinamiento debido a la armadura transversal soldada*	1.00	mm
α_5	*"Confinamiento debido a la presión transversal"*	1.00	mm

* Se podrá utilizar un valor de 0.7 si existe armadura transversal soldada

$l_{tolerancia}$	16	mm

Longitud neta de anclaje

$$l_{bd} = \alpha_1.\alpha_2.\alpha_3.\alpha_4.\alpha_5\ l_{b,rqd} + l_{tol} \geq l_{b,min} + l_{tol}$$

l_{bd}	**Para barra de diámetro 28 mm**	**436**	**mm**

*Se ha calculado asumiendo que se ancla la tensión de cálculo de la barra para un acero B500SD Para niveles de tensión menores se podrá reducir proporcionalmente sin ser inferior a las longitudes mínimas de anclaje indicadas

Tipología de anclaje		Recta	
Diámetro de la barra		28	mm
Separación entre barras		25	mm
Recubrimiento inferior		50	mm
Recubrimiento lateral		50	mm
c_d		12.5	mm
α_1	*"Forma de las barras"*	1.00	mm
α_2	*"Recubrimiento del hormigón"*	1.29	mm
α_3	*"Confinamiento debido a la armadura transversal no soldada"*	1.00	mm
α_4*	*"Confinamiento debido a la armadura transversal soldada*	1.00	mm
α_5	*"Confinamiento debido a la presión transversal"*	1.00	mm

* Se podrá utilizar un valor de 0.7 si existe armadura transversal soldada

$l_{tolerancia}$	28	mm

3.5.3 Capacidad resistente a flexión de la pieza positiva y negativa en el plano vertical

En este apartado se calcula la capacidad resistente de la sección frente a flexión positiva y negativa en el eje “y”. Para el análisis se utiliza un cálculo seccional considerando las propiedades no lineales del HMAR. Se realiza un análisis en ELU para la determinación de la capacidad última de la pieza y un análisis en el que se limita la deformación máxima de la pieza a la deformación última en tracción que es capaz de soportar el HMAR antes de entrar en un estado de ablandamiento o deslizamiento de las fibras de manera que se garantice un estado en servicio máximo con fisuras inferiores a las 70 micras.

Para el análisis seccional se utiliza la sección que se muestra en la Figura 39 de acuerdo con lo indicado en el apartado 3.5.1.

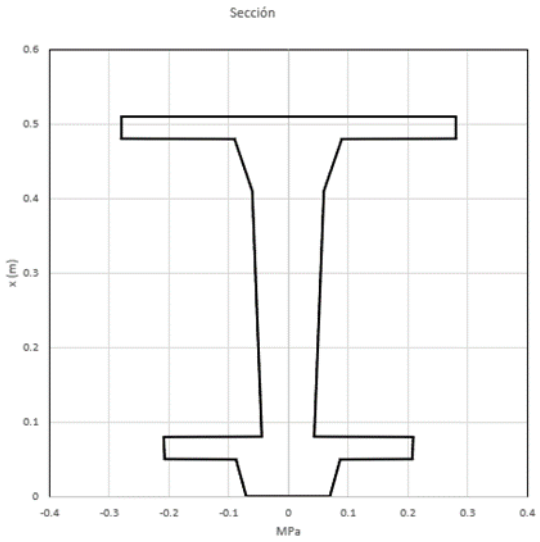


Figura 38. Sección utilizada para el análisis seccional en flexión de eje “y”

La resistencia en cada estado de cálculo se muestra en la siguiente tabla siendo,

$M_{y,d}^{(+)}$: Momento de eje “y” en ELU para flexión positiva

$M_{y,d}^{(-)}$: Momento de eje “y” en ELU para flexión negativa

$M_{y,fis,k}^{(+)}$: Momento de eje “y” en ELS para flexión positiva

$M_{y,fis,k}^{(-)}$: Momento de eje “y” en ELS para flexión negativa

Tabla 42.Propiedades resistentes en plano vertical

PROPIEDADES RESISTENTES				
	$M_{y,d}^{(+)}$ (kNm)	$M_{y,d}^{(-)}$ (kNm)	$M_{y,fis,k}^{(-)}$ (kNm)	$M_{y,fis,k}^{(+)}$ (kNm)
8Φ16	212	-210	138	-142

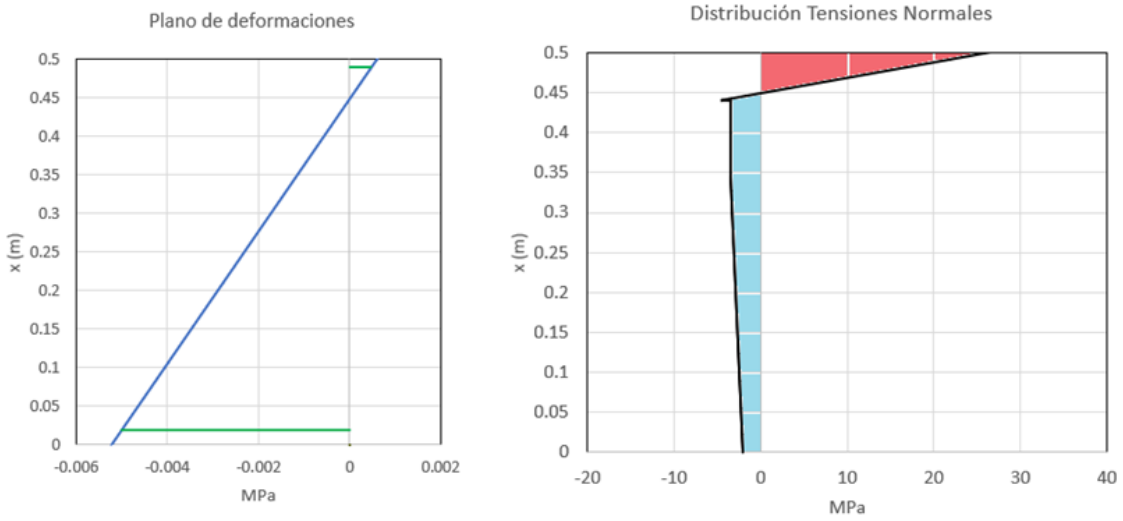


Figura 39. Distribución de tensiones en ELU para flexión positiva de eje "y"

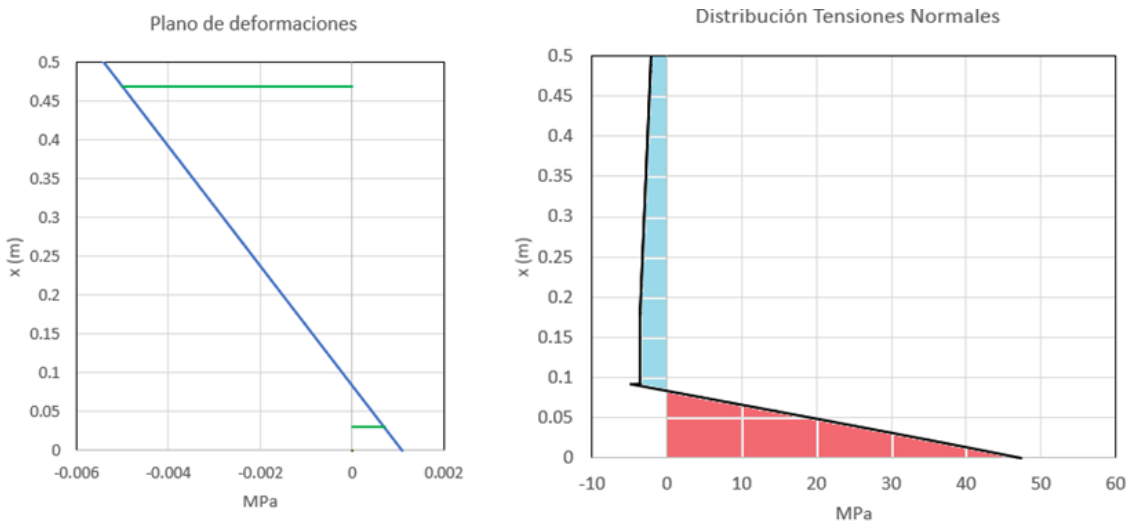


Figura 40. Distribución de tensiones en ELU para flexión negativa de eje "y"

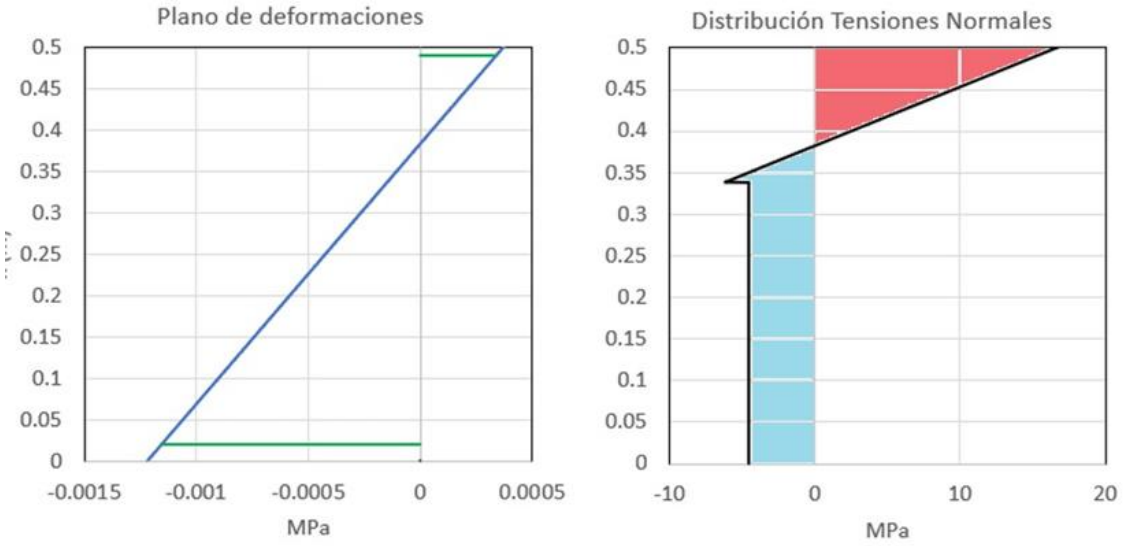


Figura 41. Distribución de tensiones en ELS para flexión positiva de eje "y"

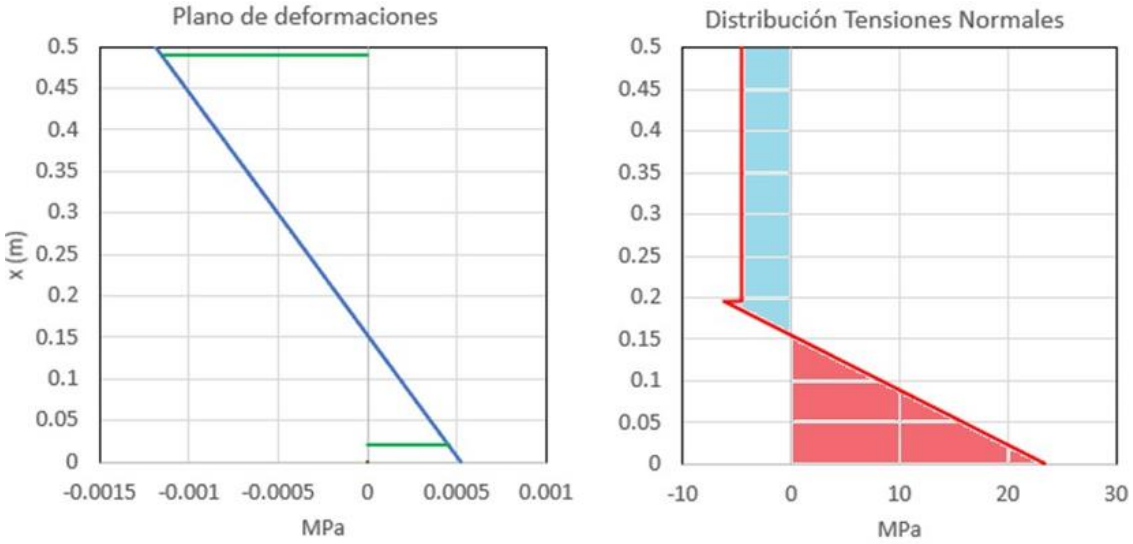


Figura 42. Distribución de tensiones en ELS para flexión negativa de eje "y"

3.5.4 Capacidad resistente a flexión de la pieza positiva y negativa en el plano horizontal

En este apartado se calcula la capacidad resistente de la sección frente a flexión positiva y negativa en el eje “z”. Para el análisis se utiliza un cálculo seccional considerando las propiedades no lineales del HMAR. Se realiza un análisis en ELU para la determinación de la capacidad última de la pieza y un análisis en el que se limita la deformación máxima de la pieza a la deformación última en tracción que es capaz de soportar el HMAR antes de entrar en un estado de ablandamiento o deslizamiento de las fibras de manera que se garantice un estado en servicio máximo con fisuras inferiores a las 70 micras.

Para el análisis seccional se utiliza la sección que se muestra en la Figura 39 de acuerdo con lo indicado en el apartado 3.5.1.

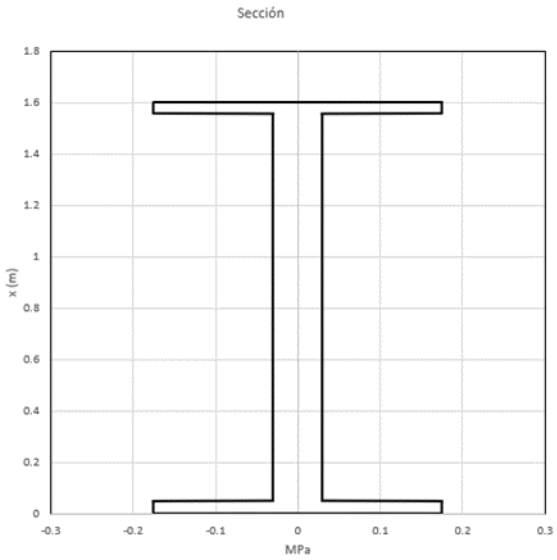


Figura 43. Sección utilizada para el análisis seccional en flexión de eje “y”

La resistencia en cada estado de cálculo se muestra en la siguiente tabla siendo,

$M_{z,d}^{(+)}$: Momento de eje “z” en ELU para flexión positiva

$M_{z,d}^{(-)}$: Momento de eje “z” en ELU para flexión negativa

$M_{z,fis,k}^{(+)}$: Momento de eje “z” en ELS para flexión positiva

$M_{z,fis,k}^{(-)}$: Momento de eje “z” en ELS para flexión negativa

Tabla 43. Propiedades resistentes en plano horizontal

PROPIEDADES RESISTENTES				
	$M_{z,d}^{(+)}$ (kNm)	$M_{z,d}^{(-)}$ (kNm)	$M_{z,fis,k}^{(-)}$ (kNm)	$M_{z,fis,k}^{(+)}$ (kNm)
8Φ16	783	-783	536	-536

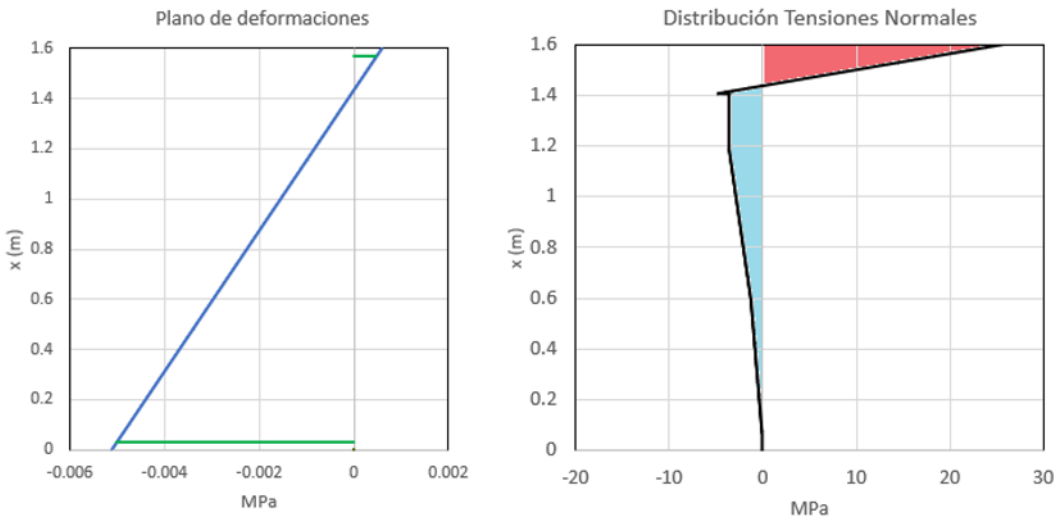


Figura 44. Distribución de tensiones en ELU para flexión positiva de eje "z"

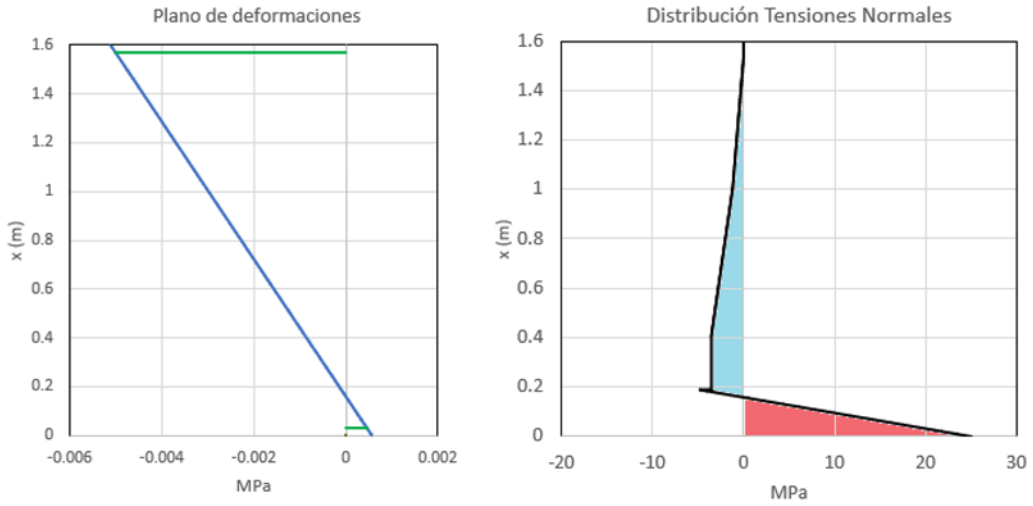


Figura 45. Distribución de tensiones en ELU para flexión negativa de eje "z"

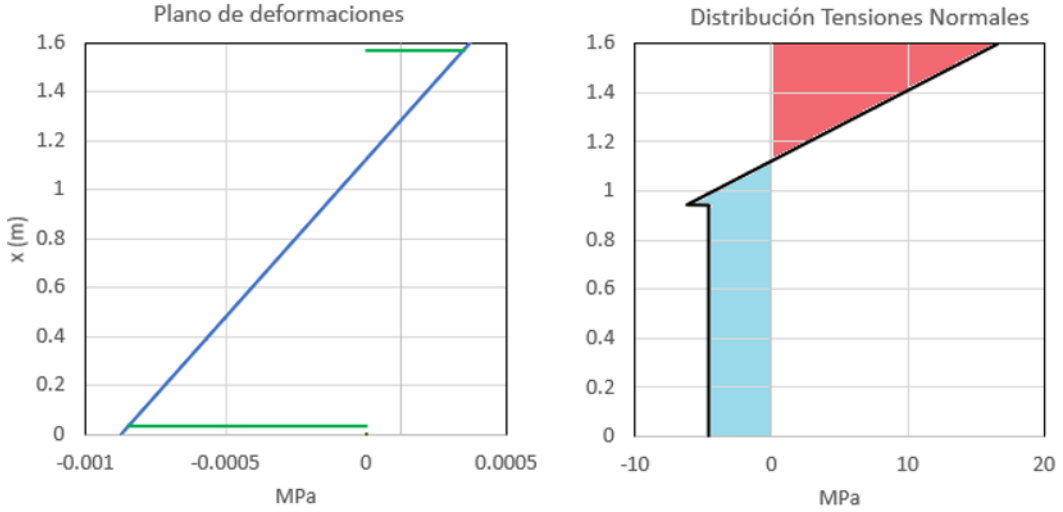


Figura 46. Distribución de tensiones en ELS para flexión positiva de eje “z”

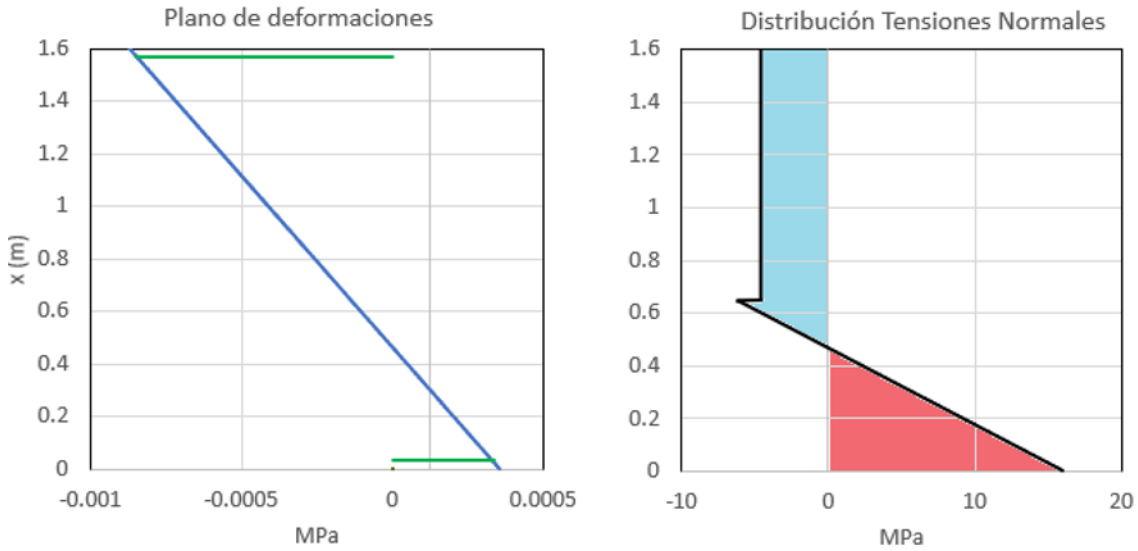


Figura 47. Distribución de tensiones en ELS para flexión negativa de eje “y”

3.5.5 Capacidad resistente a corte de la pieza en el plano horizontal

El valor último de cortante en ELU se ha calculado siguiendo la metodología dispuesta en la norma NF P 18-710 que recoge la contribución de las fibras al valor de cortante último. El cálculo del valor último de cortante es el resultado de la suma de la contribución del hormigón (V_{cu}) y de la contribución de la fibra (V_{fu}) que depende a su vez de la tensión residual de cálculo para una abertura de fisura de 0.3 mm. Los parámetros de diseño considerados se muestran en la siguiente tabla que dan como resultado un cortante último de 212 kN.

Tabla 44. Parámetros de diseño

CORTANTE		
Vcu	**145.6**	kN
k	1.00	
bw	0.06	m
d	1.57	m
z	1.41	m
h	1.60	m
σcp	**0**	Mpa
Vfu	**132.4**	kN
Af	0.085	m2
σrd	1.3	MPa
Φ	40	º
cotg(Φ)	1.1917536	
Vrd	**278.0**	kN
σeq	**3.28**	MPa

3.5.6 Capacidad de la losa superior e inferior a flexión

Para el cálculo frente a cargas verticales de la losa superior e inferior se va a utilizar el modelo de líneas de rotura de manera que se considera un modelo de roturo plástico que se genera por la hiperestaticidad de las losas al estar apoyada en cuatro bordes (diafragmas transversales y cordones longitudinales). De esta forma, se asume el modelo de rotura de la losa.

Para un coeficiente de orientación de fibras medio de 0.6 se obtiene un momento último en una sección rectangular de 3 cm de canto de 1.8 kNm/m. De acuerdo con este momento último y para unas dimensiones de placa entre apoyos de 2.0 x 1.5 m, la carga uniforme por unidad de longitud resistida es de 14.8 kN/m^2.

3.5.7 Cuadro resumen de resistencias

Tabla 45.Propiedades resistentes

PROPIEDADES RESISTENTES					
ARMADO	**$M_{y,d}^{(+)}$ (kNm)**	**$M_{y,d}^{(-)}$ (kNm)**	**$M_{y,fis,k}^{(-)}$ (kNm)**	**$M_{y,fis,k}^{(+)}$ (kNm)**	**$V_{z,d}$ (kN)**
8Φ16	212	-210	138	-142	212
ARMADO	**$M_{z,d}^{(+)}$ (kNm)**	**$M_{z,d}^{(-)}$ (kNm)**	**$M_{z,fis,k}^{(-)}$ (kNm)**	**$M_{z,fis,k}^{(+)}$ (kNm)**	**$V_{y,d}$ (kN)**
8Φ16	783	-783	536	-536	278

APÉNDICE 3: CÁLCULOS MECÁNICOS LOSA PASO CANAL

ÍNDICE

1 LISTADO DE DATOS DE LA OBRA 1

1.1 VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA 1
1.2 DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA 1
1.3 NORMAS CONSIDERADAS 1
1.4 ACCIONES CONSIDERADAS 1
1.4.1 Gravitatorias 1
1.4.2 Hipótesis de carga 1
1.4.3 Listado de cargas 2
1.5 ESTADOS LÍMITE 2
1.6 SITUACIONES DE PROYECTO 2
1.6.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) . 3
1.6.2 Combinaciones 3
1.7 DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS 4
1.8 DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS 5
1.8.1 Muros (Apoyos losa en canal) 5
1.9 LISTADO DE PAÑOS 5
1.9.1 Autorización de uso 6
1.10 MATERIALES UTILIZADOS 7
1.10.1 Hormigones 7
1.10.2 Aceros por elemento y posición 7
1.11 ESFUERZOS Y ARMADOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS 7
1.11.1 Listado de armaduras de muros de hormigón 7
1.11.2 Sumatorio de esfuerzos de pilares y muros por hipótesis y planta 7

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Acciones gravitatorias 1
Tabla 2. Hipótesis de carga 1
Tabla 3. Listado de cargas 2
Tabla 4. Estados limite 2
Tabla 5. Coeficientes estado limite último rotura 3
Tabla 6. Coeficientes tensiones sobre el terreno 3
Tabla 7. Coeficientes desplazamientos 3
Tabla 8. Combinaciones en ELU rotura 4
Tabla 9. Combinaciones tensiones sobre el terreno y desplazamientos 4
Tabla 10. Datos grupos y plantas 4
Tabla 11. Datos geométricos del muro 5
Tabla 12. Datos placa alveolada 5
Tabla 13. Ficha características técnicas alveoplaca 6
Tabla 14. Esfuerzos por bandas de 1 m 6
Tabla 15. Características hormigón 7
Tabla 16. Características aceros en barras 7
Tabla 17. Comprobación soportes paso canal 7
Tabla 18. Sumatorio resumido esfuerzos 8

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placa alveolar pasa canal 8
Figura 2. Características placa alveolar paso canal 8

1 LISTADO DE DATOS DE LA OBRA

1.1 Versión del programa y número de licencia

Programa - Versión: CYPE 2022

Número de licencia: 170787

1.2 Datos generales de la estructura

Proyecto: Losa paso canal, afecciones LSMT evacuacion Sector IX-X, Canal Zujar (BA)

Clave: Losa_Paso

1.3 Normas consideradas

Hormigón: EHE-08

Aceros conformados: CTE DB SE-A

Aceros laminados y armados: CTE DB SE-A

Categoría de uso: G2. Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento

1.4 Acciones consideradas

1.4.1 Gravitatorias

Tabla 1. Acciones gravitatorias

Planta	S.C.U (kN/m²)	Cargas muertas (kN/m²)
Apoyo losa	0.1	0.1
Cimentación	25.0	0.1

1.4.2 Hipótesis de carga

Tabla 2. Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Sobrecarga de uso		
Adicionales	Referencia	Descripción	Naturaleza
	N 1	Nieve	Nieve

1.4.3 Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en kN, kN/m y kN/m²)

Tabla 3. Listado de cargas

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Apoyo losa	Cargas muertas	Lineal	3.29	(-0.09,2.10) (5.58,2.10)
	N 1	Superficial	0.20	(0.00,2.70) (0.00,1.53) (5.50,1.53) (5.50,2.70)

1.5 Estados límite

Tabla 4. Estados limite

E.L.U. de rotura. Hormigón E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	CTE Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno Desplazamientos	Acciones características

1.6 Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Con coeficientes de combinación**

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

- **Sin coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal
$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

1.6.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08

Tabla 5. Coeficientes estado limite último rotura

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.000
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500

Tensiones sobre el terreno

Tabla 6. Coeficientes tensiones sobre el terreno

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

Desplazamientos

Tabla 7. Coeficientes desplazamientos

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

1.6.2 Combinaciones

Nombres de las hipótesis

PP Peso propio
CM Cargas muertas
Qa Sobrecarga de uso
N 1 Nieve

E.L.U. de rotura. Hormigón

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

Tabla 8. Combinaciones en ELU rotura

Comb.	PP	CM	Qa	N 1
1	1.000	1.000		
2	1.350	1.350		
3	1.000	1.000	1.500	
4	1.350	1.350	1.500	
5	1.000	1.000		1.500
6	1.350	1.350		1.500
7	1.000	1.000	1.500	0.750
8	1.350	1.350	1.500	0.750

Tensiones sobre el terreno

Desplazamientos

Tabla 9. Combinaciones tensiones sobre el terreno y desplazamientos

Comb.	PP	CM	Qa	N 1
1	1.000	1.000		
2	1.000	1.000	1.000	
3	1.000	1.000		1.000
4	1.000	1.000	1.000	1.000

1.7 Datos geométricos de grupos y plantas

Tabla 10. Datos grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	Apoyo losa	1	Apoyo losa	2.50	2.50
0	Cimentación				0.00

1.8 Datos geométricos de pilares, pantallas y muros

1.8.1 Muros (Apoyos losa en canal)

- Las coordenadas de los vértices inicial y final son absolutas.

- Las dimensiones están expresadas en metros.

Tabla 11. Datos geométricos del muro

Referencia	Tipo muro	GI- GF	Vértices Inicial	Vértices Final	Planta	Dimensiones Izquierda+Derecha=Total
M1	Muro de hormigón armado	0-1	(0.00, 0.26)	(0.00, 3.96)	1	0.25+0.25=0.5
M2	Muro de hormigón armado	0-1	(5.50, 0.26)	(5.50, 3.96)	1	0.25+0.25=0.5

1.9 Listado de paños

Placas aligeradas consideradas

Tabla 12. Datos placa alveolada

Nombre	Descripción
PLACA ALVEOLADA PHP-25+5	PLACA ALVEOLADA Canto total del forjado: 30 cm Espesor de la capa de compresión: 5 cm Ancho de la placa: 1203 mm Ancho mínimo de la placa: 280 mm Entrega mínima: 10 cm Entrega máxima: 15 cm Entrega lateral: 0 cm Hormigón de la placa: HA-40, Yc=1.35 (Pref.) Hormigón de la capa y juntas: HA-25, Yc=1.5 Acero de negativos: B 500 S, Ys=1.15 Peso propio: 4.74 kN/m² Volumen de hormigón: 0.17 m³/m²

1.9.1 Autorización de uso

Tabla 13. Ficha características técnicas alveoplaca

PLACA ALVEOLADA
Canto total del forjado: 30 cm
Espesor de la capa de compresión: 5 cm
Ancho de la placa: 1203 mm
Ancho mínimo de la placa: 280 mm
Entrega mínima: 10 cm
Entrega máxima: 15 cm
Entrega lateral: 0 cm
Hormigón de la placa: HA-40, Yc=1.35 (Pref.)
Hormigón de la capa y juntas: HA-25, Yc=1.5
Acero de negativos: B 500 S, Ys=1.15
Peso propio: 4.74 kN/m²
Volumen de hormigón: 0.17 m³/m²

Tabla 14. Esfuerzos por bandas de 1 m

Referencia	Flexión positiva							Cortante Último	
	Momento		Rigidez		Momento de servicio Según la clase de exposición (1)				
	Último	Fisura	Total	Fisura	I	II	III	Md > Mg	Md < Mg
	kN·m/m		kN·m²/m		kN·m/m			kN/m	
PA	109.7		57480.0	54485.0	48.4	53.9	68.8	148.0	89.1
QA	130.2		57644.0	56142.0	60.3	68.1	86.0	148.2	93.8
RA	159.8		57887.0	58163.0	79.1	90.4	112.8	148.4	100.8
SA	178.9		58048.0	59284.0	91.7	105.4	130.8	148.6	105.5
TA	202.6		58251.0	60485.0	107.9	124.7	153.9	148.8	111.5
UA	236.9		58758.0	61888.0	125.0	145.3	180.2	149.0	120.4

Refuerzo Superior	Flexión negativa B 500 S, Ys=1.15					
	Momento último		Momento	Rigidez		Cortante
	Tipo	Macizado	Fisura	Total	Fisura	Último
	kN·m/m		kN·m/m	kN·m²/m		kN/m
Ø12 c/250	55.9	56.7	46.0	53591.0	6767.0	
Ø12 c/200	67.8	67.7	46.3	53825.0	7933.0	
(Ø16 + Ø10) c/333	94.7	94.9	47.1	54406.0	10623.0	
(Ø16 + Ø12) c/333	101.4	101.4	47.3	54547.0	11231.0	
Ø16 c/200	117.7	117.7	47.8	54902.0	12727.0	
Ø16 c/143	153.8	154.1	49.0	55703.0	15601.0	
Ø16 c/111	187.6	188.7	50.1	56486.0	18377.0	
Ø20 c/143	225.8	230.4	51.6	57442.0	23804.0	
Ø20 c/111	255.8	278.9	53.4	58602.0	43691.0	

(1) Según la clase de exposición:

-Clase I: Ambiente agresivo (Ambiente III)

-Clase II: Ambiente exterior (Ambiente II)

-Clase III: Ambiente interior (Ambiente I)

1.10 Materiales utilizados

1.10.1 Hormigones

Tabla 15. Características hormigón

Elemento	Hormigón	f_{ck} (MPa)	γ_c	Árido		E_c (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-25	25	1.50	Cuarcita	15	27264

1.10.2 Aceros por elemento y posición

Tabla 16. Características aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)	γ_s
Todos	B 500 S	500	1.15

1.11 Esfuerzos y armados de pilares, pantallas y muros

1.11.1 Listado de armaduras de muros de hormigón

Tabla 17. Comprobación soportes paso canal

Muro M1: Longitud: 370 cm											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cimentación - Apoyo losa	50.0	Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm	---	---	---	---	100.0	---

Muro M2: Longitud: 370 cm											
Planta	Espesor (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Ramas	Diám.	Sep.ver (cm)	Sep.hor (cm)		
Cimentación - Apoyo losa	50.0	Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm	Ø12c/25 cm	---	---	---	---	100.0	---

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.

1.11.2 Sumatorio de esfuerzos de pilares y muros por hipótesis y planta

Sólo se tienen en cuenta los esfuerzos de pilares, muros y pantallas, por lo que si la obra tiene vigas con vinculación exterior, vigas inclinadas, diagonales o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

Este listado es de utilidad para conocer las cargas actuantes por encima de la cota de la base de los soportes sobre una planta, por lo que para casos tales como pilares apeados traccionados, los esfuerzos de dichos pilares tendrán la influencia no sólo de las cargas por encima sino también la de las cargas que recibe de plantas inferiores.

Tabla 18. Sumatorio resumido esfuerzos

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Cimentación	0.00	Peso propio	274.4	754.7	579.0	0.0	0.0	0.0
		Cargas muertas	19.8	54.3	41.8	0.0	0.0	0.0
		Sobrecarga de uso	1.1	3.1	2.4	0.0	0.0	0.0
		N 1	1.3	3.5	2.7	0.0	0.0	0.0

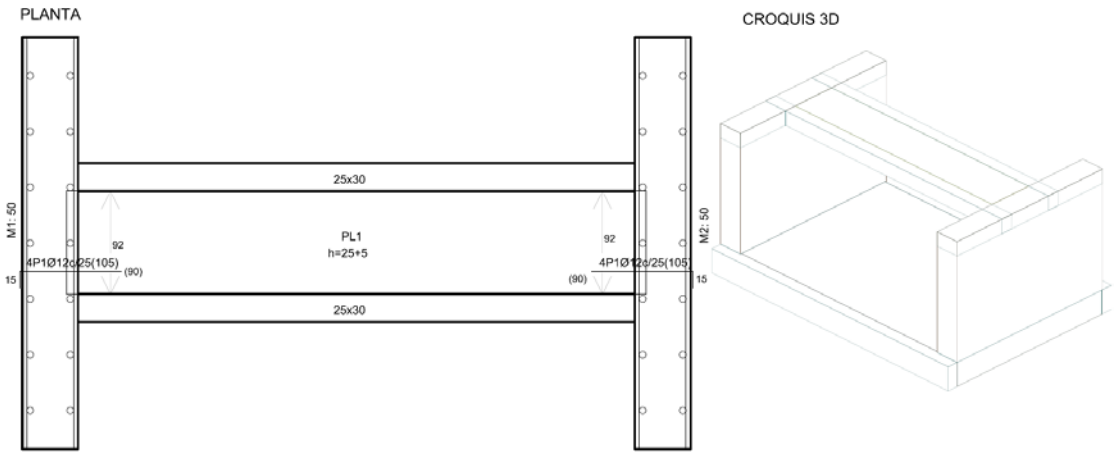


Figura 1. Placa alveolar pasa canal

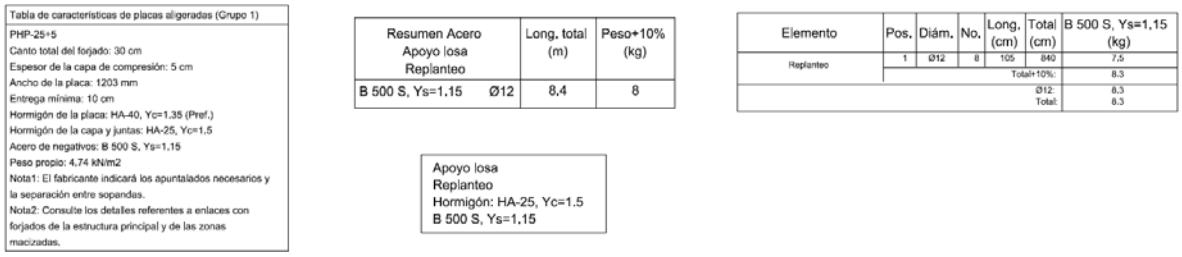


Tabla de características de placas aligeradas (Grupo 1)

PHP-25+5
Canto total del forjado: 30 cm
Espesor de la capa de compresión: 5 cm
Ancho de la placa: 1203 mm
Entrega mínima: 10 cm
Hormigón de la placa: HA-40, Yc=1.35 (Pref.)
Hormigón de la capa y juntas: HA-25, Yc=1.5
Acero de negativos: B 500 S, Ys=1.15
Peso propio: 4.74 kN/m2
Nota1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.
Nota2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Resumen Acero Apoyo losa Replanteo		Long. total (m)	Peso+10% (kg)
B 500 S, Ys=1.15	Ø12	8.4	8

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	B 500 S, Ys=1.15 (kg)
Replanteo	1	Ø12	8	105	840	7.5
					Total+10%:	8.3
					Ø12:	8.3
					Total:	8.3

Apoyo losa
Replanteo
Hormigón: HA-25, Yc=1.5
B 500 S, Ys=1.15

Figura 2. Características placa alveolar paso canal