



ANEJO 14. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA TUBERÍA	3
2.1 DATOS DE PARTIDA.....	3
2.1.1 Régimen medio del oleaje	5
2.1.2 Régimen extremal del oleaje	6
2.1.3 Caracterización del oleaje en la fase de servicio.....	8
2.1.4 Corrientes	8
2.2 OLEAJE EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN.....	8
3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO	9
3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO	9
3.1.1 Acciones del oleaje.....	9
3.1.2 Acción de las corrientes	14
3.1.3 Empuje hidrostático	15
3.2 HIPÓTESIS SOBRE ACUMULACIÓN DE AIRE	15
4. RESULTADOS	16
4.1 TUBERÍA APOYADA EN EL FONDO MARINO	16
4.2 TUBERÍA ENTERRADA	16
4.3 RESUMEN DE RESULTADOS	16
5. HUNDIMIENTO	17
5.1 COMPROBACIÓN FLOTABILIDAD	17
6. TABLA RESUMEN LASTRADO	18
7. COMPROBACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE HUNDIMIENTO	18
7.1 TENSIONES DE FLEXIÓN.....	18



7.2 PRESIÓN INTERNA DEL AIRE	20
7.3 FUERZA DE TRACCIÓN	21
7.4 VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO.....	25
8. JUSTIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA TORNILLERÍA Y EL ARMADO DE LOS LASTRES	28
8.1 MATERIALES.....	28
8.2 PROPIEDADES DE LAS VARILLAS ROSCADAS.....	30
8.3 PROPIEDADES DE LA TORNILLERÍA INOXIDABLE	31
8.4 COMPROBACIÓN VARILLAS PARA LOS LASTRES	32
9. CÁLCULO MECÁNICO TUBERÍA PEAD	36
9.1 TUBERÍA PEAD	36
9.2 HIPÓTESIS I. PRESIÓN INTERNA POSITIVA	37
9.3 HIPÓTESIS II. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA POSITIVA (ESTADO TENSIONAL Y DEFORMACIONES).....	37
9.4 HIPÓTESIS III. ACCIONES EXTERNAS (ESTADO TENSIONAL Y DEFORMACIONES)	38
9.5 HIPÓTESIS IV. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA NEGATIVA (ESTADO TENSIONAL Y DEFORMACIONES).....	39
10. CÁLCULO ESTRUCTURAL ARQUETA DE CONEXIÓN PHD	41
APÉNDICE Nº 1.- COMPROBACIÓN ESTABILIDAD FASE CONSTRUCCIÓN	
APÉNDICE Nº 2.- CÁLCULO FLOTABILIDAD TUBERÍA	
APÉNDICE Nº 3.- CÁLCULO DE LA TUBERÍA DE PEAD ENTERRADA	
APÉNDICE Nº 3.- CÁLCULO ESTRUCTURAL ARQUETA DE CONEXIÓN PHD	



ANEJO 14. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se justifica la estabilidad de la tubería apoyada y enterrada del tramo marino del emisario, así como el dimensionamiento mecánico de los tubos de PE.

2. DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA TUBERÍA

2.1 DATOS DE PARTIDA

Según la *Instrucción para el proyecto de conducciones de vertido desde tierra al mar*, la estabilidad de los emisarios se ha de calcular para la altura de ola significativa correspondiente al temporal de cálculo, entendiéndose por tal el de período de retorno de cien años para la fase de servicio y el de período de retorno de un año para la fase de construcción. En el presente caso, dado que durante la fase de construcción no se prevé que ningún tramo quede soterrado el fondo marino puesto que se ejecutará mediante PHD (Perforación Horizontal Dirigida), no corresponde realizar una comprobación de estabilidad del emisario en fase constructiva.

Todos los datos de oleaje se obtienen del “Banco de datos oceanográficos de Puertos del Estado”.

Se utilizarán datos de los siguientes puntos:

Datos del modelo de simulación de la red SIMAR

El nodo de la red SIMAR próximo a Sant Elm que se utiliza es:

- Nodo nº: 2112114
- Longitud: 2.33 E
- Latitud: 39.50 N
- Profundidad: indefinida



Imagen 1. Punto SIMAR 2112114 y Sant Elm.

Datos de mediciones reales y resultados derivados de las mismas

Se utilizarán los datos de la Boya Dragonera, por ser la más cercana a Sant Elm entre las boyas existentes. En el mapa siguiente se observa la situación de Sant Elm y de las dos únicas boyas relativamente cercanas, la de Dragonera, al oeste de Mallorca, y la de Capdepera, al este, siendo la primera la más representativa para este caso.



Imagen 2. Boyas de la zona

2.1.1 Régimen medio del oleaje

Rosa de oleaje anual

Rosa de altura significativa. Nodo SIMAR 2112114. Serie analizada: enero 1958 a mayo de 2017.

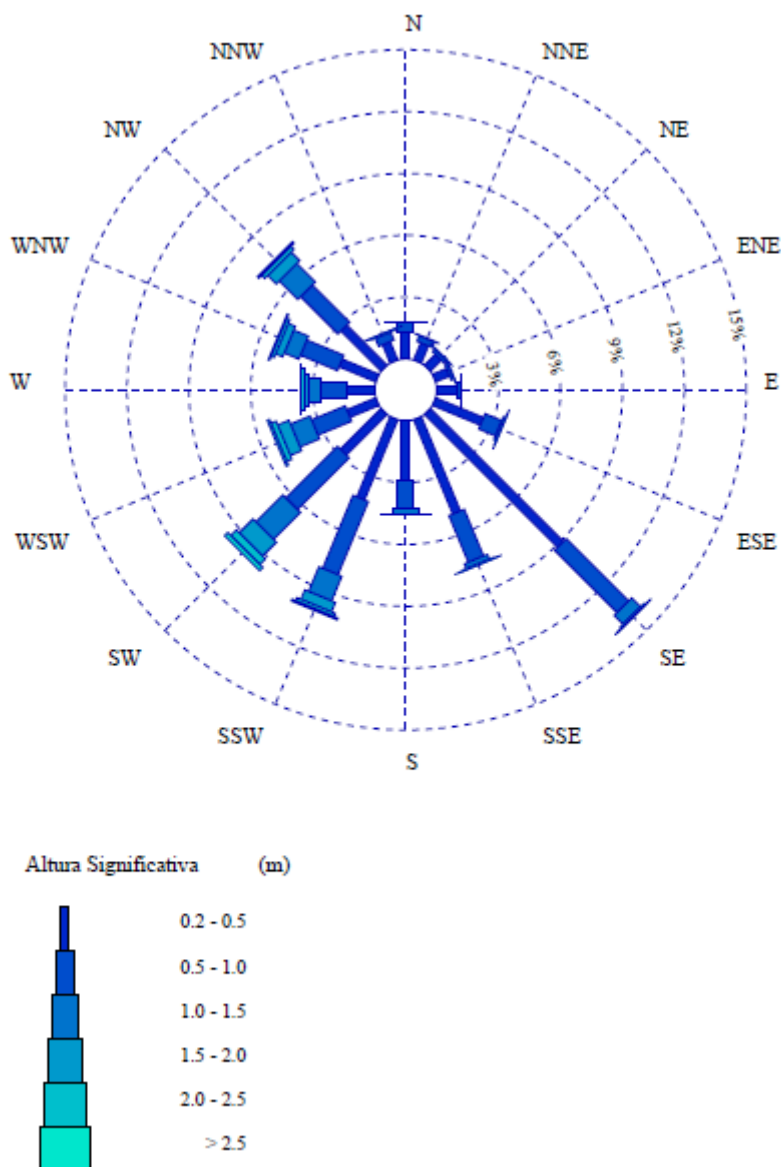


Imagen 3. Rosa de oleaje anual

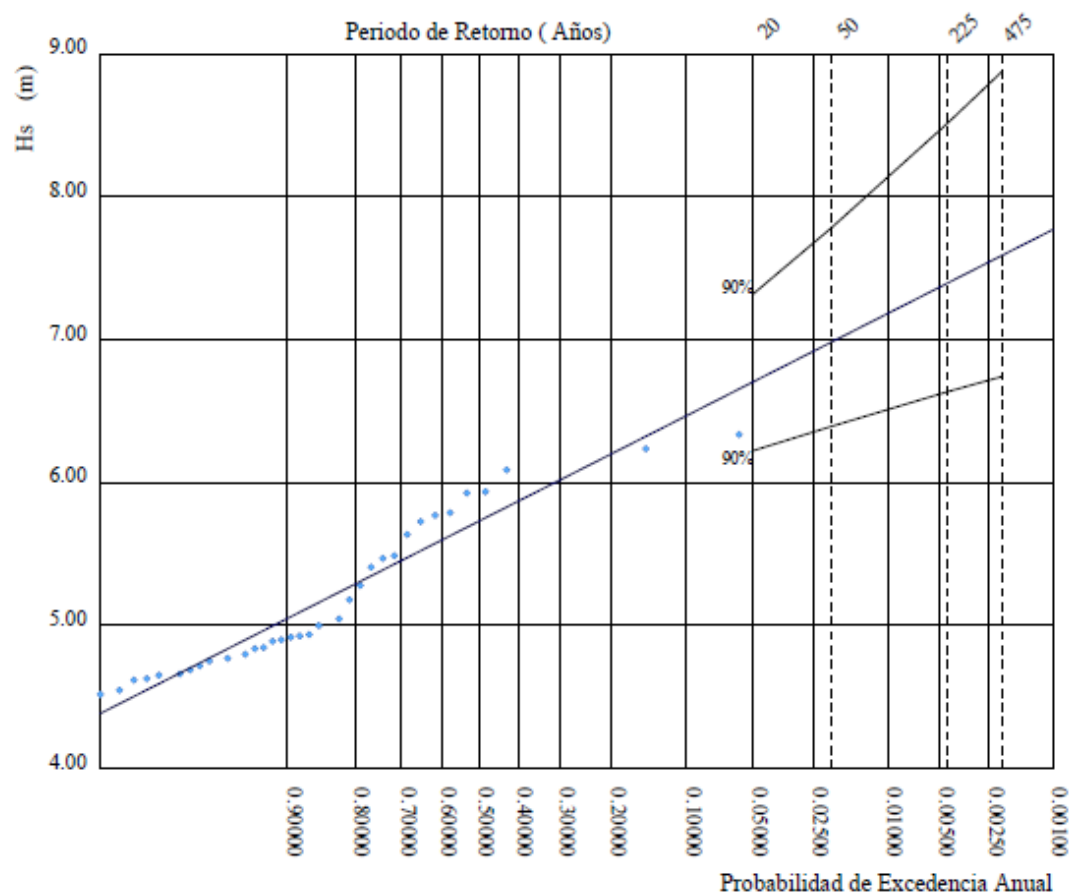
2.1.2 Régimen extremal del oleaje

Los resultados del modelo SIMAR son adecuados para caracterizar el régimen medio, pero no el extremal, al menos para periodos de retorno altos. Para caracterizar el régimen extremal para periodos de retorno altos nos basamos en los informes obtenidos a partir de datos reales de las boyas, en este caso de la boya de Dragonera.



REGIMEN EXTREMAL ESCALAR DE OLAJE

LUGAR : Dragonera
PARÁMETRO : Altura Significante SERIE ANALIZADA : Nov. 2006 - Nov. 2017
PROFUNDIDAD : 135.0



P. de Retorno (Años)	20.00	50.00	225.00	475.00
Estima Central de Hs (m)	6.71	6.99	7.40	7.59
Banda Sup. 90% Hs	7.32	7.79	8.52	8.87
Valor Esperado de Tp (s)	10.33	10.48	10.70	10.79
Prob. de Exc. en 20 Años	0.64	0.33	0.09	0.04
Prob. de Exc. en 50 Años	0.92	0.64	0.20	0.10

Parametros del Ajuste POT de Altura Significante

Umbral de Excedencia	4.50 (m)	Parametros de la	Alfa = 4.28
Num. Min. de Dias Entre Picos	5.00	Distribucion Weibull	Beta = 1.05
Num. Med. Anual de Picos (Lambda)	4.15	de Excedencias	Gamma = 1.76

Relacion entre Altura Significante (m) y Periodo de Pico (s)

$$T_p = 5.27 H_s^{0.35}$$



Ilustración 1. Régimen extremal del oleaje

2.1.3 Caracterización del oleaje en la fase de servicio

Según los datos de la boya de Dragonera, los resultados correspondientes al régimen escalar son los siguientes:

Tabla 1. Caracterización del oleaje.

Variable	Periodo de retorno, T_R (años)		
	100	225	475
Altura ola significativa, H_s (m)	7,11	7,40	7,59
Periodo, T (s)	10,47	10,62	10.71

No se aplicará ningún coeficiente de reducción direccional, dada la relativa importancia de temporales del SE, a los que las tuberías están expuestas, quedando del lado de la seguridad.

En el anejo 12. *Estudio básico de dinámica litoral* se obtiene valores de H_s y T_p ligeramente diferentes a los mostrados en este apartado, dado que el proceso de obtención de estos datos se ha realizado por métodos diferentes. Ambos valores arrojan datos muy similares. Para el cálculo de la estabilidad del emisario se emplearán los datos de H_s y T_p que se proponen en este anejo por quedar del lado de la seguridad.

2.1.4 Corrientes

Para los cálculos de estabilidad, se superpondrá a las acciones derivadas del oleaje las derivadas de una corriente de fondo de las siguientes características:

- Velocidad: 0,2 m/s
- Ángulo de incidencia: 90° (el más desfavorable en el caso de las corrientes)

2.2 OLEAJE EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN

A efectos del cumplimiento de la Instrucción, hay que calcular la altura significativa de ola para un periodo de retorno de 1 año para determinar las solicitaciones mecánicas a que se verá sometido el emisario por efecto del oleaje en fase de construcción.

En este caso se va a ejecutar el tramo marino enterrado mediante Perforación Horizontal Dirigida (PHD), por lo que la tubería no estará más expuesta en fase de ejecución que en fase de servicio y no se hace necesaria esta comprobación.



3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Se emplea el método recogido en la *Orden de 13 de julio de 1993 por la que se aprueba la Instrucción para el proyecto de conducciones de vertidos desde tierra al mar*.

Se calcula cada sección o tramo del emisario aisladamente, despreciándose la solidaridad existente entre unos tramos y otros, lo que hace que el cálculo, desde este punto de vista, sea conservador.

Para estudiar la estabilidad debe analizarse:

- Estabilidad sobre el fondo marino
- Estabilidad durante el transporte y hundimiento
- Estabilidad durante la construcción

Las acciones exteriores que actúan sobre la tubería para determinar la estabilidad sobre el fondo marino y durante la construcción son:

- Acción del oleaje
- Acción de las corrientes
- Empuje hidrostático

3.1.1 Acciones del oleaje

Las fuerzas que actúan sobre la tubería, derivadas del oleaje, se calculan con las siguientes fórmulas, derivadas de la teoría lineal de ondas de Airy y recogidas en la Instrucción:

$$\text{Fuerza de inercia: } F_i = C_i \cdot \rho \cdot a \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Fuerza de arrastre: } F_D = C_D \cdot \rho \cdot u^2 \cdot \frac{D}{2}$$

$$\text{Fuerza de sustentación: } F_L = C_L \cdot \rho \cdot u^2 \cdot \frac{D}{2}$$

Donde:

U_a: Velocidad del agua de mar, normal al emisario por efecto del oleaje (m/s)

a: Aceleración del agua de mar normal al emisario por efecto del oleaje (m/s²)

D: Diámetro exterior del emisario (m)

ρ_a: Densidad del agua de mar (kg/m³)



$$C_a = 1,00$$

$$C_i = 3,30$$

$$C_e = 1,25$$

Los valores máximos de las fuerzas pueden calcularse por las siguientes fórmulas, derivadas de las anteriores
(Fuente: *Manual técnico para instalaciones submarinas de tuberías de polietileno*):

$$F_i = \pi \cdot C_i \cdot f \cdot \gamma \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{H_o}{L_o}$$

$$F_D = C_D \cdot f^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{H_o}{L_o} \cdot \frac{H_o}{D}$$

$$F_L = C_L \cdot f^2 \cdot \gamma \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{H_o}{L_o} \cdot \frac{H_o}{D}$$

Siendo:

f = factor de refracción e incidencia

C_i = coeficiente de inercia

C_D = coeficiente de arrastre

C_L = coeficiente de elevación

ρ = densidad del agua de mar

γ = peso específico del agua de mar

D = diámetro externo de la tubería

H_o = altura de la ola en aguas profundas

L_o = longitud de la ola en aguas profundas

El factor f expresa la conjunción de los fenómenos de refracción, asomeramiento y cambio de dirección del oleaje al aproximarse a la costa, así como la disminución de las acciones sobre la tubería si la incidencia del oleaje no es perpendicular a la directriz de la misma.

La fuente de los siguientes gráficos es el *Manual técnico para instalaciones submarinas de tuberías de polietileno*, de Pipelife Norge AS.

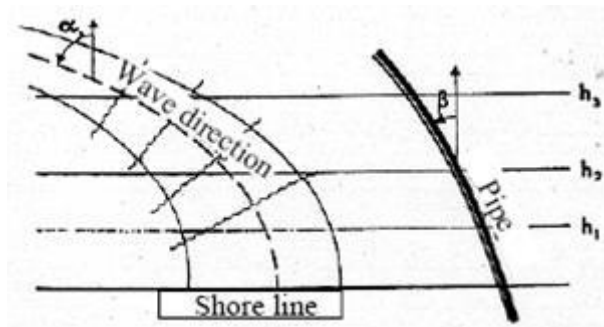


Ilustración 2. Valor de β según dirección de la tubería respecto a la costa

Cuando la tubería es perpendicular a la costa, el ángulo β es 0. En este caso, el siguiente gráfico indica el valor del factor de refracción e incidencia en función de la dirección del oleaje en aguas profundas (ángulo α) y de la profundidad h a la que está situada la tubería en cada punto en relación con la longitud de onda en aguas profundas, L_0 .

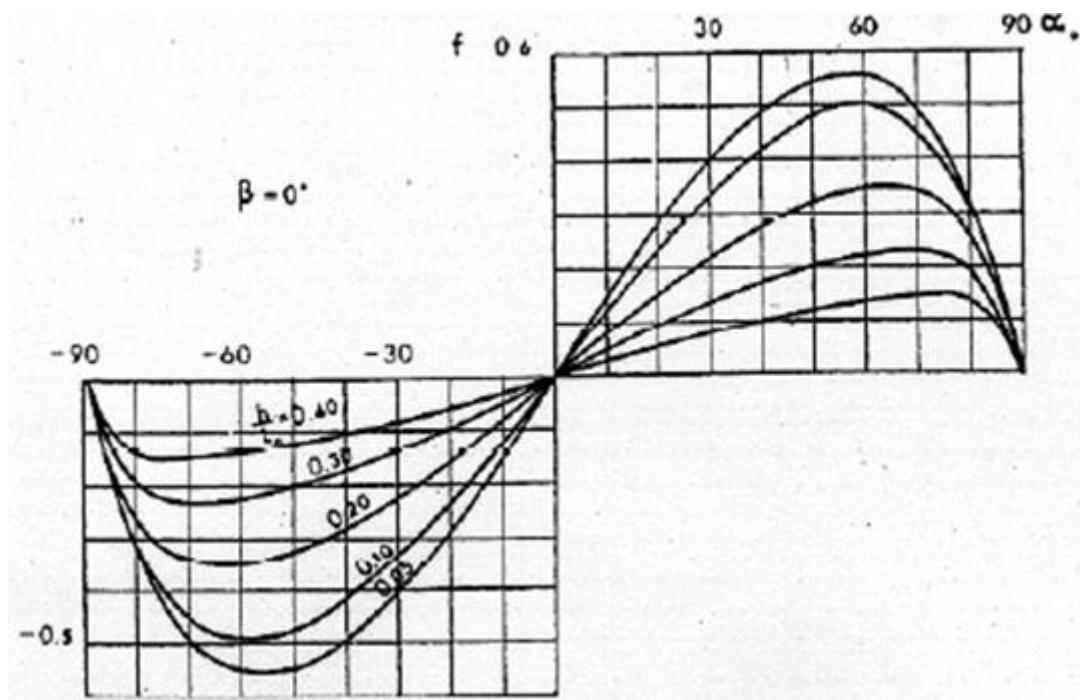


Ilustración 3. Cálculo del factor de refracción e incidencia en función de la dirección del oleaje para $\beta=0$

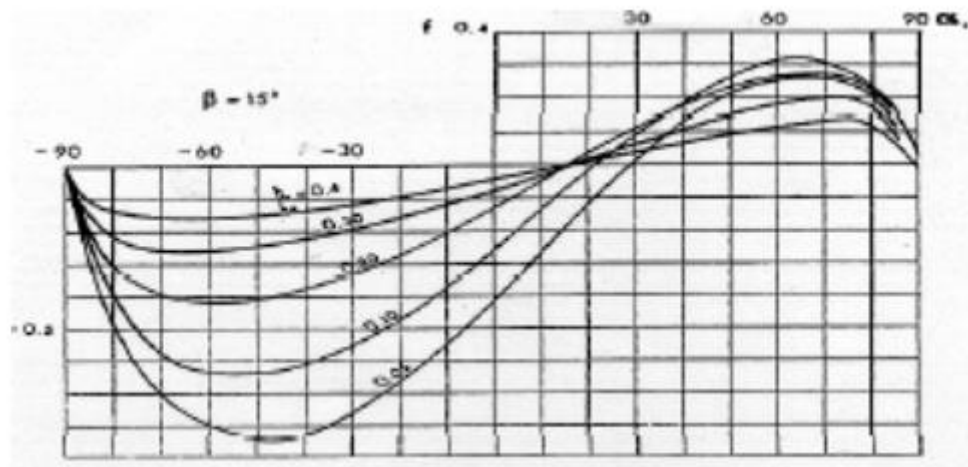


Ilustración 4. Cálculo del factor de refracción e incidencia en función de la dirección del oleaje para $\beta=15^\circ$

Aunque estos gráficos están elaborados bajo la hipótesis de líneas batimétricas rectas y paralelas a la línea de costa, es una aproximación al problema real.

Por otra parte, no se considera el efecto amortiguador de la pradera de posidonia en la reducción del oleaje. Aunque con los conocimientos actuales este efecto no es cuantificable, se sabe que es significativo.

Para este caso concreto se consideran los siguientes valores:

- Ángulo entre emisario y línea ortogonal de costa: 13°
- Ángulo entre dirección oleaje y línea ortogonal de costa:
 - o SE: -66°
 - o SSO: 46°
 - o SO: 24°
 - o β : 13°

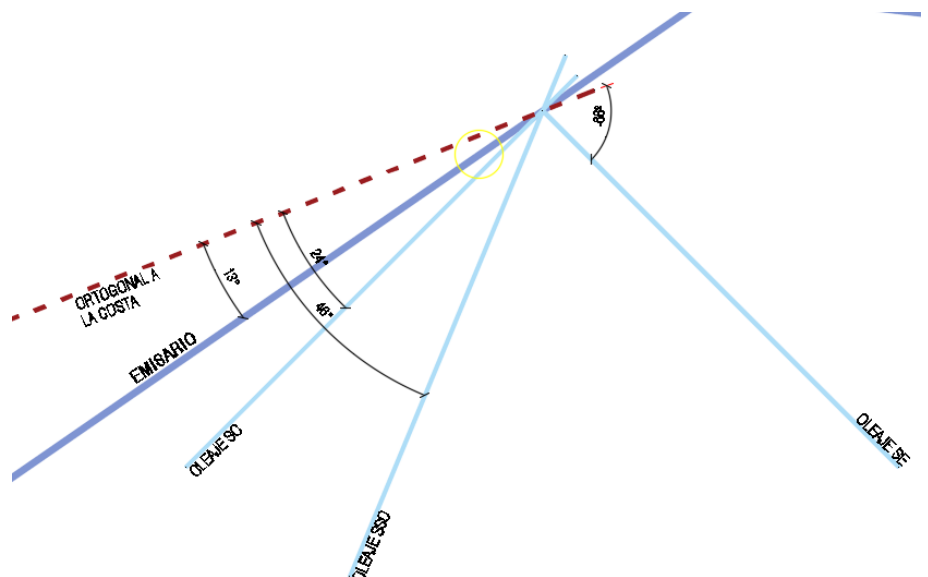


Ilustración 5. Esquema de las direcciones principales para el cálculo.

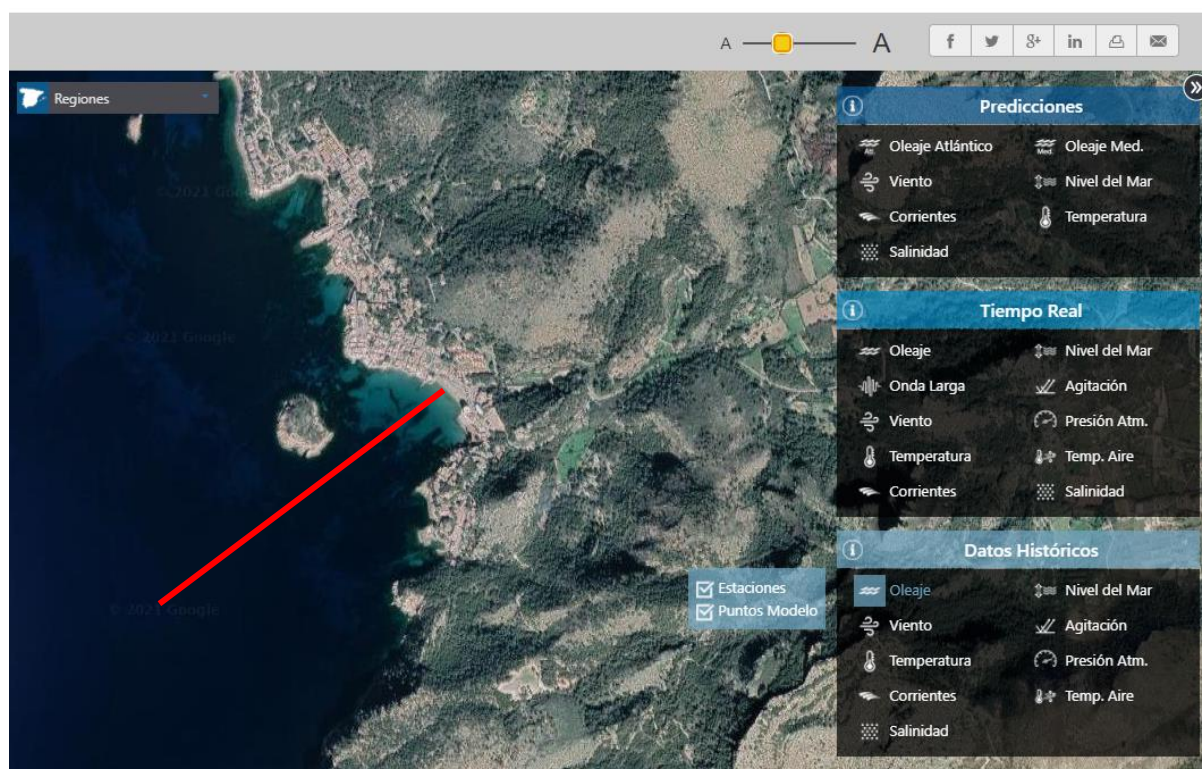


Imagen 4. Proyección del emisario sobre cartografía de Puertos del estado (Fuente: www.puertos.es)

Tabla 2. Valores del factor de refracción

FACTOR REFRACCIÓN			
β	α	f	
15	24	0.02	Temporal SO
15	46	0.2	temporal SSO
15	-66	-0.17	Temporal SE
	más desfavorable	0.2	

El valor más desfavorable corresponde al temporal SSO, con un factor de refracción de 0,2. En cuanto a la morfología de la cala, se encuentra más expuesta al temporal SO. No obstante, se tomará el factor de refracción correspondiente al temporal SSO por ser más desfavorable.

Las fuerzas de arrastre y de inercia están desfasadas 90°, pues así lo están U_a y a , luego no actuarán conjuntamente.

A continuación, se muestra la metodología empleada para obtener los valores de las velocidades (U_a) y aceleraciones (a), partiendo de la teoría lineal de ondas de Airy. La formulación empleada para la velocidad horizontal es la siguiente:

$$U_x = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cdot \cos \theta \text{ en m/s}$$

donde:

H: Altura de ola (m)

g = 9.81 m/s² (aceleración de la gravedad)

T: Periodo pico asociado a la ola (s)

L: Longitud de onda asociado a la ola (m)

d: Calado (m)

z: Profundidad desde el nivel medio (m)

θ: Fase de la onda

Como se puede observar, la velocidad máxima es obtendrá para θ=2π.

La aceleración horizontal se define como:

$$A_x = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh\left(\frac{2\pi(z+d)}{L}\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cdot \sin \theta \text{ en m/s}^2$$

En este caso, la aceleración es máxima para θ=π/2. Como se puede observar, ambas variables se hallan desfasadas en π/2.

Estas formulaciones sólo son válidas en lo que se denominan aguas intermedias, que vienen definidas como aquellas que son de transición entre aguas profundas y aguas someras. Se evalúa que estamos en aguas intermedias si se cumple que:

$$\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$$

3.1.2 Acción de las corrientes

Las fuerzas que actúan sobre la tubería, derivadas del oleaje, se calculan con las siguientes fórmulas, derivadas de la teoría lineal de ondas de Airy y recogidas en la Instrucción:



- Fuerza de arrastre:

$$F = C * \rho * U^2 * \frac{D}{2} \quad \left(\frac{N}{m}\right)$$

- Fuerza de elevación:

$$F = C * \rho * U^2 * \frac{V}{2} \quad \left(\frac{N}{m}\right)$$

donde:

U_a: Velocidad del agua de mar normal al emisario por efecto del oleaje (m/s)

D: Diámetro exterior del emisario (m)

ρ_a: Densidad del agua de mar (kg/m³)

C_a= 0,90

C_e= 0,50

En este caso, tal y como se ha indicado en el apartado 2.1.4 del presente anejo, la velocidad considerada será de 0,2 m/s.

3.1.3 Empuje hidrostático

El empuje hidrostático corresponde a la fuerza vertical y hacia arriba que ejerce el agua sobre el volumen sumergido siendo su valor el dado por la siguiente fórmula:

$$E = \rho_a \times V$$

donde:

ρ_a: Densidad del agua de mar (kg/m³)

V: volumen del cuerpo (m³)

3.2 HIPÓTESIS SOBRE ACUMULACIÓN DE AIRE

Se han calculado diferentes escenarios:

- Tubería llena de aire
- Tubería llena de efluente con un 0% de aire ocluido
- Tubería llena de efluente con un 10% de aire ocluido
- Tubería llena de efluente con un 20% de aire ocluido
- Tubería llena de efluente con un 30% de aire ocluido



Dado que el perfil longitudinal no presenta puntos altos en el tramo marino y se dispondrán ventosas de aireación, se considera que una hipótesis adecuada para estimar la cantidad de aire ocluido es el 10%.

4. RESULTADOS

Los resultados se han desarrollado en una hoja de cálculo que se adjunta como apéndice 1 del presente anejo.

4.1 TUBERÍA APOYADA EN EL FONDO MARINO

La tubería se ha dividido en los siguientes tramos:

Tabla 3. Tramos del emisario.

TRAMO	PK inicio – PK final	LONGITUD (m)	EXPOSICIÓN TUBERÍA
Difusores (29,5 m - 30,3 m)	2+530 - 2+546	15	Difusor
Tramo marítimo (25 m - 29,5 m)	2+390 - 2+530	149	Apoyada
Tramo marítimo (20,5 m - 25 m)	2+160 - 2+390	236	Apoyada

Se han adoptado los siguientes criterios:

- Se utilizan lastres de hormigón reforzado con macrofibra de vidrio.
- Cada tramo se calcula para la sección de tubería situada a menor profundidad. La profundidad de cálculo es la del centro de la tubería, que puede estar hasta 0,20 m por encima del fondo del mar.
- La ola de cálculo no se reduce aplicando ningún coeficiente direccional, se aplica directamente la obtenida del régimen extremal escalar.
- Dada la morfología de la cala y el oleaje predominante se considera que el ángulo más desfavorable de incidencia del oleaje es de 46º y el de la corriente de 90º.
- El peso lineal de la tubería se calcula considerando una densidad del polietileno de 961 kg/m³
- La densidad del agua de mar considerada es de 1.026 Kg/m³
- La densidad del efluente considerada es de 997,1 Kg/m³

4.2 TUBERÍA ENTERRADA

La tubería enterrada se colocará, como se ha dicho anteriormente, mediante el procedimiento de PHD, por lo que no procede calcular la altura significativa de ola para un periodo de retorno de 1 año para determinar las sollicitaciones mecánicas a que se verá sometido el emisario por efecto del oleaje en fase de construcción, ya que esta no estará más expuesta en fase de ejecución que en fase de servicio y no se hace necesaria esta comprobación.

4.3 RESUMEN DE RESULTADOS

En el Apéndice nº 1.- *Comprobación estabilidad fase construcción* se muestran los resultados obtenidos de los cálculos.



5. HUNDIMIENTO

Teniendo en cuenta que el emisario submarino se proyecta en polietileno y que se ha previsto la puesta en obra de la misma por el método de flotación, se ha estudiado la flotación de la tubería lastrada para estudiar la necesidad de disponer flotadores o reducir el lastrado en fase de hundimiento y suplementarlo posteriormente mediante lastres complementarios de hormigón reforzado con macrofibra de vidrio.

5.1 COMPROBACIÓN FLOTABILIDAD

Puesto que la presión nominal de la conducción es de 10 atm, dimensionamos la longitud del anillo de modo que la flotabilidad de la tubería lastrada y llena de aire sea de aproximadamente el 65%, según se recomienda para evitar una posible abolladura del tubo, mientras éste está lleno de aire, por el excesivo peso del lastre.

Los cálculos se han desarrollado en una hoja Excel que se adjunta en el *Apéndice nº 2- Cálculo de la flotabilidad de la tubería* del presente anejo, arrojando los siguientes resultados:

La tubería llena de aire pesa por ml 7 Kg y el empuje hidrostático que le incide es de 32 kg, presentando una flotabilidad positiva de 25 Kg.

En primer lugar, se comprueba la posibilidad de generar la botadura y hundimiento con todos los lastres colocados.

Partiendo del prediseño de lastrado del apartado anterior en el que se dimensiona cada lastre con un peso de 99,58 kg, si no se quitan lastres y la tubería está llena de aire, el aporte por ml sobre la instalación es de 33 Kg mientras que el empuje hidrostático que le incide es de -14 kg. Sumando estos datos a los de la tubería se obtiene una flotabilidad positiva de -6 kg, con un coef. de hundabilidad de 0,86; la tubería flotaría, si bien el coeficiente de hundabilidad se aleja del 0.65 recomendado para evitar abolladuras en el tubo. En el momento de llenado de la tubería con agua pasaríamos a una flotabilidad negativa de 9 kg, es decir el emisario se hundiría.

Para reducir el coef. de hundabilidad a 0.65 se dispondrán flotadores que aportarán 15 Kg de empuje hidrostático por metro lineal.

Por tanto, se podrán disponer el 100% de los lastres en el momento de la botadura (tubería llena de aire) sin empuje adicional por medio de flotadores a lo largo del tubo. De esta manera, se evita disponer de lastres de hundimiento que deberían ser colocados en una segunda fase de actuación.

Será fundamental garantizar la estanqueidad de la tubería para evitar la entrada no controlada de agua a su interior y provocar de esta manera un hundimiento no controlado de la misma. Para garantizar esta estanqueidad se dispondrá en cada extremo una tapa ciega de acero inoxidable embridada a la que se le implantará un picaje con una válvula de cierre que permita regular la entrada de agua por un extremo y la salida de aire por el otro.

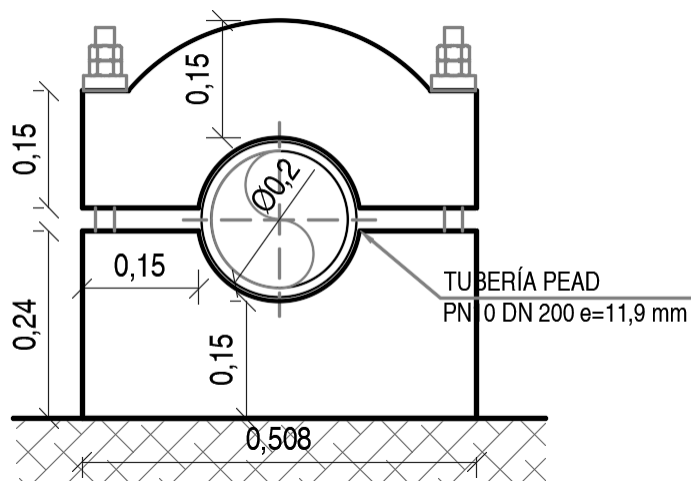


Imagen 5. Geometría de los lastres.

6. TABLA RESUMEN LASTRADO

Como se ha dicho anteriormente, en el *Apéndice nº 1.- Comprobación estabilidad fase construcción* se muestran los resultados obtenidos de los cálculos, que se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4. Resumen del lastrado total del emisario.

TRAMO	LONGITUD (m)	EXPOSICIÓN TUBERÍA	MASA EN SECO (KG)
Difusores (29,5 m - 30,3 m)	16	Difusor	99,58
Tramo marítimo (25 m - 29,4 m)	149	Apoyada	99,58
Tramo marítimo (20,5 m - 25 m)	236	Apoyada	99,58

DISTANCIA ENTRE LASTRES (m)	NÚMERO LASTRES	HUNDIMIENTO	SUPLEMENTARIOS	TIPO LASTRE
3,00	5	3 de cada 3	No lleva	Tipo único
3,00	50	3 de cada 3	No lleva	Tipo único
3,00	79	3 de cada 3	No lleva	Tipo único
Nº LASTRES	134			

7. COMPROBACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE HUNDIMIENTO

7.1 TENSIONES DE FLEXIÓN

Una tubería de PE, gracias a su flexibilidad, puede doblarse hasta un determinado grado de curvatura. No obstante, hay un radio mínimo que no puede sobrepasarse si quiere evitarse el pandeo.

Durante la flexión se producirán tensiones y deformaciones tanto en dirección longitudinal como radial. Cuando el radio de curvatura es demasiado pequeño, la tubería se pandeará. Especialmente durante el proceso de hundimiento de una tubería subacuática, es necesario asegurarse de que el radio de curvatura es mayor que el radio crítico de pandeo.



Durante la instalación, el equilibrio entre fuerzas - peso de los bloques de hormigón, fuerzas originadas por los barcos, fuerzas hidráulicas, fuerzas de las corrientes y el oleaje u otras fuerzas – define la configuración y la curvatura máxima.

Cuando una tubería se dobla hasta una curvatura de radio R en la dirección axial, se producirá una deformación ϵ_a en la pared de la tubería. Esta deformación puede expresarse de la siguiente manera:

$$\epsilon_a = \frac{r}{R} = \frac{D}{2R}$$

r = radio de la tubería

R = radio de curvatura

D = diámetro exterior de la tubería

La tensión máxima en la pared de la tubería puede calcularse con la ley de Hook:

$$\sigma_a = E \cdot \epsilon_a = E \cdot \frac{D}{2R}$$

A efectos prácticos, un radio de curvatura de $R = 30 \cdot D$ puede considerarse el radio mínimo para una tubería de PE durante su hundimiento ($SDR < 26$).

Los cálculos mostrados a continuación se referirán a la tubería apoyada sobre el lecho marino.

En la tabla siguiente se determinan las propiedades mecánicas orientativas para materiales de polietileno que deben utilizarse en los cálculos ($T=20^\circ\text{C}$)

Tabla 5. Propiedades mecánicas de referencias para materiales de polietileno

Propiedad	Unidad	PE80	PE100
Densidad	Kg/m ³	950	961
Tensión de régimen 50 años σ_d , 50	MPa	5,0/6,4*	8,0/6,3*
Esfuerzo de régimen en tiempo cero σ_0 , 0	MPa	8,0/10,4*	9,4/12,0*
Módulo de elasticidad en tiempo cero E0	MPa	800	1050
Módulo de elasticidad tras 50 años E50	MPa	150	200
Índice de Poisson ν	-	0,4-0,5	0,4-0,5
Coefficiente medio de expansión térmica α	$^\circ\text{C}^{-1}$	$0,2 \cdot 10^{-3}$	$0,2 \cdot 10^{-3}$

* Los coeficientes de seguridad son 1,6 y 1,25 respectivamente

Comprobación de la tensión máxima:

Considerando para la conducción los valores PE 100

$$D = 0,20 \text{ m}$$



Módulo de elasticidad (E) = 700 MPa El radio de curvatura mínimo será de:

$$R_{\min} = 30 \cdot D; R_{\min} = 30 \cdot 0,20 = 6,00 \text{ m}$$

La tensión de tracción máxima viene determinada por la expresión:

$$\sigma_a = E \cdot \frac{D}{2 \cdot R} = 700 \cdot \frac{0,200}{2 \cdot 6,0} = 11,67 \text{ MPa}$$

Si consultamos la Tabla 5.1.I, encontramos que la tensión de reventón para cargas de corta duración es 15 MPa.

El coeficiente de seguridad contra roturas es:

$$F = \frac{15}{11,67} = 1,29$$

A groso modo, en situaciones con cargas combinadas, por ejemplo, cargas por presión, por temperaturas, oleaje, etc, recomendamos:

$$R_{\min} = 60 \cdot D = 60 \cdot 0,200 = 12,0 \text{ m}$$

7.2 PRESIÓN INTERNA DEL AIRE

La presión interna depende de la carga de los contrapesos de hormigón. El cálculo de la tasa de llenado de aire a_a ya lo hemos determinado anteriormente.

Para obtener un tramo lleno de aire que equilibre el peso de los lastres de los collarines de hormigón, debemos aplicar una presión interna (p) en la tubería.

$$p = a_a \cdot H$$

Siendo:

P = presión interna (m.c.a.)

a_a = grado de llenado de aire

H = profundidad del agua (m)

Como se deduce de la fórmula anterior, la presión interna depende de la profundidad del agua. Esto significa que hemos de incrementar la presión a medida que aumenta la profundidad. El compresor ha de tener capacidad suficiente aire frente a una presión que corresponde a la profundidad máxima, incluyendo la caída de presión en las tuberías de transmisión.

Tomando los valores de la conducción:

PE100 SDR 17

$D = 200 \text{ mm}$

$a_a = 35\%$

Cota de vertido = -29,5 m

Resulta:

$$P_{5m} = 0,35 \cdot 5m = 1,75 \text{ m.c.a.} = 0,17 \text{ bar}$$

$$P_{10m} = 0,35 \cdot 10m = 3,5 \text{ m.c.a.} = 0,34 \text{ bar}$$

$$P_{15m} = 0,35 \cdot 15m = 5,25 \text{ m.c.a.} = 0,51 \text{ bar}$$

$$P_{20m} = 0,35 \cdot 20m = 7,00 \text{ m.c.a.} = 0,68 \text{ bar}$$

$$P_{25m} = 0,35 \cdot 25m = 8,75 \text{ m.c.a.} = 0,85 \text{ bar}$$

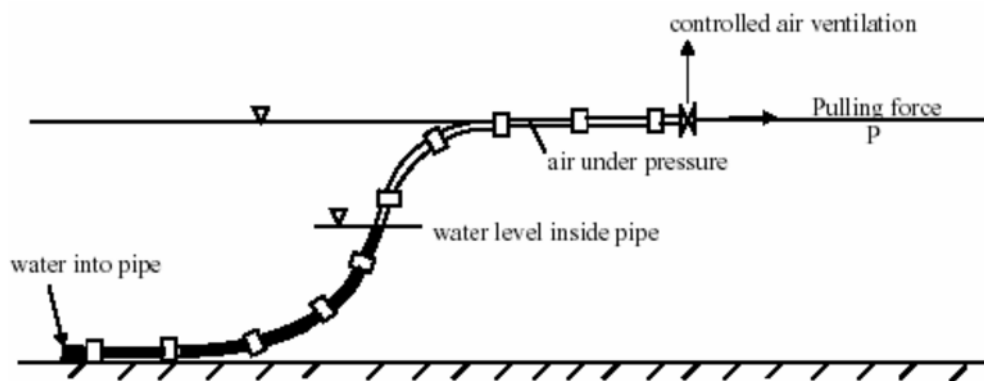
$$P_{29,5m} = 0,35 \cdot 29,5m = 10,32 \text{ m.c.a.} = 1,01 \text{ bar}$$

7.3 FUERZA DE TRACCIÓN

La fuerza de arrastre en el extremo de la tubería se aplica para controlar la posición de la tubería y para aumentar el radio de flexión durante el hundimiento.

Si el porcentaje de carga es inferior al 50%, lo que normalmente sucede, el radio crítico se produce en la superficie marina. Si no, será en el fondo.

Llevar a cabo un cálculo correcto del proceso de hundimiento es complicado y debe realizarse con la ayuda de programas informáticos. No obstante, hay un método sencillo de realizar un cálculo aproximado de la fuerza de tracción. Este método se basa en la teoría del eslabón de la cadena y es válido para aguas profundas. Las figuras siguientes ilustran la situación.



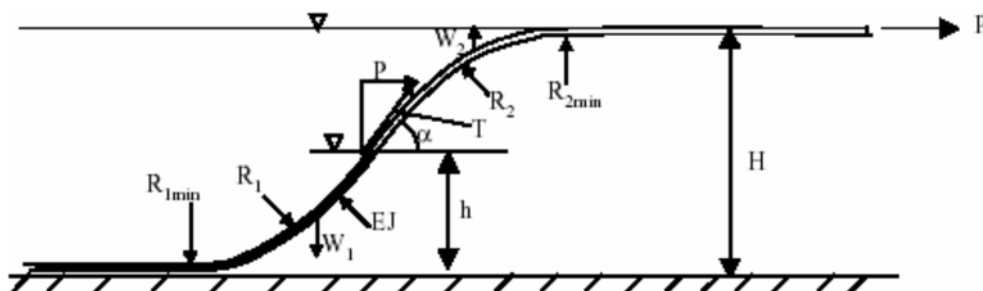


Imagen 6. Proceso, forma y parámetros técnicos de una tubería de PE durante su hundimiento

Las aguas profundas se definen como: $H > 12 \cdot D$

En aguas poco profundas (fase inicial del hundimiento) es imposible aplicar una fuerza en el extremo antes de que la tubería esté ensamblada a una instalación fija. Cuando se sumerge el extremo para conectar la tubería hemos de verificar que el radio de flexión es mayor que el radio de pandeo.

A este fin, se aplicará la fórmula:

$$R = \frac{L^2}{2 \cdot h}$$

R = radio de flexión

L = longitud sumergida de la tubería (longitud de voladizo) H = profundidad de conexión

Puede que sean necesarios varios puntos de ataque para sumergir la tubería durante la conexión (y no sólo el del extremo).

De la Figura 5.3.I, tenemos los siguientes parámetros:

H = profundidad (m)

h = altura interna del agua (m)

W_2 = flotabilidad neta en el tramo lleno de aire (N/m) W_1 = peso neto del tramo lleno de agua (N/m)

P = fuerza de tracción (N)

T = fuerza de tracción en el punto de cambio (N)

α = ángulo formado por el eje de la tubería y la horizontal en el punto de cambio. R_1 = radio de flexión en el tramo lleno de agua (m)



R_2 = radio de flexión en el tramo lleno de aire (m) EJ = rigidez de la tubería

Comprobación de la fuerza de tracción:

El hundimiento ha de ser realizado utilizando un coeficiente de seguridad frente a pandeo de 2,0.

Tomando los valores de la conducción PE100

PE100 SDR 17

$d = 176,2 \text{ mm}$

$a_a = 35\%$

Cota de vertido = -29,5 m

- Radio de flexión mínimo:

El radio de flexión mínimo lo tomamos de la siguiente tabla:

Tabla 6. Radio de flexión mínimo

Clase SDR	Relación de flexión permisible R/D -F=1,5
33	44
26	34
22	36
17	21
11	13
9	11

SDR = 17 \rightarrow R/D = 21

$$R_{min} = 21 \cdot D = 21 \cdot 0,20 = 4,20 \text{ m}$$

- Fuerza de tracción necesaria al extremo de la tubería:

Para determinar la fuerza de tracción hemos de conocer w_1 y w_2 . Aplicando las siguientes fórmulas:

$$w_1 = a_a \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot \gamma_w$$

$$w_1 = 0,35 \cdot \pi \cdot \frac{0,176^2}{4} \cdot 1028 \cdot 9,81 = 85,82 \text{ N}$$

$$w_2 = \frac{1 - a_a}{a_a} \cdot w_1$$

$$w_2 = \frac{1 - 0,35}{0,35} \cdot 85,82 = 159,38 \text{ N}$$

La máxima fuerza de tracción:

$$P_1 = w_1 \cdot R_{\min}$$

$$P_2 = w_2 \cdot R_{\min}$$

Siendo $w_2 > w_1$, la máxima fuerza de tracción vendrá dada por:

$$P_2 = 159,38 \cdot 4,20 = 669,39 \text{ N} = 0,69 \text{ kN}$$

- Máxima tensión de torsión en la pared de la tubería:

La fuerza de tracción máxima en la tubería aparece en el punto de retorno. Dada por la siguiente expresión:

$$T = P + w_1 (1 - a_a) \cdot H$$

$$T = 669,39 + 85,82 (1 - 0,35) \cdot 29,5 = 2.314,98 \text{ N} = 2,31 \text{ kN}$$

La tensión correspondiente sobre la pared de la tubería:

$$\sigma = \frac{T}{\frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2)}$$

$$\sigma = \frac{2314,98}{\frac{\pi}{4} \cdot (0,200^2 - 0,176^2)} = 326.974,57 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,32 \text{ MPa}$$

Además, habrá tensión en dirección longitudinal debido a la presión interna e índice de Poisson:

$$\sigma_{\max} = \frac{v \cdot p}{2} (\text{SDR} - 1)$$

Siendo:

v = Índice de poisson (0,4-0,5)

p = Presión interna

$$\sigma_{1\max} = \frac{0,5 \cdot 0,125}{2} (17 - 1) = 0,5 \text{ MPa}$$

La tensión de tracción máxima es la suma de $\sigma + \sigma_{\text{NAS}}$.

$$\sigma_{1\max} = (0,32 + 0,5) = 0,82 \text{ MPa}$$

- Ángulo α en el punto de retorno de la curva S.

El ángulo α en el punto de retorno viene dado por la fórmula:



$$\cos \alpha = \frac{P}{P + w_1 \cdot h}$$

$$\cos \alpha = \frac{669,39}{669,39 + 85,82 \cdot 29,5} = 0,21; \alpha = 77,88^\circ$$

7.4 VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO

Para evitar que las fuerzas de aceleración actúen sobre la tubería, la velocidad de hundimiento se mantendrá lo más constante posible durante la instalación.

Puesto que en la práctica siempre se produce alguna variación de la velocidad, es también importante mantener la velocidad a un nivel bajo.

Si tomamos la ley de Newton:

$$K = m \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t}$$

K = aceleración

M = masa en movimiento

Δv = variación de la velocidad

Δt = variación del tiempo

Vemos que un cambio importante en la relación $\Delta v/\Delta t$ creará una fuerza K elevada que actuará en el agua y en la tubería. Si mantenemos v baja, nos aseguramos de que Δv también se mantiene baja para un periodo de tiempo dado, Δt .

La velocidad de hundimiento la rige el caudal Q que entra en la tubería y la velocidad de deshinchado de las boyas. Este caudal depende a su vez de la presión de impulsión disponible,

$$\Delta h = a_a \cdot H - p_i$$

Δh = caída de presión disponible (m.c.a.) H = profundidad (m)

p_i = presión interna (m.c.a.)

a_a = tasa de llenado de aire de diseño

La caída de presión puede expresarse:

$$\Delta h = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} + k_s \frac{v^2}{2 \cdot g}$$



f = coeficiente de fricción ($\approx 0,02$)

L = longitud del tramo lleno de agua (m) D = diámetro interno (m)

V = velocidad (m/s)

g = aceleración de la gravedad ($\approx 9,81 \text{ m/s}^2$)

k_s = coeficiente de pérdida singular

Si combinamos las dos expresiones, la velocidad de hundimiento será:

$$v = \left[\frac{2 \cdot g \cdot D \cdot (a_a \cdot H - p_i)}{f \cdot L + k_s \cdot D} \right]^{1/2}$$

De la fórmula anterior se deduce que v es dependiente de la longitud del tramo lleno de agua (L), de la profundidad (H) y de la presión interna (p_i). El resto de parámetros son prácticamente constantes. Para mantener una velocidad constante, será preciso regular la presión interna (i) según los cambios que se produzcan en L y H .

Dado que la relación entre L y H se conoce, es posible calcular una “curva de hundimiento” para p_i como función de L . Esta curva es esencial durante la instalación.

Δh aparecerá como una subpresión en la tubería y debe ser controlada para evitar el pandeo.

Para facilitar el control de la velocidad de hundimiento en la fase inicial del procedimiento de inmersión, es útil tener un elevado valor para el coeficiente de pérdida singular k_s . Esto puede conseguirse utilizando un diámetro de entrada reducido (pieza enT) con respecto a la tubería principal. Un diámetro apropiado estaría entre $1/3 D$ a $1/20 D$ (comprobar la subpresión).

Se recomienda mantener esta apertura constante durante el hundimiento.

Existe una velocidad de hundimiento máxima a la que la tubería de PE que se está sumergiendo corre el riesgo de oscilar. Esta velocidad puede calcularse aproximadamente con la fórmula:

$$v = \frac{k \cdot \pi \cdot D^2}{2 \cdot S \cdot H^2 \cdot n} \cdot \left(\frac{E}{2 \cdot SDR \cdot \rho} \right)^{1/2}$$

K = coeficiente de soporte ($k=1,0$ para tub. Soportadas libremente, $k=2,25$ para tub. Fijas)

S = número Strouhals ($\approx 0,2$)

D = diámetro externo (m)

H = profundidad máxima de instalación (m)



n = coeficiente de seguridad (suponer $n=2,0$)

E = módulo de elasticidad (corta duración) (kN/m^2)

ρ = masa de la tubería, contenido (agua) y agua que oscila por unidad de volumen de la tubería.

Si asumimos que $E = 8 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$, $k = 2,0$ y una profundidad máxima de 50 m, podemos transformar la fórmula en:

$$V = 1,2 \cdot D^2 \cdot (\text{SDR})^{-1/2}$$

La fórmula da una indicación sobre la velocidad máxima de hundimiento pero el riesgo de pandeo también ha de ser considerado. Para pequeños diámetros la fórmula es un poco conservadora en comparación con la experiencia. Normalmente, las oscilaciones durante el hundimiento no afectarán negativamente a la tubería.

Comprobación de la velocidad máxima de hundimiento:

Tomando los valores de la conducción:

PE100 SDR 17

$D = 200 \text{ mm}$

Cota de vertido = -29,5 m

La intención es hundir la tubería a una velocidad constante de $v = 0,3 \text{ m/s}$. La carga es igual a una tasa de llenado de aire $a_a=35\%$. Suponemos una apertura de entrada de agua durante el hundimiento de $\frac{1}{4}$ del diámetro interno de la tubería.

Determinamos la sobrepresión de equilibrio utilizando la fórmula:

$$p_b = a_a \cdot H$$

Esto nos da:

Long (m)	H (m)	Pb (mca)
100	7,5	2,62
200	15	5,25
300	22,5	7,87
401	29,5	10,32

Para calcular la presión interna (p_i) utilizaremos la expresión:

$$p_i = a_a \cdot H - \frac{v^2(f \cdot L + k_s \cdot d)}{2 \cdot g \cdot d}$$

Siendo:



$$d = 176,2 \text{ mm}$$

$$f = 0,02$$

$$K_s = 8$$

$$v = 0,3 \text{ m/s}$$

Determinando la siguiente tabla:

Long (m)	H (m)	Pb (mca)	Pi (mca)
100	7,5	2,62	2,53
200	15	5,25	5,10
300	22,5	7,87	7,68
401	29,5	10,32	10,07

Determinando la velocidad de hundimiento con la fórmula siguiente:

$$V = \left[\frac{2 \cdot g \cdot D \cdot (a_a \cdot H - p_i)}{f \cdot L + k_s \cdot D} \right]^{1/2}$$

$$V_{max,100} = \left[\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,200 \cdot (0,35 \cdot 7,5 - (2,53))}{0,02 \cdot 100 + 8 \cdot 0,200} \right]^{1/2} = 0,32 \text{ m/seg}$$

$$V_{max,401} = \left[\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,200 \cdot (0,35 \cdot 29,5 - (10,07))}{0,02 \cdot 401 + 8 \cdot 0,200} \right]^{1/2} = 0,349 \text{ m/seg}$$

La velocidad crítica en el punto de partida es 0,32 m/s y de 0,349 m/s en el punto final.

La velocidad máxima estará limitada por la fuerza de resistencia al avance debido a la corriente que se produce cuando la tubería se mueve a través del agua. No habrá riesgo de pandeo de la tubería si se lleva a cabo un hundimiento controlado

8. JUSTIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA TORNILLERÍA Y EL ARMADO DE LOS LASTRES

Los lastres proyectados se conforman con dos partes unidas entre sí mediante dos pernos de acero inoxidable, una base plana que apoya sobre el lecho marino y sobre la que descansa la tubería del emisario en una cuna dejada a tal efecto, y que queda abrazada con la parte superior formando un elemento solidario. Entre el hormigón y la tubería de polietileno se dispone de dos láminas de neopreno de 3 mm de espesor.

8.1 MATERIALES

Hormigón reforzado con macrofibra de vidrio

Los lastres proyectados son de hormigón en masa HM-30/P/20/IIIb+Qb reforzado con macrofibra de vidrio de alto rendimiento resistente a los álcalis para evitar la fisuración y como refuerzo principal con una dosis de 10 kg/m³.

Varillas roscadas

En la norma UNE-EN ISO 3506 se indica que, para aplicaciones marinas o similares, se precisan aceros con contenidos en cromo y níquel del orden del 20% y de molibdeno entre el 4,5% y el 6%.

El índice PRE (Pitting Resistance Equivalent), recogido en la norma *UNE EN 10088 Aceros inoxidables. Parte 1: Relación de aceros inoxidables*, es un coeficiente que determina la resistencia a la corrosión por picaduras del acero inoxidable a partir de la siguiente ecuación, que considera la buena influencia en la aleación del Molibdeno y de Nitrógeno:

Para aceros austeníticos: $PRE = \%Cr + 3,3 \%Mo + 30\%N$ Resto: $PRE = \%Cr + 3,3 \%Mo + 16 \%N$

Para los aceros habitualmente empleados, los valores son los que se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 7. Composición química de aceros habitualmente empleados. Fuente: UNE-EN ISO 3506

Tipo	ASTM	EN	Cr	Ni	Mo	C	N	Otros	PRE
Martensítico	410	1.4006	12,5	-	-	0,08	-		12
Martensítico	420	1.4028	12	-	-	0,35	-		12
Ferrítico	430	1.4016	16	-	-	0,35	-		16
Austenítico	304	1.4301	17,5	8	-	0,07	-		17,5
Austenítico	304L	1.4307	17,5	8	-	0,03	-		17,5
Austenítico	321	1.4541	17	9	-	0,08	-	TI	17
Austenítico	316	1.4401	16,5	10	2	0,07	-		23,1
Austenítico	316L	1.4404	16,5	10	2	0,03	-		23,1
Duplex	S32101	1.4162	21,5	1,5	0,3	0,03	0,22	5Mn	25,5
Duplex	S32304	1.4362	23	4,8	0,3	0,02	0,1		26,5
Duplex	S31803	1.4462	22	5,7	3,1	0,02	0,17		35
Duplex	S32750	1.4410	25	7	4	0,02	0,27		43

Para agua potable se considera suficiente con PRE 17, mientras que para agua de mar se requiere PRE cercanos o mayores a 40. Para agua residual doméstica o asimilable a doméstica es habitual al menos PRE 23.

En cuanto a las varillas roscadas empleadas en la unión entre piezas, se considera que, como mínimo, serán de acero austenítico resistente a la corrosión de calidad AISI 316L/1.4404/X2CrNiMo17-12-2 (PRE 23,1), siendo preferible el uso de aceros inoxidables superdúplex, superferríticos o superausteníticos con un 6% de molibdeno, puesto que la inmersión continua en agua de mar se considera una exposición severa (IMOA), con las siguientes propiedades mecánicas tal y como vienen especificadas en la norma EN 10088-2:

Tabla 8. Propiedades mecánicas del acero de las varillas roscadas. Fuente: UNE-EN ISO 3506

Designa.	Forma	Espesor máximo (mm)	Límite elástico mín. (N/mm ²)		Resistencia a tracción (N/mm ²)	Alargamiento de rotura	
			R _{p0.2}	R _{p1.0}		A<3mm	A≥3mm
1.4404	C	6	240	270	530 a 680	40	40
	H	12	220	260			
	P	75	220	260	520 a 670	45	45

En lo referente al límite elástico, R_{p0.2} representa el límite elástico convencional al 0,2%, R_{p0.1} el límite elástico convencional al 1,0% que se determina para los aceros inoxidables austeníticos (como el AISI- 316L).

8.2 PROPIEDADES DE LAS VARILLAS ROSCADAS

Los calibres normalizados según DIN 975 se indican en la siguiente tabla:

Tabla 9. Calibres normalizados de varillas roscadas según DIN 975

Diámetro	M3	M4	M5	M6	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20
Paso	0,5	0,7	0,8	1	1,25	1,5	1,75	2	2	2,5	2,5
Diámetro	M22	M24	M27	M30	M33	M36	M39	M42	M45	M48	M52
Paso	2,5	3	3	3,5	3,5	4	4	4,5	4,5	5	5
Diámetro	M56	M60	M64	M68	M72	M76	M80	M85	M90	-	-
Paso	5,5	5,5	6	6	6	6	6	6	6	-	-



Imagen 7. Ejemplo de varilla roscada.

La sección resistente nominal, A_{s,nom}, se calcula mediante la siguiente fórmula (UNE-EN ISO 3506):

$$A_{s,nom} = \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{d_2 + d_3}{2} \right)^2$$



, siendo d_2 el diámetro en los flancos de base de la rosca externa (norma ISO 724) y d_3 el diámetro interior de la rosca exterior (para calcular la tensión) obtenido a partir de la expresión:

$$d_3 = d_1 - \frac{H}{6}$$

, donde d_1 es el diámetro interior de la base de la rosca exterior (norma ISO 724) y H la altura del triángulo generador de la rosca (norma ISO 68-1). En la siguiente tabla se indica la sección resistente para diferentes métricas:

Tabla 10. Sección resistente en función de la métrica

Métrica	Paso (mm)	Sección resistente (mm ²)
M3	0,50	5,03
M4	0,70	8,78
M5	0,80	14,20
M6	1,00	20,10
M8	1,25	36,60
M10	1,50	58,00
M12	1,75	84,30
M14	2,00	115,00
M16	2,00	157,00
M18	2,50	192,00
M20	2,50	245,00
M22	2,50	303,00
M24	3,00	353,00
M27	3,00	459,00
M30	3,50	561,00
M33	3,50	694,00
M36	4,00	917,00

8.3 PROPIEDADES DE LA TORNILLERÍA INOXIDABLE

La norma UNE-EN ISO 3506-1 hace referencia a los aceros de clases A1 a A5, C1 a C4 y F1, que cubre los aceros que pertenecen a los siguientes grupos:

Aceros austeníticos: A1 a A4

Aceros martensíticos: C1 a C4

Aceros ferríticos: F1

En la tabla 2 de esta norma se indican las características mecánicas de pernos, tornillos y bulones de los aceros austeníticos, que se reproduce a continuación:

Tabla 11. Características mecánicas de pernos, tornillos y bulones de aceros austeníticos

Grupo de acero	Clase de acero	Clase de calidad	Resistencia mínima a la tracción, R_m [MPa]	Límite elástico convencional mínimo al 0,2%, $R_{p,0,2}$ [MPa]	Alargamiento de rotura, A [mm]
Austenítico	A1, A2	50	500	210	0,6d
	A3, A4	70	700	450	0,4d
	A5	80	800	600	0,3d

Por otro lado, de acuerdo con la norma DIN 267 parte 11, las propiedades mecánicas de la tornillería inoxidable son las siguientes:

Tabla 12. Propiedades mecánicas de la tornillería inoxidable

Material	Clase de resistencia	Gama de diámetros	Tornillos			Tuercas
			Resistencia a la tracción, R_m [N/mm ²]	Límite de alargamiento del 0,2% mínimo, $R_{p,0,2}$ [N/mm ²]	Alargamiento de rotura mínimo, A [mm]	Tensión de ensayo S_p [N/mm ²]
A2	50	≤M39	500	210	0,6d	500
A4	70	≤M20	700	450	0,4d	700

8.4 COMPROBACIÓN VARILLAS PARA LOS LASTRES

Geometría

El lastre dispuesto, del que solo se proyecta un tipo, se instalará en el tramo de emisario DN280 apoyado con la siguiente geometría (cotas en m):

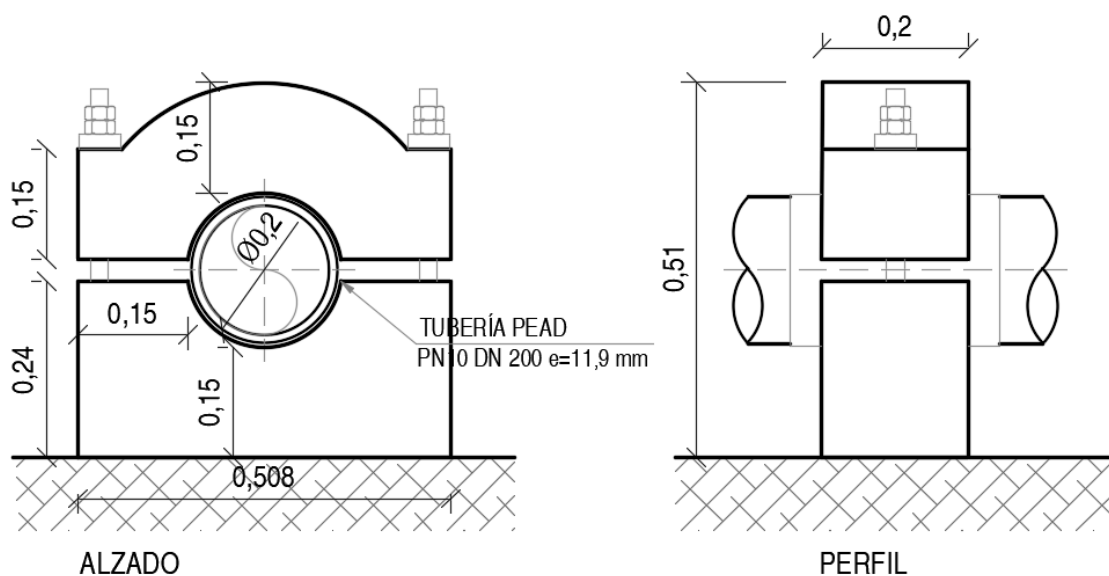


Imagen 8. Geometría lastre proyectado.

Acciones

A efectos del dimensionamiento de esas varillas se considera tanto la acción debida al peso propio de la base, al ser el elemento de mayor volumen que colgaría de los dos pernos, como la fuerza de arrastre lateral.

El lastre proyectado tiene un espesor de 0,20 m, por lo que el peso de cada pieza será:

- Elemento superior: $W_1 = 0,086 \text{ m}^2 \times 0,20 \text{ m} \times 23,53 \text{ kN/m}^3 = 0,40 \text{ kN}$
- Elemento inferior: $W_2 = 0,108 \text{ m}^2 \times 0,20 \text{ m} \times 23,53 \text{ kN/m}^3 = 0,51 \text{ kN}$
- Total: $W = W_1 + W_2 = 0,91 \text{ Kn}$

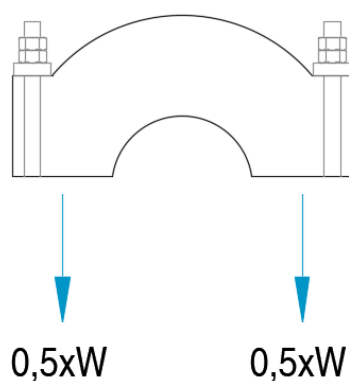


Imagen 9. Tracción en los pernos.

Es decir, cada perno se supone sometido a una tracción (valor característico) de valor $0,5 \times 0,91 = 0,46$ kN. El valor de cálculo, considerando situación persistente o transitoria, será:

$$t^* = 1,35 \times 0,46 = 0,62 \text{ kN}$$

En cuanto a la comprobación a cortante, se considera el caso de temporal «máximo», situación en la que puede haber una fuerza de arrastre lateral sobre la tubería que, en la zona menos profunda, se traslada a 0,65 kN por lastre.

Se considera la situación más desfavorable en la que cada perno deba resistir un cortante de cálculo de valor:

$$v^* = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \approx 1 \text{ kN}$$

Comprobación a cortante

La comprobación de un tornillo solicitado en la dirección normal a su eje en el estado límite último de resistencia a cortante pasa por satisfacer la condición de que el esfuerzo cortante de cálculo, $F_{v,Ed}$, sea inferior a la resistencia a cortante del tornillo, $F_{v,Rd}$, como estipula el artículo 58.6 de la EAE-11:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

, donde A_s es el área resistente a tracción, f_{ub} es la tensión última a tracción del tornillo, y γ_{M2} el coeficiente parcial de seguridad del acero de valor $\gamma_{M2}=1,25$ (tabla 15.3 EAE-11). No se comprueba la resistencia a aplastamiento al estar dispuesto el perno sobre un elemento de hormigón de espesor superior al mínimo estipulado para realizar esta comprobación según la EAE-11.

Para el valor A_s se ha adoptado el correspondiente a la sección resistente de la métrica de la varilla roscada, en vez de los valores indicados en la tabla 58.7 de la EAE-11.

En lo que respecta a la resistencia a tracción, en la tabla 58.7 de la EAE-11 se indica el valor de la resistencia a tracción de distintas calidades, pero no se incluye el acero inoxidable. En la norma UNE- EN ISO 3506-1 se indica que para tornillería A4 la resistencia a la tracción mínima es 700 MPa, valor que se ha considerado en el cálculo.

Considerando una métrica M24, se tiene $A_s = 353 \text{ mm}^2$ y sustituyendo se obtiene la resistencia a cortante del tornillo:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 700 \cdot 353}{1,25} = 118.608 \text{ N} = 118 \text{ kN}$$

, valor muy superior al cortante de cálculo.

Comprobación a tracción

La comprobación de un tornillo solicitado en la dirección de su eje en el estado límite último de resistencia a tracción pasa por satisfacer la condición de que el esfuerzo de tracción de cálculo, $F_{t,Ed}$, sea inferior a la resistencia a tracción del tornillo, $F_{t,Rd}$, como estipula el artículo 58.7 de la EAE-11:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

La comprobación de la resistencia al punzonamiento del elemento bajo la tuerca no se ha considerado al tratarse de un elemento de hormigón armado de gran espesor.

La resistencia a tracción del tornillo viene dada por la siguiente expresión indicada en la EAE-11, que se considera válida para el caso de varillas roscadas de acero inoxidable (el coeficiente 0,85 se considera para los procedimientos que impliquen arranque de viruta, como el caso de los pernos de anclaje):

$$F_{t,Rd} = 0,85 \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

donde A_s es el área resistente a tracción, f_{ub} es la tensión última a tracción del tornillo, y γ_{M2} el coeficiente parcial de seguridad del acero de valor $\gamma_{M2}=1,25$ (tabla 15.3 EAE-11).

Considerando el valor indicado en la norma UNE-EN ISO 3506-1 para la resistencia a la tracción mínima en el caso de tornillería A4, 700 MPa, y una métrica M24 con valor del área resistente a tracción de 353 mm², se tiene:

$$F_{t,Rd} = 0,85 \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 0,85 \frac{0,9 \cdot 700 \cdot 353}{1,25} = 151.125 \text{ N} = 151 \text{ kN}$$

, valor muy superior al de cálculo.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que en piezas sometidas a tracción la pérdida de material debido a la corrosión es mayor al estar relativamente más tensionadas. Por este motivo se ha adoptado una sección superior a la estricta por cálculo.

Profundidad de empotramiento

En cuanto a la profundidad de empotramiento, se recurre a la tabla de declaración de prestaciones proporcionada por la casa HILTI para varillas roscadas ancladas que se reproduce a continuación:



Tabla 13. Declaración de prestaciones. Fuente: HILTI

Diámetro del elemento	d	[mm]	8	10	12	16	20	24	27	30
Diámetro nominal de la broca	d ₀	[mm]	10	12	14	18	22	28	30	35
Rango de profundidad de empotramiento efectiva y profundidad del orificio perforado	$h_{ef} = h_0$	[mm]	60 a 160	60 a 200	70 a 240	80 a 320	90 a 400	96 a 480	108 a 540	120 a 600
Diámetro máximo del orificio de paso en el soporte ¹⁾	d _f	[mm]	9	12	14	18	22	26	30	33
Espesor mínimo del elemento de hormigón	h_{min}	[mm]	$h_{ef} + 30$ ≥ 100 mm			$h_{ef} + 2 \cdot d_0$				
Par máximo	T _{máx}	[Nm]	10	20	40	80	150	200	270	300
Separación mínima	s _{min}	[mm]	40	50	60	75	90	115	120	140
Distancia mínima al borde	c _{min}	[mm]	40	45	45	50	55	60	75	80

¹⁾ Para orificios de paso de mayor tamaño, véase "TR 029, sección 1.1"

La varilla M24 seleccionada se empotrará al menos 480 mm en la pieza inferior.

Solución a proyectar

Finalmente, se adopta como solución una varilla roscada de métrica M24 de acero inoxidable A4 DIN 975, arandela plana de métrica M24 de acero inoxidable A4 DIN 125, tuerca hexagonal de métrica M24 de acero inoxidable A4/80 DIN 934 y tuerca de sacrificio de zinc de métrica M24.

El taladro se debe realizar a una distancia de cualquier borde no menor de $2,5 \varnothing$, es decir como mínimo $2,5 \times 24 = 60$ mm.

La varilla se empotrará en la base una longitud mínima de 480 mm.

9. CÁLCULO MECÁNICO TUBERÍA PEAD

9.1 TUBERÍA PEAD

El dimensionamiento mecánico de los tubos de PE enterrados se recomienda realizarlo conforme a lo especificado por la norma UNE 53331 IN (basada en la norma alemana ATV 127), de manera que la hipótesis pésima de carga y la sollicitación condicionante, suelen corresponder a alguna de las combinaciones de acciones indicadas en la tabla adjunta:

	Combinación de acciones	Solicitación determinante
Hipótesis I	Presión interna positiva	Estado tensional
Hipótesis II	Acciones externas y presión interna positiva	Estado tensional y deformaciones
Hipótesis III	Acciones externas	Estado tensional y deformaciones
Hipótesis IV	Acciones externas y presión interna negativa	Pandeo y colapsado

9.2 HIPÓTESIS I. PRESIÓN INTERNA POSITIVA

En esta hipótesis basta comprobar que la DP (presión de servicio) no excede el valor de la PN (presión nominal) del tubo. En este caso para PE 100 con DN 280 mm (SDR 17 / S 8) PN = 10,0 atm.

En los cálculos hidráulicos podemos comprobar que la máxima presión es siempre inferior a 10 atm.

9.3 HIPÓTESIS II. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA POSITIVA (ESTADO TENSIONAL Y DEFORMACIONES)

Debe comprobarse que actuando conjuntamente ambas acciones, el coeficiente de seguridad C a largo plazo para los esfuerzos tangenciales a flexotracción en clave, riñones y base sea superior al valor admisible, conforme los valores indicados y que la deformación producida sea inferior al 5% del diámetro del tubo.

	Esfuerzo tangencial de diseño a flexotracción (N/mm ²)	coeficiente de seguridad C
Corto plazo	A proporcionar por el fabricante	Clase de seguridad A 2,50
Largo plazo	A proporcionar por el fabricante	Clase de seguridad B 2,00

La clase de seguridad A corresponde al caso general (amenaza de capa freática; reducción de servicio o fallos o consecuencias económicas notables), mientras que la clase B es para los casos especiales (sin amenaza de capa freática; débil reducción de servicio o fallos con consecuencias económicas poco importantes).

La determinación de los esfuerzos tangenciales suele realizarse en España mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = 10 ((N/S) + 100 M \alpha_k / W)$$

donde:

σ = esfuerzo tangencial, en N / mm²

N = suma de fuerzas axiales por unidad de longitud (kN / m)

M = suma de momentos por unidad de longitud (kN / m)

S = Area de la sección de la pared del tubo por unidad de longitud (cm² / m)

W = momento resistente de la sección (cm³/m)

α_k = factor de corrección por curvatura

Al igual que la comprobación del estado tensional, el estado deformacional suele realizarse en España según:

$$\delta = I C_v I (q_{ct} - q_h) 100 / S_t$$

donde

δ = deformación vertical a largo plazo en %

C_v = Coeficiente de deformación



q_v = presión vertical total del tubo (kN / m²)

q_h = Presión lateral de tierras en (kN / m)

S_t = rigidez a largo plazo del tubo:

$$S_t = (E_t / 12) (e / r_m)^3$$

E_t = módulo de elasticidad a largo plazo del tubo en N/mm²

e = espesor de la pared del tubo en mm. (26,1 mm)

r_m = radio medio del tubo en mm (177,5 mm)

En este caso, consideraremos la acción de la columna de agua de 21,6 m como acción exterior y la presión interna positiva, que llega a ser inferior a 2,0 atm por lo que no supera las 10 atm admisibles.

9.4 HIPÓTESIS III. ACCIONES EXTERNAS (ESTADO TENSIONAL Y DEFORMACIONES)

Debe comprobarse que, actuando únicamente las acciones externas (terreno, sobrecargas móviles o fijas y otras si existen), el coeficiente de seguridad C a largo plazo para los esfuerzos tangenciales a flexotracción en clave, riñones y base sea superior al admisible, conforme los valores indicados en la tabla siguiente y que la deformación sea menor del 5% del DN.

Las deformaciones en España suelen calcularse según la formulación desarrollada en UNE 53331:1997 IN.

$$\delta = I C_v I (q_{ct} - q_h) 100 / S_t$$

donde :

δ = deformación vertical a largo plazo, en %

C_v = coeficiente de deformación

q_v = presión vertical total sobre el tubo, en kN / m²

q_h = presión lateral de tierras, en kN / m²

S_t = rigidez a largo plazo del tubo, en N / mm²

$$S_t = (E_t / 12) (e / r_m)^3$$

E_t = módulo de elasticidad a largo plazo del tubo, en N / mm²

e = espesor de la pared del tubo, en mm

r_m = radio medio del tubo, en mm

DN = diámetro nominal del tubo, en mm

Esta hipótesis no tiene sentido en nuestro caso, ya que en ningún caso tendremos sólo cargas externas actuando en la tubería de nueva construcción.

9.5 HIPÓTESIS IV. ACCIONES EXTERNAS Y PRESIÓN INTERNA NEGATIVA (ESTADO TENSIONAL Y DEFORMACIONES)

Actuando tanto las acciones externas al tubo (terreno, sobrecargas móviles o fijas y otras si existen), como las posibles presiones internas negativas, debe comprobarse que el coeficiente de seguridad C frente al pandeo alcance al menos los valores indicados, lo cual puede comprobarse mediante la siguiente expresión:

$$P_{crit} / q_{vt} > C$$

Donde:

P_{crit} = Carga crítica de pandeo en N/mm²

q_{vt} = Presión vertical total sobre el tubo.

La carga crítica de pandeo puede calcularse mediante la expresión:

$$P_{crit} = (S_t S_{sh})^{0.5}$$

Donde

q_{vt} = presión vertical total sobre el tubo, en kN / m²

C = coeficiente de seguridad

S_t = rigidez circunferencial específica a lo largo plazo, en N / mm²

S_{sh} = Rigidez horizontal del relleno hasta la clave del tubo, en N / mm²

Las acciones del oleaje, presenta una importancia especial en el estudio de las afecciones en cuanto a la estabilidad de la tubería, y las corrientes estacionarias, en general, que producen las mayores solicitaciones a que puede verse sometido el emisario y sus componentes a lo largo de su vida útil.

El Mediterráneo es un mar que se caracteriza por poseer unas mareas casi despreciables o con muy poca variación. En la zona de Mallorca la zona superficial, con un hidrodinamismo más turbulento se extiende hasta los 30 metros de profundidad. En verano la diferencia de temperaturas establece una termoclina a esa profundidad que desaparece o se diluye cuando la temperatura de la atmósfera se acerca a la existente en el agua.

La tubería a utilizar será de polietileno de alta densidad y con las características siguientes:

El polietileno puro fabricado a baja presión (alta densidad) tendrá las siguientes propiedades y características:

- Densidad $\geq 0,947 \text{ gr/cm}^3$ s /ASTM D 792
- Resistencia a la tracción $\geq 200 \text{ Kg/cm}^2$ s/UNE 53.133-82

- Alargamiento a la rotura mínimo 350%
- Resistencia a la tracción después 80 % s/original, Mn.
envejecimiento (48h/100°C)
- Alargamiento a la rotura después 80 % s/original, Mn.
envejecimiento (48h/100°C)
- Índice de fluidez 0,16 a 0,17gr/10'S/ASTM
D 1236 condición E
- Cracking s/f a 48 h. mínimo S/ASTM D 1693
- Temp. VICAT (1 Kg) 110 °C S/ASTM D 1525
- Contenido en negro de humo 2% +0,5 S/ASTM D 1603
- Retracción 3% máx. S/UNE 53 133 82
- Estanqueidad: 6,0 kg/cm², según UNE 53 133 durante 1 minuto.

Características:

- Diámetro nominal (exterior): 280 mm / 355 mm
- Espesor: 16,6 mm / 26,1 mm
- Densidad por metro de tubería: 15,69 kg/m - 27,65 kg/m

Dado el laborioso proceso de cálculo para la comprobación de las sollicitaciones del tubo en una instalación, se emplea el programa informático de AseTUB, preparado por la ingeniería alemana IngSoft y basado en la norma ATV 127 (UNE 53331) facilita este cálculo. Mediante la introducción de los parámetros de la instalación, se procede fácilmente al cálculo estático de las tuberías de PE enterradas. Si se quisiera realizar el cálculo de forma manual, se deberá seguir el proceso según el Informe Técnico UNE 53331 (o a la norma ATV 127).

En el programa electrónico basado fundamentalmente en la norma ATV-A127 se han incluido algunas desviaciones:

a) El esfuerzo a la compresión por flexión

- al realizar el ensayo de tracción y alargamiento, se mide también el esfuerzo a la compresión por flexión; a petición, es posible requerir menores factores de seguridad de tensión para el esfuerzo a la compresión por flexión.
- al realizar el ensayo de estabilidad no lineal (producido como una prueba de tensión), también se comprueba el esfuerzo a la compresión por flexión.

b) Ensayo de tracción y alargamiento

El cálculo se estructura de la siguiente forma:



Una vez seleccionado el tubo adecuado, así como el tipo y apoyo de la zanja, se determinan las acciones que actúan sobre el tubo debidas a cargas externas e internas, analizándose si la deformación del tubo es admisible de acuerdo con el límite establecido del 5% (a los 50 años).

En caso positivo se continúa determinando las tensiones máximas a que está sometido el material, que deberá superar los criterios de seguridad establecidos, así como los relativos a la presión crítica del colapso a la presión del agua y a la acción simultánea de ambas.

Si la deformación fuese superior al 5% habrá que realizar otro supuesto modificando las características de la instalación o el tipo de tubo.

Normalmente la deformación máxima del tubo se produce a largo plazo y los valores del módulo de elasticidad en flexión transversal se toman en función del material.

La información necesaria para el cálculo estático de tuberías y la comprobación de su resistencia a las cargas externas a largo plazo se refleja en el informe de cálculo que arroja el programa.

Como resultado del cálculo se conoce si la instalación es válida o si por el contrario hay que cambiar alguna de sus condiciones.

En el *Apéndice nº 3.- Cálculo de la tubería de PEAD con PHD* se presenta el informe de cálculo.

10. CÁLCULO ESTRUCTURAL ARQUETA DE CONEXIÓN PHD

En el *Apéndice 4.- Cálculo estructural arqueta de conexión PHD* se incluyen los cálculos estructurales realizados con el objetivo de garantizar la estabilidad estructural de la arqueta proyectada y dar cumplimiento con la normativa de aplicación.

**APÉNDICE 1 – COMPROBACIÓN ESTABILIDAD FASE
CONSTRUCCIÓN**

DENSIDAD AGUA DE MAR (kg/m³)	1026
DENSIDAD EFLUENTE (kg/m3)	997,1

DATOS DE LA TUBERÍA					
MATERIAL	PEAD				
Dext (m) =	0,200				
espesor (m) =	0,0119				
Dint (m) =	0,1762				
Densidad material (kg/m³) =	961				
	961				

CARGAS					
	PEAD				
	0,200	0,000	0,000	0,000	0,000
0 % AIRE OCLUIDO					
Peso efluente Pe (kg/m)	24,31	-	-	-	-
peso tubería Pt (kg/m)	6,76	-	-	-	-
Empuje E (kg/m)	32,23	-	-	-	-
10 % AIRE OCLUIDO					
Peso efluente Pe (kg/m)	21,88	-	-	-	-
peso tubería Pt (kg/m)	6,76	-	-	-	-
Empuje E (kg/m)	32,23	-	-	-	-
20 % AIRE OCLUIDO					
Peso efluente Pe (kg/m)	19,45	-	-	-	-
peso tubería Pt (kg/m)	6,76	-	-	-	-
Empuje E (kg/m)	32,23	-	-	-	-
30 % AIRE OCLUIDO					
Peso efluente Pe (kg/m)	17,02	-	-	-	-
peso tubería Pt (kg/m)	6,76	-	-	-	-
Empuje E (kg/m)	32,23	-	-	-	-

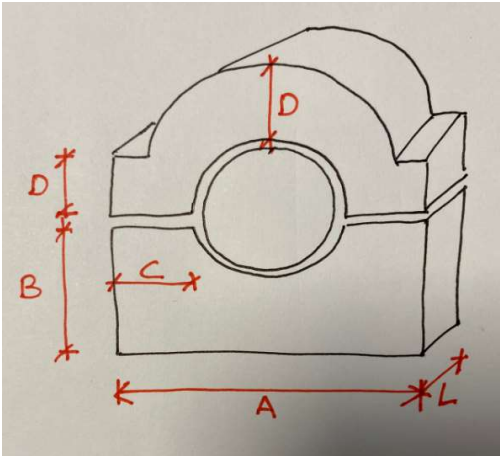
		Altura de ola	Período pico	Longitud de onda				L Calculada	Velocidad máxima partículas	Aceleración horizontal máxima
VELOCIDAD Y ACELERACIÓN DEL AGUA										
TIPO	Dext (m)	d (m) profundidad	Hs (m)	Tp (s)	L _o (m)	z (m)	d/L _o	0,04<d/L<0,5	L _{calc} (m)	Ux max (m/s)
Difusores (29,5 m - 30,2 m)	0,2	29,4	7,11	10,47	170,94	-28,90	0,1720	AGUAS INTERMEDIAS	145,83	1,3068
Tramo marítimo (25 m - 29,5 m)	0,2	25	7,11	10,47	170,94	-24,50	0,1462	AGUAS INTERMEDIAS	138,78	1,5365
Tramo marítimo (20,5 m - 25 m)	0,2	20,5	7,11	10,47	170,94	-20,00	0,1199	AGUAS INTERMEDIAS	129,71	1,8336

tramo zona baño, no expuesto

FACTOR REFRACCIÓN					
β	α	f		h	29,4
15	24	0,02	Temporal SO	Lo	170,94
15	46	0,2	Temporal SSO	h/Lo	0,171986105
15	-66	-0,17	Temporal SE		
	más desfavorable	0,2			

DEFINICIÓN LASTRES								
	Sup. Inferior ancho x alto (m2)	Sup. Superior ancho x alto (m2)	Largo (m)	Interdistancia	Volumen ml seco (m3/ml)	Densidad (kg/m3)	Peso ml seco (kg/ml)	Empuje (kg/ml)
Difusores (29,5 m - 30,2 m)	0,080	0,047	0,20	3,00	0,008	2400	20,34	8,70
Tramo marítimo (25 m - 29,4 m)	0,080	0,047	0,20	3,00	0,008	2400	20,34	8,70
Tramo marítimo (20,5 m - 25 m)	0,080	0,047	0,20	3,00	0,008	2400	20,34	8,70

PESO SECO MÍNIMO LASTRES POR ML	PI (kg/m)	20,34	Difusores (29,5 m - 30,2 m)
PESO SUMERGIDO MÍNIMO LASTRES POR ML	PI (kg/m)	11,64	
PESO SECO MÍNIMO LASTRES POR ML	PI (kg/m)	20,34	Tramo marítimo (25 m - 29,4 m)
PESO SUMERGIDO MÍNIMO LASTRES POR ML	PI (kg/m)	11,64	
PESO SECO MÍNIMO LASTRES POR ML	PI (kg/m)	20,34	Tramo marítimo (20,5 m - 25 m)
PESO SUMERGIDO MÍNIMO LASTRES POR ML	PI (kg/m)	11,64	



peso seco/ml	20,34	peso seco/ml	20,34	peso seco/ml	20,34
Difusores (29,5 m - 30,2 m)		Tramo marítimo (25 m - 29,4 m)		Tramo marítimo (20,5 m - 25 m)	
	(m)		(m)		(m)
A	0,40	A	0,40	A	0,40
B	0,20	B	0,20	B	0,20
C	0,10	C	0,10	C	0,10
D	0,10	D	0,10	D	0,10
L	0,20	L	0,20	L	0,20
interdistancia	3,00	interdistancia	3,00	interdistancia	3,00
Sup inferior	0,08	Sup inferior	0,08	Sup inferior	0,08
Sup Superior	0,05	Sup Superior	0,05	Sup Superior	0,05
densidad	2.400,00	densidad	2.400,00	densidad	2.400,00
peso/ud	61,02	peso/ud	61,02	peso/ud	61,02
peso/ml	20,34	peso/ml	20,34	peso/ml	20,34

9,8

0 % DE AIRE OCLUIDO		ACCIÓN OLEAJE			ACCIÓN CORRIENTES		Peso Sumergido (N)	SUMA Felev (N)	FACTOR SEGURIDAD >1	SUMA (Fdoleaje+Fdcorr iente)
TIPO	PROFUNDIDAD	FUERZAS DE ARRASTRE FL (CL = 1) (N/m)	FUERZAS DE INERCIA Fi (Ci = 3,3) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=1,25) (N/m)	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 0,9) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=0,5) (N/m)				
	ACCIÓN OLEAJE	1	3,3	1,25	V=0,2m/s		EQUILIBRIO Fv			
	ACCIÓN CORRIENTES				0,9	0,5				
Difusor DN 200	29,4	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	418,61	318,77	1,31	2,83
Tramo marítimo DN 200	25	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	418,61	318,77	1,31	2,83
Tramo marítimo DN 200	20,5	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	418,61	318,77	1,31	2,83
		#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	0,92	0,51	418,61	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!
		#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	418,61	#iREF!	#iREF!	#iREF!
		#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	418,61	#iREF!	#iREF!	#iREF!
		#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	418,61	#iREF!	#iREF!	#iREF!
		#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	0,92	0,51	418,61	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!

10 % DE AIRE OCLUIDO		ACCIÓN OLEAJE			ACCIÓN CORRIENTES		Peso Sumergido (N)	SUMA Felev (N)	FACTOR SEGURIDAD >1	SUMA (Fdoleaje+Fdcorr iente)
TIPO	PROFUNDIDAD	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 1) (N/m)	FUERZAS DE INERCIA Fi (Ci = 3,3) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=1,25) (N/m)	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 0,9) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=0,5) (N/m)				
		ACCIÓN OLEAJE	1	3,3	1,25			EQUILIBRIO Fv		
		ACCIÓN CORRIENTES				0,9	0,5			
Difusor DN 200	29,4	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	394,785	318,77	1,24	2,83
Tramo marítimo DN 200	25	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	394,785	318,77	1,24	2,83
Tramo marítimo DN 200	20,5	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	394,785	318,77	1,24	2,83
Difusor tramo 2 DN 315	24,4	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	394,785	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Difusor tramo 1 DN 315	24,2	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	394,785	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Tramo marítimo DN 315	24	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	394,785	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Tramo marítimo DN 315	15	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	394,785	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Tramo marítimo DN 315	10	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	0,92	0,51	394,785	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!

20 % DE AIRE OCLUIDO		ACCIÓN OLEAJE			ACCIÓN CORRIENTES		Peso Sumergido (N)	SUMA Felev (N)	FACTOR SEGURIDAD >1	SUMA (Fdoleaje+Fdcorr iente)
TIPO	PROFUNDIDAD	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 1) (N/m)	FUERZAS DE INERCIA Fi (Ci = 3,3) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=1,25) (N/m)	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 0,9) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=0,5) (N/m)				
		ACCIÓN OLEAJE	1	3,3	1,25			EQUILIBRIO Fv		
		ACCIÓN CORRIENTES				0,9	0,5			
Difusor DN 200	29,4	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	370,958	318,77	1,16	2,83
Tramo marítimo DN 200	25	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	370,958	318,77	1,16	2,83
Tramo marítimo DN 200	20,5	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	370,958	318,77	1,16	2,83
Difusor tramo 2 DN 315	24,4	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	370,958	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Difusor tramo 1 DN 315	24,2	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	370,958	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Tramo marítimo DN 315	24	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	370,958	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Tramo marítimo DN 315	15	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	370,958	#iREF!	#iREF!	#iREF!
Tramo marítimo DN 315	10	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	0,92	0,51	370,958	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!

30 % DE AIRE OCLUIDO		ACCIÓN OLEAJE			ACCIÓN CORRIENTES		Peso Sumergido (N)	SUMA Felev (N)	FACTOR SEGURIDAD >1	SUMA (Fdoleaje+Fdcorr iente)	
TIPO	PROFUNDIDAD	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 1) (N/m)	FUERZAS DE INERCIA Fi (Ci = 3,3) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=1,25) (N/m)	FUERZAS DE ARRASTRE Fa (Ca = 0,9) (N/m)	FUERZAS DE ELEVACIÓN Fe (Ce=0,5) (N/m)					
		ACCIÓN OLEAJE 1	3,3	1,25			EQUILIBRIO Fv				
		ACCIÓN CORRIENTES				0,9	0,5				
Difusor DN 200	29,4	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	347,131	318,77	1,09	2,83	
Tramo marítimo DN 200	25	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	347,131	318,77	1,09	2,83	
Tramo marítimo DN 200	20,5	1,90	2,78	2,38	0,92	0,51	347,131	318,77	1,09	2,83	
Difusor tramo 2 DN 315	24,4	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	347,131	#iREF!	#iREF!	#iREF!	
Difusor tramo 1 DN 315	24,2	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	347,131	#iREF!	#iREF!	#iREF!	
Tramo marítimo DN 315	24	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	347,131	#iREF!	#iREF!	#iREF!	
Tramo marítimo DN 315	15	#iREF!	#iREF!	#iREF!	0,92	0,51	347,131	#iREF!	#iREF!	#iREF!	
Tramo marítimo DN 315	10	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	0,92	0,51	347,131	#iDIV/0!	#iDIV/0!	#iDIV/0!	

APÉNDICE 2 – CÁLCULO FLOTABILIDAD TUBERÍA

TRAMO 1: TRAMO COMPLETO DE DIÁMETRO 200 mm

Tubería llena de aire , por metro.

Ø ext	200 mm
Ø int	176,2 mm
Densidad PE	961 Kg/m3
Densidad mar	1026 Kg/m3
Densidad efluyente	997,1 Kg/m3
Empuje hidrostático	-32 Kg
Peso Tub	7 Kg

Peso en el mar -25 Kg

Lastres

Se quitan 0 de cada

3

Volumen lastre	0,025424778 m3
Peso lastre	61,01946711 Kg
numero de lastres	3
por metros	9
Repercusión por metro	0,333
Empuje hidrostático	-9 Kg
Peso lastre	20 Kg

Peso en el mar (ml) 12 Kg

Boyas

0 Kg

Flotabilidad por m

positiva -14 Kg

Coeficiente 0,662 *coef positivo = flota para evitar posibles abolladuras, el coef
coef negativo = hunde debe estar entorno a 0,65 positivo*

Empuje -41 Kg

Peso 27 Kg

La tubería flota (flotabilidad positiva -14).

Tubería llena de agua de mar, por metro

Empuje hidrostático	-32 Kg
Peso Tub	7 Kg
P agua dentro tubo 35% aire	16 Kg
Peso en el mar	-10 Kg

Lastres

Empuje hidrostático	-9 Kg
Peso laste	20 Kg
Peso en el mar (ml)	12 Kg

0 Kg

negativa 2 Kg

Coef

Empuje -41 Kg

Peso 43 Kg 1,048211

La tubería se hunde (flotabilidad negativa 2).

APÉNDICE 3 – CÁLCULO DE LA TUBERÍA DE PEAD CON PHD

ASETUB PVC v2.1

INFORME DE ACCIONES EN TUBOS DE PVC ENTERRADOS (UNE 53.331 IN)

Informe número: 01

Fecha: 04/10/2021

A la atención de D./Dña.: Roger Torregrosa Llorens

Empresa / Entidad: GRADUAL INGENIEROS SL

Dirección: Carrer Sant Cristòfol 30, ED. CETIS, TORRE 6, 2ºC

Ciudad: EIVISSA, 07800

Teléfono/Fax: 623408015

Correo electrónico: david@gradualingenieros.es

Referencia de Obra: Emisario submarino de Sant Elm

RESULTADO DEL CÁLCULO: INSTALACIÓN VÁLIDA

(Si se aplican en la instalación los parámetros especificados en el cálculo)

Coeficiente de seguridad aplicado en la instalación: A (>2,5)

1. Características del tubo y la instalación.

TIPO DE CONDUCCIÓN: SANEAMIENTO SIN PRESIÓN (Tubos según norma UNE-EN 1.456)

Material del tubo: PVC-U

Presión nominal: bar (entre paréntesis, PN no habitual)

Diámetro nominal: Dn = 250 mm

Espesor: e=34.2 mm

Diámetro interior: di= 181,6 mm

Radio medio: Rm= 107,9 mm

Módulo de elasticidad: Et(lp)=1750 N/mm² , Et(cp)=3600 N/mm²

Peso específico: P.esp.=14 kN/m³

Esfuerzo tang. máximo: Sigma-t(lp)= 50 N/mm² , Sigma-t(cp)=90 N/mm²

Nota: Las propiedades del material se han obtenido del informe UNE 53.331 IN

Presión agua interior: Pi = 1.2bar

Presión agua exterior: Pe= .5 bar

Instalación en:

Cálculo de las acciones a: LARGO PLAZO

Altura de la zanja: H1=5 m

Anchura de la zanja: B1=5 m

Ángulo de inclinación de la zanja: Beta=0º

Apoyo sobre fondo de zanja o suelo natural (Tipo B)

Ángulo de apoyo: 2alfa=120º

Tipo de relleno: Medianamente cohesivo

Tipo de suelo: Medianamente cohesivo

Relleno de la zanja compactado por capas en toda la altura

Peso específico de la tierra de relleno: Y1=20 kN/m³

Módulos de compresión del relleno: E1=14 N/mm² E2= 14 N/mm²

Módulos de compresión del terreno: E3=14 N/mm² E4= 14 N/mm²

Sobrecargas concentradas debidas a tráfico: PESADO (>39t)

Número de ejes de los vehículos: 2

Distancia entre ruedas: a=2 m

Distancia entre ejes: b=1.5 m

Sobrecarga concentrada: Pc=65 kN

Sobrecarga repartida: Pd= kN

Zona no pavimentada

2. Determinación de las acciones sobre el tubo a largo plazo.

2.1. Presión vertical de las tierras.

Debida a las tierras: $q_v=121,72011 \text{ kN/m}^2$

Debida a sobrecargas concentradas: $P_{vc}=4,55897 \text{ kN/m}^2$

Debida a sobrecargas repartidas: $P_{vr}=0 \text{ kN/m}^2$

Presión vertical total sobre el tubo: $q_{vt}=126,27908 \text{ kN/m}^2$

2.2. Presión lateral de las tierras

Reacción máxima lateral del suelo

a la altura del centro del tubo: $q_{ht}=14,85909 \text{ kN/m}^2$

2.3. Deformación Relativa: $dv=0,18578 \%$ --ADMISIBLE: cumple $dv \leq 5\%$

2.4. Momentos flectores circunferenciales.

2.4.1. Debidos a la presión vertical total sobre el tubo (M_{qvt})

En Clave: $M_{qvt}(\text{Clave})=0,38372 \text{ kN m/m}$

En Riñones: $M_{qvt}(\text{riñones})=-0,3896 \text{ kN m/m}$

En Base: $M_{qvt}(\text{Base})=0,4043 \text{ kN m/m}$

2.4.2. Debidos a la presión lateral del relleno sobre el tubo (M_{qh})

En Clave: $M_{qh}(\text{Clave})=-0,054 \text{ kN m/m}$

En Riñones: $M_{qh}(\text{Riñones})=0,054 \text{ kN m/m}$

En Base: $M_{qh}(\text{Base})=-0,054 \text{ kN m/m}$

2.4.3. Debidos a la reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (M_{qht})

En Clave: $M_{qht}(\text{Clave})=-0,03131 \text{ kN m/m}$

En Riñones: $M_{qht}(\text{Riñones})=0,03598 \text{ kN m/m}$

En Base: $M_{qht}(\text{Base})=-0,03131 \text{ kN m/m}$

2.4.4. Debidos al propio peso del tubo (M_t)

En Clave: $M_t(\text{Clave})=0,00212 \text{ kN m/m}$

En Riñones: $M_t(\text{Riñones})=-0,00245 \text{ kN m/m}$

En Base: $M_t(\text{Base})=0,0029 \text{ kN m/m}$

2.4.5. Debidos al peso del agua (M_a)

En Clave: $M_a(\text{Clave})=0,00239 \text{ kN m/m}$

En Riñones: $M_a(\text{Riñones}) = -0,00276; \text{ kN; m / m; "}$

En Base: $M_a(\text{Base})=0,00327 \text{ kN m/m}$

2.4.6. Debidos a la presión del agua (M_{pa})

En Clave: $M_{pa}(\text{Clave})=0,00655 \text{ kN m/m}$

En Riñones: $M_{pa}(\text{Riñones})=0,00655 \text{ kN m/m}$

En Base: $M_{pa}(\text{Base})=0,00655 \text{ kN m/m}$

2.4.7. Momento flector total (M)

En Clave: $M(\text{Clave})=0,30947 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $M(\text{Riñones})=-0,29829 \text{ kN m/m}$
En Base: $M(\text{Base})=0,33171 \text{ kN m/m}$

2.5. Fuerzas axiales.

2.5.1. Debidas a la presión vertical total sobre el tubo (Nqvt)

En Clave: $N_{qvt}(\text{Clave})=0,36789 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N_{qvt}(\text{riñones})=-13,62551 \text{ kN m/m}$
En Base: $N_{qvt}(\text{Base})=-0,36789 \text{ kN m/m}$

2.5.2. Debidas a la presión lateral del relleno sobre el tubo (Nqh)

En Clave: $N_{qh}(\text{Clave})=-2,00176 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N_{qh}(\text{Riñones})=0 \text{ kN m/m}$
En Base: $N_{qh}(\text{Base})=-2,00176 \text{ kN m/m}$

2.5.3. Debidas a la reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (Nqht)

En Clave: $n_{qht}(\text{Clave})=-0,9251 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N_{qht}(\text{Riñones})=0 \text{ kN m/m}$
En Base: $N_{qht}(\text{Base})=-0,9251 \text{ kN m/m}$

2.5.4. Debidas al propio peso del tubo (Nt)

En Clave: $N_t(\text{Clave})=0,01292 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N_t(\text{Riñones})=-0,08116 \text{ kN m/m}$
En Base: $N_t(\text{Base})=-0,01292 \text{ kN m/m}$

2.5.5. Debidas al peso del agua (Na)

En Clave: $N_a(\text{Clave})=0,07277 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N_a(\text{Riñones})=0,02503 \text{ kN m/m}$
En Base: $N_a(\text{Base})=0,16008 \text{ kN m/m}$

2.5.6. Debidas a la presión del agua (Npa)

En Clave: $N_{pa}(\text{Clave})=4,55308 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N_{pa}(\text{Riñones})=4,55308 \text{ kN m/m}$
En Base: $N_{pa}(\text{Base})=4,55308 \text{ kN m/m}$

2.5.7. Fuerza axil total (N)

En Clave: $N(\text{Clave})=2,07979 \text{ kN m/m}$
En Riñones: $N(\text{Riñones})=-9,12856 \text{ kN m/m}$
En Base: $N(\text{Base})=1,4055 \text{ kN m/m}$

2.6. Esfuerzos tangenciales máximos.

En Clave: 1,81607 kN/mm²
En Riñones: -1,63539 kN/mm²
En Base: 1,92248 kN/mm²

2.7. Verificación del esfuerzo tangencial(coef. de seguridad a rotura)

En Clave: 27,53199 --**ADMISIBLE: cumple >2.5**
En Riñones: 30,57371 --**ADMISIBLE: cumple >2.5**
En Base: 26,00813 --**ADMISIBLE: cumple >2.5**

2.8. Estabilidad (Coeficientes de seguridad al aplastamiento).

Debido al terreno: 98,91761 --**ADMISIBLE: cumple >2.5**

Debido a la presión ext. de agua :362,44066 --**ADMISIBLE: cumple >2.5**

Debido al terreno y al agua: 77,70916 --**ADMISIBLE: cumple >2.5**

APÉNDICE 4 – CÁLCULO ESTRUCTURAL ARQUETA DE CONEXIÓN PHD



APÉNDICE 4 – CÁLCULO ESTRUCTURAL ARQUETA DE CONEXIÓN PHD

ÍNDICE

1. SEGURIDAD ESTRUCTURAL.....	2
1.1 NORMATIVA	2
1.2 EXIGENCIAS BÁSICAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (DB SE)	2
1.2.1 Análisis estructural y dimensionado	2
1.2.2 Acciones	3
1.2.3 Datos geométricos.....	4
1.2.4 Características de los materiales.....	4
1.2.5 Modelo para el análisis estructural	4
1.2.6 Verificaciones basadas en coeficientes parciales	5
1.3 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB SE AE)	10
1.3.1 Acciones permanentes (G)	10
1.3.2 Acciones variables (Q)	11
1.3.3 Acciones accidentales	12
1.4 CIMIENTOS (DB SE C)	13
1.4.1 Bases de cálculo	13
1.4.2 Estudio geotécnico	14
1.4.3 Descripción, materiales y dimensionado de elementos.....	15
1.4.4 Elementos estructurales de hormigón (EHE-08)	17
1.4.5 Elementos estructurales de acero (DB SE A).....	20
1.4.6 Muros de fábrica (DB SE F)	20
1.4.7 Elementos estructurales de madera (DB SE M).....	20



APÉNDICE 4 – CÁLCULO ESTRUCTURAL ARQUETA DE CONEXIÓN PHD

1. SEGURIDAD ESTRUCTURAL

1.1 NORMATIVA

En el presente proyecto se han tenido en cuenta los siguientes documentos del Código Técnico de la Edificación (CTE):

- DB SE: Seguridad estructural
- DB SE AE: Acciones en la edificación
- DB SE C: Cimientos

Además, se ha tenido en cuenta la siguiente normativa en vigor:

- EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.
- NSCE-02: Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación.

De acuerdo a las necesidades, usos previstos y características de la construcción, se adjunta la justificación documental del cumplimiento de las exigencias básicas de seguridad estructural.

1.2 EXIGENCIAS BÁSICAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL (DB SE)

1.2.1 Análisis estructural y dimensionado

Proceso

El proceso de verificación estructural de la construcción se describe a continuación:

- Determinación de situaciones de dimensionado.
- Establecimiento de las acciones.
- Análisis estructural.
- Dimensionado.

Situaciones de dimensionado

- Persistentes: Condiciones normales de uso.
- Transitorias: Condiciones aplicables durante un tiempo limitado.
- Extraordinarias: Condiciones excepcionales en las que se puede encontrar o a las que puede resultar expuesto la estructura (acciones accidentales).

Periodo de servicio (vida útil):



En este proyecto se considera una vida útil para la estructura de 50 años.

Métodos de comprobación: Estados límite

Situaciones que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple con alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

Estados límite últimos

Situación que, de ser superada, existe un riesgo para las personas, ya sea por una puesta fuera de servicio o por colapso parcial o total de la estructura.

Como estados límites últimos se han considerado los debidos a:

- Pérdida de equilibrio de la estructura o de una parte de él.
- Deformación excesiva.
- Transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo.
- Rotura de elementos estructurales o de sus uniones.
- Inestabilidad de elementos estructurales.

Estados límite de servicio

Situación que de ser superada afecta a:

- El nivel de confort y bienestar de los usuarios.
- El correcto funcionamiento de la estructura.
- La apariencia de la construcción.

1.2.2 Acciones

Clasificación de las acciones

Las acciones se clasifican, según su variación con el tiempo, en los siguientes tipos:

- Permanentes (G): son aquellas que actúan en todo instante sobre la estructura, con posición constante y valor constante (pesos propios) o con variación despreciable.
- Variables (Q): son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura (uso y acciones climáticas).
- Accidentales (A): son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña, pero de gran importancia (sismo, incendio, impacto o explosión).

Valores característicos de las acciones



Los valores de las acciones están reflejadas en la justificación de cumplimiento del documento DB SE AE (ver apartado *Acciones en la edificación (DB SE AE)*).

1.2.3 Datos geométricos

La definición geométrica de la estructura está indicada en los planos de proyecto.

1.2.4 Características de los materiales

Los valores característicos de las propiedades de los materiales se detallan en el Pliego de Prescripciones técnicas particulares del presente proyecto.

1.2.5 Modelo para el análisis estructural

Se realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales, considerando los elementos que definen la estructura: losa de cimentación, muros de hormigón y losa maciza.

Se establece la compatibilidad de desplazamientos en todos los nudos, considerando seis grados de libertad y la hipótesis de indeformabilidad en el plano para cada forjado continuo, impidiéndose los desplazamientos relativos entre nudos.

A los efectos de obtención de solicitaciones y desplazamientos, se supone un comportamiento lineal de los materiales.

Cálculos por ordenador

Nombre del programa: CYPECAD.

Empresa: CYPE Ingenieros, S.A.- Avda. Eusebio Sempere, 5 - 03003 ALICANTE.

CYPECAD realiza un cálculo espacial por métodos matriciales, considerando todos los elementos que definen la estructura: losa de cimentación, muros de hormigón y losa maciza.

Se establece la compatibilidad de desplazamientos en todos los nudos, considerando seis grados de libertad y utilizando la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta (diafragma rígido), para modelar el comportamiento del forjado.

A los efectos de obtención de las distintas respuestas estructurales (solicitaciones, desplazamientos, tensiones, etc.) se supone un comportamiento lineal de los materiales, realizando por tanto un cálculo estático para acciones no sísmicas. Para la consideración de la acción sísmica se realiza un análisis modal espectral.



1.2.6 Verificaciones basadas en coeficientes parciales

En la verificación de los estados límite mediante coeficientes parciales, para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural, se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales para las acciones y la resistencia, respectivamente.

Verificación de la estabilidad: $E_{d, \text{estab}} \geq E_{d, \text{desestab}}$

- $E_{d, \text{estab}}$: Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.
- $E_{d, \text{desestab}}$: Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

Verificación de la resistencia de la estructura: $R_d \geq E_d$

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

Combinaciones de acciones consideradas y coeficientes parciales de seguridad

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

-Situaciones persistentes o transitorias

-Con coeficientes de combinación

-Sin coeficientes de combinación

-Situaciones sísmicas

-Con coeficientes de combinación

-Sin coeficientes de combinación

-Donde:



G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

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

γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

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

E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y_p)	Acompañamiento (y_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y_p)	Acompañamiento (y_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾
<p><i>Notas:</i></p> <p>⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.</p>				



PROYECTO DE ADECUACIÓN Y LEGALIZACIÓN DE EMISARIO SUBMARINO Y
VERTIDOS AL MAR - EMISARIO SUBMARINO DE SANT ELM

E.L.S. Flecha. Hormigón: EHE-08

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	0.700

Frecuente				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.500	0.300

Cuasipermanente				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700



PROYECTO DE ADECUACIÓN Y LEGALIZACIÓN DE EMISARIO SUBMARINO Y
VERTIDOS AL MAR - EMISARIO SUBMARINO DE SANT ELM

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾
<i>Notas:</i>				
<i>(1) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.</i>				

Tensiones sobre el terreno

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Desplazamientos

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y _p)	Acompañamiento (y _a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000



PROYECTO DE ADECUACIÓN Y LEGALIZACIÓN DE EMISARIO SUBMARINO Y VERTIDOS AL MAR - EMISARIO SUBMARINO DE SANT ELM

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (g)		Coeficientes de combinación (y)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (y_p)	Acompañamiento (y_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Deformaciones: flechas y desplazamientos horizontales

Según lo expuesto en el artículo 4.3.3 del documento CTE DB SE, se han verificado en la estructura las flechas de los distintos elementos. Se ha comprobado tanto el desplome local como el total de acuerdo con lo expuesto en 4.3.3.2 de dicho documento.

Para el cálculo de las flechas en los elementos flectados, se tienen en cuenta tanto las deformaciones instantáneas como las diferidas, calculándose las inercias equivalentes de acuerdo a lo indicado en la norma.

En la obtención de los valores de las flechas se considera el proceso constructivo, las condiciones ambientales y la edad de puesta en carga, de acuerdo a unas condiciones habituales de la práctica constructiva en la edificación convencional. Por tanto, a partir de estos supuestos se estiman los coeficientes de flecha pertinentes para la determinación de la flecha activa, suma de las flechas instantáneas más las diferidas producidas con posterioridad a la construcción de las tabiquerías.

Se establecen los siguientes límites de deformación de la estructura:

Flechas relativas para los siguientes elementos				
Tipo de flecha	Combinación	Tabiques frágiles	Tabiques ordinarios	Resto de casos
Integridad de los elementos constructivos (flecha activa)	Característica G+Q	1 / 500	1 / 400	1 / 300
Confort de usuarios (flecha instantánea)	Característica de sobrecarga Q	1 / 350	1 / 350	1 / 350
Apariencia de la obra (flecha total)	Casi permanente G + Y_2 Q	1 / 300	1 / 300	1 / 300



Desplazamientos horizontales	
Local	Total
Desplome relativo a la altura entre plantas: $d/h < 1/250$	Desplome relativo a la altura total de la estructura: $D/H < 1/500$

Vibraciones

No se ha considerado el efecto debido a estas acciones sobre la estructura.

1.3 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB SE AE)

1.3.1 Acciones permanentes (G)

Peso propio de la estructura

En elementos superficiales (losas y muros), el peso por unidad de superficie se obtiene multiplicando el espesor 'e(m)' por el peso específico del material (30 kN/m³).

Cargas permanentes superficiales

Peso propio de tabiques pesados y muros de cerramiento

Éstos se consideran como cargas lineales obtenidas a partir del espesor, la altura y el peso específico de los materiales que componen dichos elementos constructivos, teniendo en cuenta los valores especificados en el anejo C del Documento Básico SE AE.

Las acciones del terreno se tratan de acuerdo con lo establecido en el Documento Básico SE C.

Cargas superficiales generales de plantas

Forjados de losa maciza		
Planta	Canto (cm)	Peso propio (kN/m²)
Forjado 1	25	6.13

Cargas permanentes superficiales (tabiquería, pavimentos y revestimientos)	
Planta	Carga superficial (kN/m²)
Forjado 1	2.50



Cargas permanentes superficiales (tabiquería, pavimentos y revestimientos)	
Planta	Carga superficial (kN/m ²)
Cimentación	2.00

1.3.2 Acciones variables (Q)

Sobrecarga de uso

Se tienen en cuenta los valores indicados en la tabla 3.1 del documento DB SE AE.

Cargas superficiales generales de plantas

Planta	Carga superficial (kN/m ²)
Forjado 1	5.00
Cimentación	15.00

Cargas adicionales (puntuales, lineales y superficiales)

Planta	Superficiales		Lineales		Puntuales	
	Mín. (kN/m ²)	Máx. (kN/m ²)	Mín. (kN/m)	Máx. (kN/m)	Mín. (kN)	Máx. (kN)
Forjado 1	4.00	4.00	---	---	---	---

Viento

No se han considerado acciones de este tipo en el cálculo de la estructura.

Acciones térmicas

No se ha considerado en el cálculo de la estructura.

Nieve

Se tienen en cuenta los valores indicados en el apartado 3.5 del documento DB SE AE.



1.3.3 Acciones accidentales

Se consideran acciones accidentales los impactos, las explosiones, el sismo y el fuego. Las condiciones en que se debe estudiar la acción del sismo y las acciones debidas a éste en caso de que sea necesaria su consideración están definidas en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02.

Sismo

Provincia: BALEARES Término: ANDRATX

Clasificación de la construcción: Construcciones de importancia normal

Aceleración sísmica básica (ab): 0.040 g, (siendo 'g' la aceleración de la gravedad)

Coefficiente de contribución (K): 1.00

Coefficiente adimensional de riesgo (r): 1

Coefficiente según el tipo de terreno (C): 1.30 (Tipo II)

Coefficiente de amplificación del terreno (S): 1.040

Aceleración sísmica de cálculo (ac = S x r x ab): 0.042 g

Método de cálculo adoptado: Análisis modal espectral

Amortiguamiento: 6% (respecto del amortiguamiento crítico)

Fracción de la sobrecarga a considerar: 0.50

Coefficiente de comportamiento por ductilidad: 2 (Ductilidad baja)

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: 3

Coefficientes de participación:

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.065	0.0094	0.9992	0.0393	0 %	98.06 %	R = 2 A = 0.441 m/s ² D = 0.04651 mm	R = 2 A = 0.441 m/s ² D = 0.04651 mm
Modo 2	0.043	0.998	0.0122	0.0623	99.21 %	0.03 %	R = 2 A = 0.43 m/s ² D = 0.0201 mm	R = 2 A = 0.43 m/s ² D = 0.0201 mm
Modo 3	0.011	0.2613	0.3034	0.9999	0.03 %	0 %	R = 2 A = 0.414 m/s ² D = 0.0012 mm	R = 2 A = 0.414 m/s ² D = 0.0012 mm
Total					99.24 %	98.09 %		



T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Incendio

No se han considerado acciones de este tipo en el cálculo de la estructura.

1.4 CIMENTOS (DB SE C)

1.4.1 Bases de cálculo

Método de cálculo

El comportamiento de la cimentación se verifica frente a la capacidad portante (resistencia y estabilidad) y la aptitud al servicio. A estos efectos se distinguirá, respectivamente, entre estados límite últimos y estados límite de servicio.

Las comprobaciones de la capacidad portante y de la aptitud al servicio de la cimentación se efectúan para las situaciones de dimensionado pertinentes.

Las situaciones de dimensionado se clasifican en:

- situaciones persistentes, que se refieren a las condiciones normales de uso;
- situaciones transitorias, que se refieren a unas condiciones aplicables durante un tiempo limitado, tales como situaciones sin drenaje o de corto plazo durante la construcción;
- situaciones extraordinarias, que se refieren a unas condiciones excepcionales en las que se puede encontrar, o a las que puede estar expuesto la construcción, incluido el sismo.

El dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Límite Últimos (apartado 3.2.1 DB SE) y los Estados Límite de Servicio (apartado 3.2.2 DB SE).

Las consideraciones anteriores se aplican también a las estructuras de contención.

Verificaciones



Las verificaciones de los estados límite se basan en el uso de modelos adecuados para la cimentación y su terreno de apoyo y para evaluar los efectos de las acciones de la construcción y del terreno sobre la estructura.

Para verificar que no se supera ningún estado límite se han utilizado los valores adecuados para:

- las solicitaciones de la construcción sobre la cimentación;
- las acciones (cargas y empujes) que se puedan transmitir o generar a través del terreno sobre la cimentación;
- los parámetros del comportamiento mecánico del terreno;
- los parámetros del comportamiento mecánico de los materiales utilizados en la construcción de la cimentación;
- los datos geométricos del terreno y la cimentación.

Acciones

Para cada situación de dimensionado de la cimentación se han tenido en cuenta tanto las acciones que actúan sobre la construcción como las acciones geotécnicas que se transmiten o generan a través del terreno en que se apoya el mismo.

Sobre las estructuras de contención se consideran los empujes del terreno actuantes sobre las mismas.

Coeficientes parciales de seguridad

La utilización de los coeficientes parciales implica la verificación de que, para las situaciones de dimensionado de la cimentación, no se supere ninguno de los estados límite, al introducir en los modelos correspondientes los valores de cálculo para las distintas variables que describen los efectos de las acciones sobre la cimentación y la resistencia del terreno.

Para las acciones y para las resistencias de cálculo de los materiales y del terreno, se han adoptado los coeficientes parciales indicados en la tabla 2.1 del documento DB SE C.

1.4.2 Estudio geotécnico

Se han considerado los datos proporcionados y ya descritos en el correspondiente *Anejo 3. Estudios de Campo asociados a la geología y geomorfología para el estudio de viabilidad de la PHD*, en cuyo apéndice 1 se incluye el estudio geotécnico del tramo terrestre del emisario.

Parámetros geotécnicos adoptados en el cálculo

Cimentación



- Profundidad del plano de cimentación: -6,50 m
- Tensión admisible en situaciones persistentes: 0.200 MPa
- Tensión admisible en situaciones accidentales: 0.300 MPa
- Módulo de balasto para las losas de cimentación: 100000.00 kN/m³
- Módulo de balasto para las vigas de cimentación: 100000.00 kN/m³

Muros

Empujes del terreno			
Referencia	Hipótesis	Descripción	Muro
Empuje de Defecto	Cargas muertas	Con nivel freático: Cota -7.50 m	M1, M2, M3, M4
		Ángulo de talud 0.00 Grados	
		Densidad aparente 18.00 kN/m ³	
		Densidad sumergida 11.00 kN/m ³	
		Ángulo rozamiento interno 30.00 Grados	
		Evacuación por drenaje 100.00 %	
		Carga 1:	
		Tipo: Uniforme	
		Valor: 10.00 kN/m ²	

Leyes de presiones genéricas					
Referencia	Hipótesis	Presión		Descripción	Muro
		Cota (m)	Valor (kN/m ²)		
Ley de presiones genérica	Sobrecarga de uso	0.00	2.0		M1, M2, M3, M4
		2.00	0.0		

1.4.3 Descripción, materiales y dimensionado de elementos

Descripción

Se han dispuesto muros de hormigón armado con la resistencia necesaria para contener los empujes de tierra que afectan a la obra.



El espesor utilizado en el dimensionado de los muros ha sido 25.0 cm.

La cimentación se resuelve mediante los siguientes elementos: losas de hormigón armado, cuyas tensiones máximas de apoyo no superan las tensiones admisibles del terreno de cimentación en ninguna de las situaciones de proyecto. La losa de cimentación es de canto 30 cm y la losa superior tiene un espesor de 25 cm

Materiales

Cimentación

Elemento	Hormigón	f_{ck} (MPa)	g_c	Árido		E_c (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-30	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	20	28577

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)	g_s
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15

Muros

Elemento	Hormigón	f_{ck} (MPa)	g_c	Árido		E_c (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-30	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	20	28577

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)	g_s
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15

Dimensiones, secciones y armados

Las dimensiones, secciones y armados se indican en los planos de estructura del proyecto. Se han dispuesto armaduras que cumplen con la instrucción de hormigón estructural EHE-08 atendiendo al elemento estructural considerado.



1.4.4 Elementos estructurales de hormigón (EHE-08)

1.4.4.1 Bases de cálculo

Requisitos

La estructura proyectada cumple con los siguientes requisitos:

- Seguridad y funcionalidad estructural: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil.
- Seguridad en caso de incendio: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de la estructura sufran daños derivados de un incendio de origen accidental.
- Higiene, salud y protección del medio ambiente: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que se provoquen impactos inadecuados sobre el medio ambiente como consecuencia de la ejecución de las obras.

Conforme a la Instrucción EHE-08 se asegura la fiabilidad requerida a la estructura adoptando el método de los Estados Límite, tal y como se establece en el Artículo 8º. Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de sollicitación, de resistencia y dimensionales que intervienen en el cálculo. El valor de cálculo de una variable se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

Comprobación estructural

La comprobación estructural en el proyecto se realiza mediante cálculo, lo que permite garantizar la seguridad requerida de la estructura.

Situaciones de proyecto

Las situaciones de proyecto consideradas son las que se indican a continuación:

- Situaciones persistentes: corresponden a las condiciones de uso normal de la estructura.
- Situaciones transitorias: que corresponden a condiciones aplicables durante un tiempo limitado.
- Situaciones accidentales: que corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la estructura.

Métodos de comprobación: Estados límite



Se definen como Estados Límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada.

Estados límite últimos

La denominación de Estados Límite Últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura, por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Como Estados Límite Últimos se han considerado los debidos a:

- fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o de parte de ella;
- pérdida del equilibrio de la estructura o de parte de ella, considerada como un sólido rígido;
- fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

En la comprobación de los Estados Límite Últimos que consideran la rotura de una sección o elemento, se satisface la condición:

$$R_d \geq S_d$$

donde:

R_d : Valor de cálculo de la respuesta estructural.

S_d : Valor de cálculo del efecto de las acciones.

Para la evaluación del Estado Límite de Equilibrio (Artículo 41º) se satisface la condición:

$$E_{d, \text{estab}} \geq E_{d, \text{desestab}}$$

donde:

$E_{d, \text{estab}}$: Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.

$E_{d, \text{desestab}}$: Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

Estados límite de servicio

La denominación de Estados Límite de Servicio engloba todos aquéllos para los que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspecto requeridos. En la comprobación de los Estados Límite de Servicio se satisface la condición:

$$C_d \geq E_d$$

donde:

C_d : Valor límite admisible para el Estado Límite a comprobar (deformaciones, vibraciones, abertura de fisura, etc.).



E_d : Valor de cálculo del efecto de las acciones (tensiones, nivel de vibración, abertura de fisura, etc.).

1.4.4.2 Acciones

Para el cálculo de los elementos de hormigón se han tenido en cuenta las acciones permanentes (G), las acciones variables (Q) y las acciones accidentales (A).

Para la obtención de los valores característicos, representativos y de cálculo de las acciones se han tenido en cuenta los artículos 10º, 11º y 12º de la instrucción EHE-08.

Combinación de acciones y coeficientes parciales de seguridad

Verificaciones basadas en coeficientes parciales (ver apartado *Verificaciones basadas en coeficientes parciales*).

1.4.4.3 Método de dimensionamiento

El dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Límite del artículo 8º de la vigente instrucción EHE-08, utilizando el Método de Cálculo en Rotura.

1.4.4.4 Solución estructural adoptada

Componentes del sistema estructural adoptado

La estructura está formada por los siguientes elementos:

- Soportes.
- Muros de hormigón armado de diferentes secciones.
- Losas macizas.

Deformaciones

Cuantías geométricas

Se han adoptado las cuantías geométricas mínimas fijadas en la tabla 42.3.5 de la instrucción EHE-08.

Características de los materiales

Los coeficientes a utilizar para cada situación de proyecto y estado límite están definidos en el cumplimiento del Documento Básico SE.

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales (γ_c y γ_s) para el estudio de los Estados Límite Últimos son los que se indican a continuación:

Hormigones



Elemento	Hormigón	f_{ck} (MPa)	g_c	Árido Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	E_c (MPa)
Forjados	HA-30	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	15	28577
Muros	HA-30	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	15	28577

Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)	g_s
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15

Recubrimientos

Losas macizas (mecánicos): 3.5 cm

Losas de cimentación (mecánicos): 5.0 cm

Características técnicas de los forjados

Forjados de losas macizas

Canto: 25 cm

1.4.5 Elementos estructurales de acero (DB SE A)

No hay elementos estructurales de acero.

1.4.6 Muros de fábrica (DB SE F)

No hay elementos estructurales de fábrica.

1.4.7 Elementos estructurales de madera (DB SE M)

No hay elementos estructurales de madera.