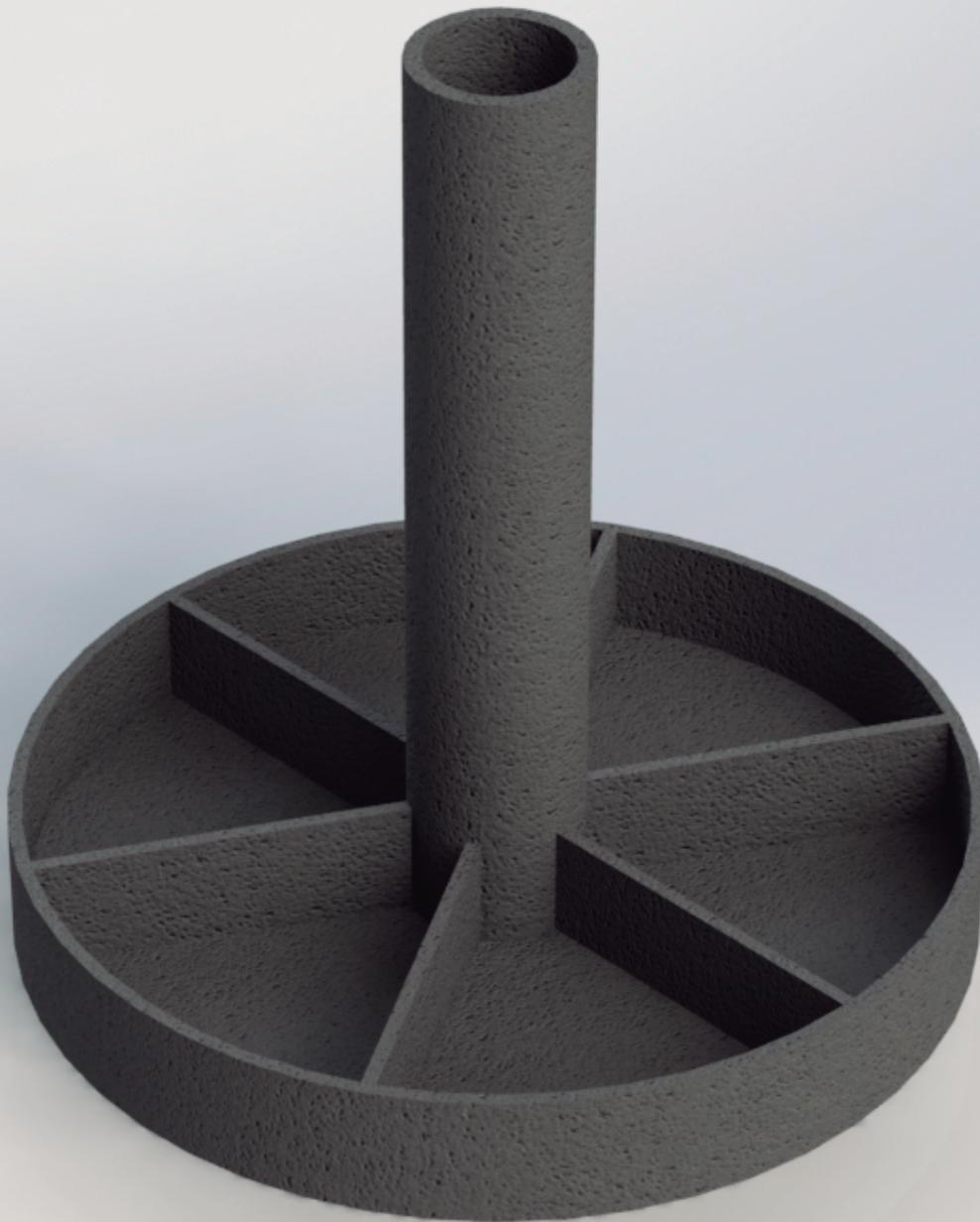




UNIVERSIDAD DE LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA INDUSTRIAL
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE



Autor: Gabriel Rodríguez Galván

Tutores: José María Emperador Alzola
Jacob David Rodríguez Bordón

Curso Académico: 2017-2018

HOJA DE FIRMAS

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE

Autor: Gabriel Rodríguez Galván

Tutores: José María Emperador Alzola
Jacob David Rodríguez Bordón

Curso Académico: 2017-2018

MÁTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles

Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

Autor	Tutor 1	Tutor 2
Gabriel Rodríguez Galván	José María Emperador Alzola	Jacob David Rodríguez Bordón

El presente Trabajo Fin de Máster se ha realizado en el marco del proyecto BIA2017-88770-R, financiado por el Ministerio de Economía, Industria y Competitividad (MINECO) y la Agencia Estatal de Investigación (AEI), y cofinanciado con fondos FEDER.

ÍNDICE GENERAL

MEMORIA DESCRIPTIVA

MEMORIA JUSTIFICATIVA

ANEXO I: ESTUDIO PREVIO. DATOS DE PARTIDA

ANEXO II: ELECCIÓN DE AEROGENERADOR

**ANEXO III: PARQUES EÓLICOS OFFSHORE DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES**

ANEXO IV: SALOME-MECA/CODE ASTER

ANEXO V: CÓDIGOS MATLAB

PLANOS

MEMORIA DESCRIPTIVA

**DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE**

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	4
1.1. ANTECEDENTES	4
1.2. OBJETIVO.....	5
1.3. EMPLAZAMIENTO.....	5
1.4. LEGISLACIÓN	6
1.4.1. Normas de obligado cumplimiento	6
1.4.2. Normativas consultadas.....	6
2. CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE	7
2.1. TIPOS DE CIMENTACIONES	7
2.1.1. <i>Monopilote</i>	8
2.1.2. <i>Estructura jacket</i>	9
2.1.3. <i>Cimentación por gravedad</i>	10
2.1.4. <i>Trípode</i>	11
2.1.5. <i>Tripilote</i>	12
2.1.6. <i>Cimentación Flotante</i>	12
2.1.7. <i>Vasos de succión</i>	12
2.2. CIMENTACIÓN SELECCIONADA.....	13
2.2.1. <i>Construcción e instalación</i>	13
2.3. SISTEMA DE ANCLAJE CON LA TORRE DE ACERO	14
2.4. IMPACTO AMBIENTAL.....	14
3. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	15
3.1. CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA	15
3.2. CRITERIOS DE DISEÑO	17
3.3. PROCEDIMIENTO DE DIMENSIONADO.....	18
4. SOLUCIÓN ADOPTADA	18
5. CONCLUSIÓN.....	22
6. REFERENCIAS	24

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos de la ubicación.....	6
Tabla 2. Combinación de cargas más desfavorable	16
Tabla 3. Criterios de diseño	17
Tabla 4. Dimensiones finales.....	19
Tabla 5. Datos de Vestas V164 de 8 MW.....	20
Tabla 6. Armaduras de cada elemento de hormigón armado	20

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación.....	5
Figura 2. Tipos de cimentaciones para aerogeneradores offshore. Fuente [3]	7
Figura 3. Número total de cimentaciones de cada tipo a finales de 2017. Fuente [1]	8
Figura 4. Monopilote. Fuente [4].....	8
Figura 5. Estructura Jacket. Fuente [4]	9
Figura 6. Cimentación por gravedad o superficial. Fuente [4]	10
Figura 7. Trípode. Fuente [4].....	11
Figura 8. Vaso de Succión. Fuente [4].....	12
Figura 9. Jaula de pernos	14
Figura 10. Cargas sobre un aerogenerador offshore. Fuente [7]	15
Figura 11. Representación 3D de la cimentación	19

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La generación de energía eléctrica mediante fuentes limpias es uno de los principales ejes de desarrollo energético mundial. En este sentido, la energía eólica, y en particular, la instalada en el mar, está en pleno desarrollo y expansión. Europa es una de las zonas con más parques eólicos offshore, 92 parques repartidos entre 10 países, haciendo un total de 3589 turbinas instaladas y conectadas a la red. La cimentación más usada en estos parques es el monopilote, con un 81,7 %, seguida de la estructura tipo jackets y cimentaciones por gravedad, con un 6,9 % y 6,2 % respectivamente, y finalmente por las estructuras tipo trípode y tripilote. [1].

La tendencia actual es la instalación de mayores turbinas y situar los parques eólicos offshore alejados de la costa. Esto último, es debido principalmente a la reducción de áreas compatibles con estas instalaciones cerca de la costa, al menor impacto medioambiental/acústico/visual y a unas mejores características de viento (menor rugosidad). El mayor obstáculo es la profundidad del lecho marino, que en el caso particular de las Islas Canarias puede alcanzar cientos de metros a pocos kilómetros de la costa, es decir, una batimetría compleja y abrupta. En este sentido, los sistemas flotantes son a priori los más adecuados, aunque se trata todavía de una tecnología en fase de maduración, habiéndose instalado el primer parque eólico offshore en 2017 compuesto por 6 aerogeneradores. No obstante, sistemas cimentados a base de pilotes, vasos de succión o cimentaciones superficiales han sido propuestos para profundidades de hasta 50 metros, las cuales se asientan sobre diseños más consolidados. En este escenario, la cimentación por gravedad resulta atractiva debido a ciertas ventajas que presenta frente a otras, como son el menor requerimiento de trabajos en alta mar, mayor confiabilidad en cuanto a su comportamiento a largo plazo y un tiempo de vida más prolongado. Todo ello potencialmente redundaría en una mejor rentabilidad a largo plazo. Un ejemplo de esta tecnología es el proyecto ELISA instalado en las aguas de la isla de Gran Canaria y que supone el primer aerogenerador eólico marino instalado en España, el primero en el sur de Europa de cimentación fija y el primero a nivel mundial sin necesidad de grandes barcos o grúas marinas. Este prototipo se basa en una cimentación por gravedad en conjunto con una torre telescópica, facilitando el proceso de montaje e instalación al llevar todo el sistema ensamblado hasta su ubicación final.

1.2. Objetivo

El objeto de este Trabajo Fin de Máster es el desarrollo de un procedimiento para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales de hormigón para aerogeneradores offshore.

Dicho procedimiento tomará como datos las características ambientales del emplazamiento (viento, oleaje, corriente), las características del terreno, así como los parámetros básicos del aerogenerador, para la estimación de las cargas, con las cuales se podrá proceder al prediseño de la cimentación. Mediante un proceso iterativo lo más automatizado posible, se procede a verificar, y en su caso, corregir el diseño de la cimentación, de tal manera que se cumplan los requisitos de respuesta estática y dinámica del sistema de acuerdo a los estándares internacionales.

1.3. Emplazamiento

La ubicación escogida para el aerogenerador offshore es frente a las costas del municipio de San Bartolomé de Tirajana en el sur este de la isla de Gran Canaria. Se ha escogido esta zona al disponer de un gran recurso eólico, una profundidad adecuada para este tipo de cimentación y encontrarse en una zona apta pero con condicionante ambientales según el “Estudio estratégico ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos” [2].

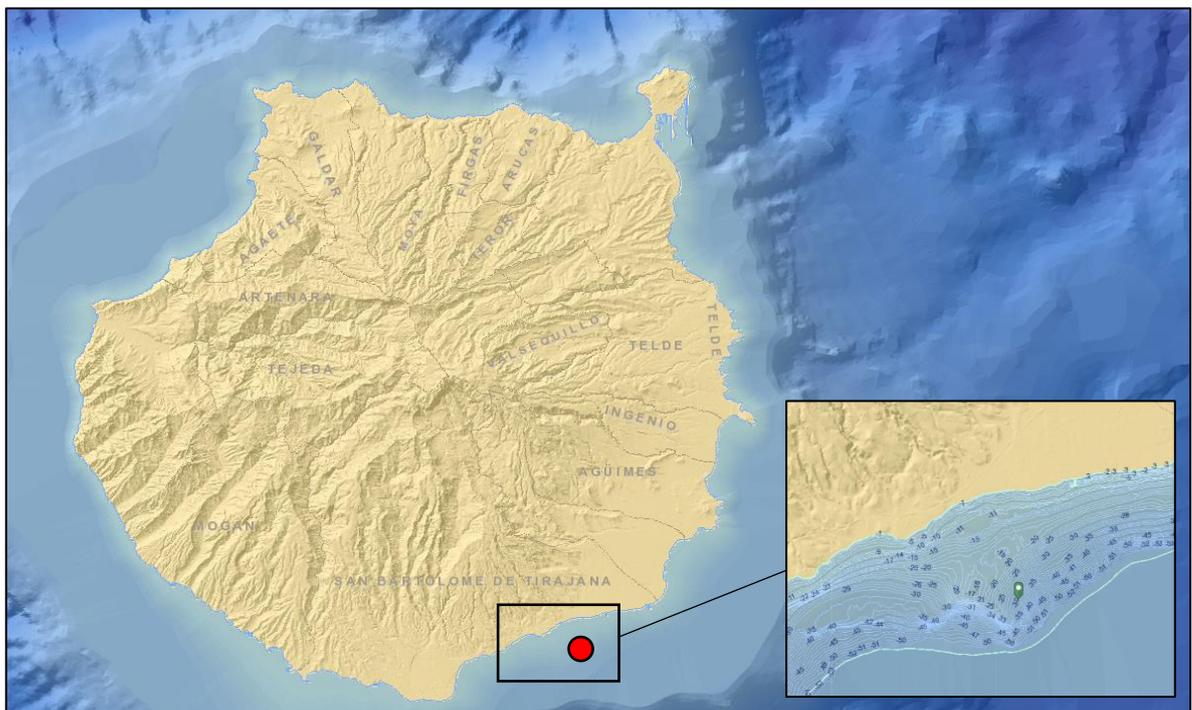


Figura 1. Ubicación

La siguiente tabla muestra los datos de la ubicación seleccionada:

Tabla 1. Datos de la ubicación

Coordenadas	X: 452880 Y: 3071194
Distancia de la costa	3150 m
Profundidad	30 m

1.4. Legislación

En este apartado se muestran las normas de obligado cumplimiento y las normas y estándar consultadas.

1.4.1. Normas de obligado cumplimiento

- Real Decreto 1028/2007, de 20 de julio, por el que se establece el procedimiento administrativo para la tramitación de las solicitudes de autorización de instalaciones de generación eléctrica en el mar territorial.
- Real Decreto 661/2007, de 25 de mayo, por el que se regula la actividad de producción de energía eléctrica en régimen especial.
- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental.
- Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio, por el que se aprueba la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)

1.4.2. Normativas consultadas

- EN 1993-1-4 (2005): Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions.
- EN 1992-1-1 (2004): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1997-1 (2004): Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- International Standard IEC-61400-1 (2005), of August, wind turbines – Part 1: design requirements.
- International Standard IEC-61400-3 (2009), of February, wind turbines - Part 3: design requirements for offshore wind turbines.
- Offshore Standard DNV-OS-J101: Design of Offshore Wind Turbine Structures (2014).
- Offshore Standard DNV-OS-C502: Offshore Wind Concrete Structures (2012).

2. CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE

2.1. Tipos de cimentaciones

Actualmente existen tipos de cimentaciones para aerogeneradores offshore, dividiéndose en seis categorías: Monopilote (A), Trípode (B), Jacket (C), Tripilote (D), Gravedad (E) y Flotantes (F y G). En la Figura 1 se muestran cada una de ellas.

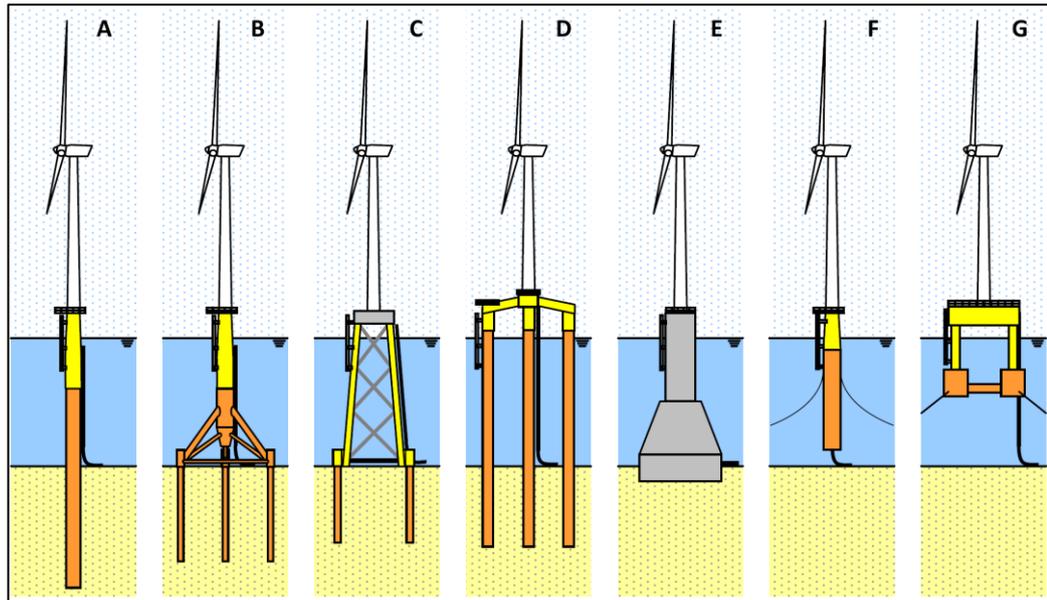


Figura 2. Tipos de cimentaciones para aerogeneradores offshore. Fuente [3]

Entre los diferentes tipos, la más usada actualmente es el monopilote, con un total de 3720 unidades instaladas hasta 2017, lo que representa un 81,7 % de todas las subestructuras instaladas en Europa, según datos de Wind Europe. A continuación, le sigue la estructura tipo jacket con un 6,9 %, cimentaciones por gravedad con un 6,2 %, trípode y tripilote con un 2,9 % y 1,8 % respectivamente y por último la flotantes con 6 unidades instaladas. El número total de cada tipo de cimentación se muestra en la Figura 3. Otro tipo de cimentación considerado es a base de vasos de succión, cuya principal ventaja radica en su facilidad de instalación y desmontaje. Se trata de un tipo de cimentación intermedio entre pilotes (cimentación profunda) y cimentaciones superficiales y embebidas.

La selección de un tipo de cimentación es un proceso difícil ya que depende de numerosos factores como pueden ser las características del lecho marino, profundidad, vida útil, cargas a las que se ven sometidas, etcétera. Por ello, a continuación, se describirán las características de cada una de ellas.

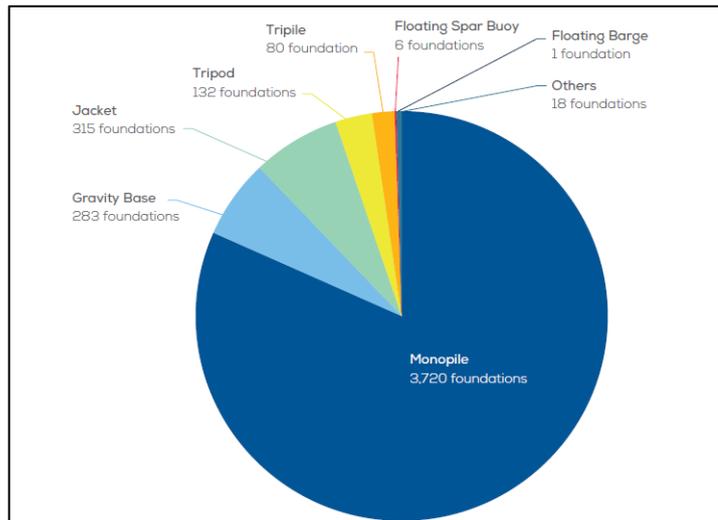


Figura 3. Número total de cimentaciones de cada tipo a finales de 2017. Fuente [1]

2.1.1. Monopilote

La cimentación mediante monopilote consiste en un pilote de sección cilíndrica hueca, el cual, penetra en el lecho marino. Esta configuración está formada por dos partes que se pueden observar en la figura 3, el monopilote y la pieza de transición sobre la que estará instalada el aerogenerador.

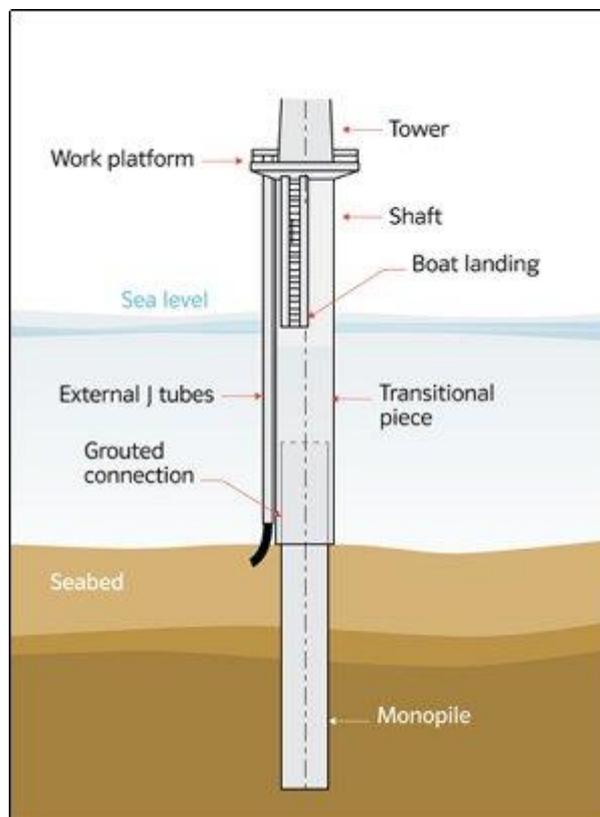


Figura 4. Monopilote. Fuente [4]

Este tipo de cimentación es usada generalmente cuando las capas superiores del lecho marino están formadas por suelo blando y cuando las cargas horizontales que están aplicadas a la estructura son grandes. Actualmente, los monopilotes son factibles para profundidades de la lámina de agua de hasta 40 metros. La profundidad es un hándicap, ya que a mayor profundidad mayor ha de ser el tamaño del pilote, con lo que aumenta su coste de fabricación.

2.1.2. Estructura jacket

Este tipo de cimentación se caracteriza por una geometría de su estructura en forma de celosía, con 4 pilotes en las esquinas de la base. Posee, además, una baja masa estructural y una gran rigidez, pero en su contra tiene la complejidad de construcción, así como, la gran cantidad de material necesaria para su fabricación.

Se suele utilizar para profundidades de 20 metros hasta 50 metros. Su coste suele ser elevado, debido a su geometría compleja, gran cantidad de material, elevado número de uniones y un mantenimiento complejo. Sin embargo, es muy utilizado en ubicaciones, donde se soportan fuerzas con direcciones cambiantes continuamente y permite reducir la carga debida al oleaje en comparación con el monopilote debido a su gran rigidez y a que el área en la que actúa el oleaje es menor.

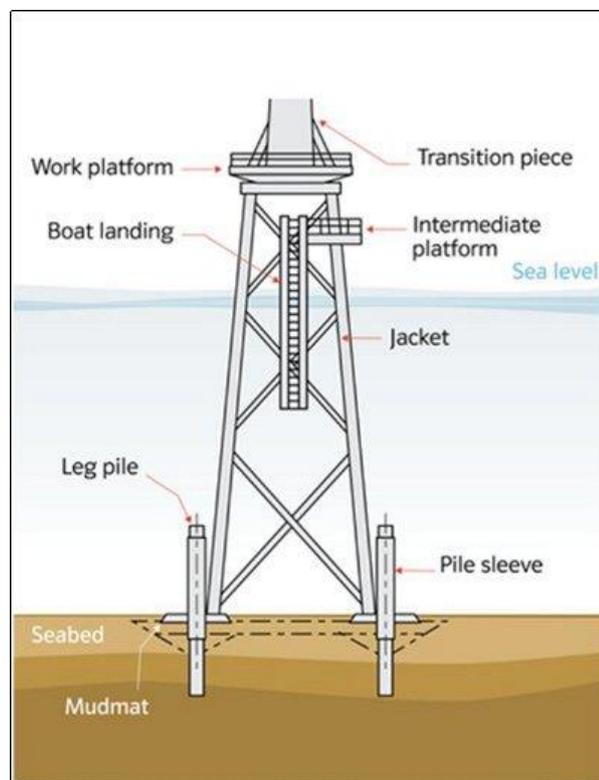


Figura 5. Estructura Jacket. Fuente [4]

2.1.3. Cimentación por gravedad

Este tipo de cimentaciones suelen estar formado en la mayoría de los casos de una base de hormigón armado rellenas de material de balasto, que puede ser arena, rocas, mineral de hierro... Además, el diseño está formado por un eje central de metal o de hormigón armado que constituye la pieza de transición para la instalación del aerogenerador. La base puede ir equipada también con elementos de metal u hormigón llamados falda, los cuales penetran en el terreno. En la figura 5 se puede observar las partes que conforman esta cimentación.

Se caracteriza por tener una base ancha, lo que la convierte en idónea para soportar grandes cargas laterales y mantener la estabilidad del aerogenerador mediante su propio peso. Sin embargo, está sujeta a una serie de condicionantes que se describen a continuación. En primer lugar, está condicionada por la capacidad portante del terreno, necesaria para soportar el peso de la cimentación. Esto lleva a la necesidad de una preparación previa del lecho marino para eliminar las capas de sedimentos con menos capacidad de soporte. Por otro lado, su utilización está limitada a configuraciones de poca profundidad, de hasta 30 metros, ya que a profundidades mayores es necesaria mayor cantidad de material, lo que supone en la mayoría de los casos, un sobre coste.

Hay que destacar también que el uso de hormigón supone unos costes menos volátiles que otros materiales como el acero. Además, es duradero en ambientes marinos permitiendo un menor mantenimiento.

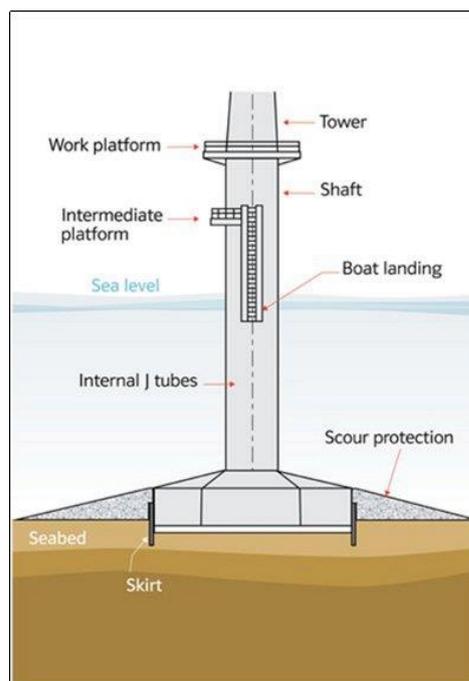


Figura 6. Cimentación por gravedad o superficial. Fuente [4]

Se puede distinguir dos tipos de cimentaciones superficiales atendiendo a su modo de transporte. Por un lado, están los modelos flotantes, los cuales hace uso de grandes dimensiones que permite la flotación de la estructura, siendo transportado mediante remolcadores sin necesidad de grande barcos grúas. Una vez en la ubicación se rellenan de agua y material de balasto para fijarla al lecho marino. Por otro lado, están las cimentaciones que requieren de la combinación de barcos de transportes y grúas para su instalación.

2.1.4. Trípode

La cimentación por trípode destaca por tener una geometría formada por una columna central y tres puntos de anclaje al lecho marino, formado por pilotes o vasos de succión, estando todos los elementos conectados entre sí.

En este tipo de configuración se favorece un mejor reparto de cargas y una mejora de la estabilidad. Además, la erosión no es un gran problema en este tipo de cimentación por lo que efectos de ésta, son menos significativos comparados con el monopilote.

Se utiliza para profundidades mayores a las usadas en monopilotes, de hasta 60 metros. Su coste suele ser mayor en comparación al monopilote debido a su geometría compleja, sin embargo, son por lo general menos costosos que la estructuras jacket.

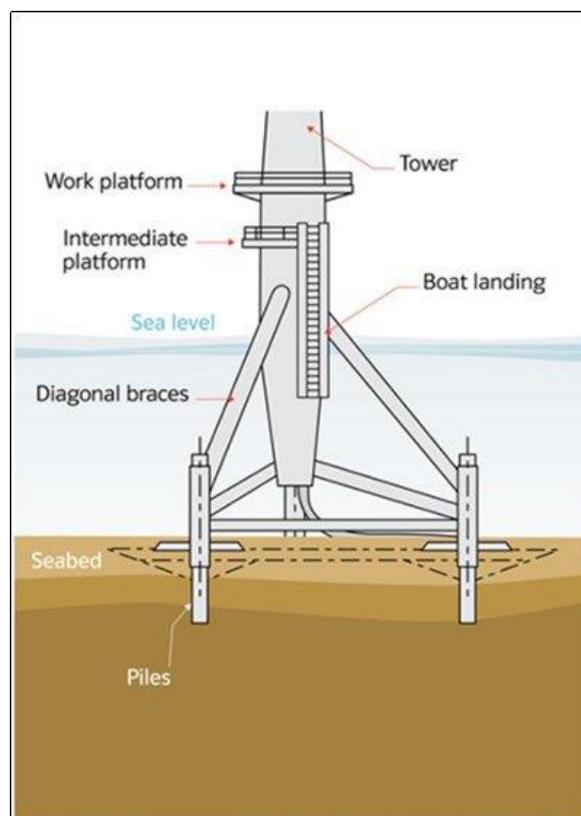


Figura 7. Trípode. Fuente [4]

2.1.5. Tripilote

Es una combinación del trípode y el monopilote. Tiene tres pilotes que están conectados en la parte superior tal y como se observa en la figura 1. Se puede usar en profundidades de agua de 25-40 metros y tiene la ventaja de usar pilotes delgados, lo que supone cargas hidrodinámicas menores. La conexión de los pilotes es difícil de construir, pero la producción en masa disminuye sus altos costos.

2.1.6. Cimentación Flotante

Para esta configuración se utilizan plataformas flotantes fijadas al fondo mediante cables (Figura 1). La mayor ventaja reside en no depender de la profundidad del agua, pudiendo anclar los cables al fondo marino, optimizando además la utilización de material. Los retos de este tipo de cimentación son los de garantizar la estabilidad, la flotabilidad y la seguridad antes fallos del sistema de amarre con el fondo.

2.1.7. Vasos de succión

La instalación se realiza bombeando el agua fuera del vaso, lo cual disminuye la presión dentro del mismo, y junto con el peso propio efectivo permite la penetración de la cimentación en el lecho marino (figura 7).

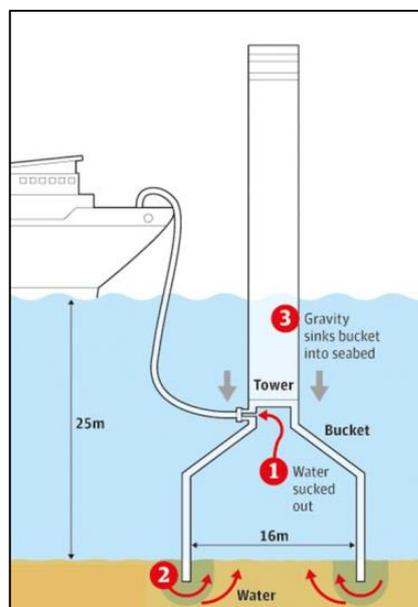


Figura 8. Vaso de Succión. Fuente [4]

Los beneficios de esta configuración son la menor generación de ruidos, el aumento de la velocidad de la instalación, poca preparación del lecho marino y su uso en una gran variedad de condiciones de suelo, profundidades grandes y turbinas mayores. Otra gran ventaja es la

posibilidad de retirar la cimentación dejando el lecho marino prácticamente inalterado, y recuperando el material utilizado. Entre sus desventajas esta su limitada aplicabilidad a suelos arenosos o arcillosos de gran homogeneidad en donde no existan piedras sueltas que puedan deformar la falda del vaso.

2.2. Cimentación seleccionada

Para la ubicación planteada en el apartado 1.3 se explora la posibilidad de utilizar una cimentación de gravedad o superficial, en donde tanto la zapata como la parte sumergida de la estructura de soporte del aerogenerador son de hormigón armado. La profundidad del lecho marino en dicha ubicación es de 30 metros, con lo cual se está en el límite convencional para este tipo de cimentaciones. Con ello se busca principalmente una solución de mayor vida útil de operación del conjunto cimentación-subestructura, posibilitando la su reutilización.

2.2.1. Construcción e instalación

La construcción de este tipo de cimentación suele constar cuatro etapas: preparación del lecho marino, construcción, transporte e instalación.

La construcción de la cimentación superficial se lleva a cabo en lugares cerca de la costa o diques secos para ser posteriormente transportado a la ubicación. El transporte se puede llevar a cabo mediante grandes barcos grúas, lo que implica grades costas, o por flotación, donde la estructura es simplemente remolcada, usándose estabilizadores para mantener la estabilidad en el proceso de lastrado y requiriéndose condiciones de mar adecuadas.

La instalación en la localización deseada suele llevar asociado una previa preparación del lecho marino. La presencia de capas de sedimentos con poca capacidad portante requiere de su eliminación mediante operaciones de dragado, aunque esta operación está limitada hasta un espesor de capa, desde 0,5 m hasta 10 m [5]. Una vez alcanzado el nivel deseado se instala una capa de grava para conseguir una superficie horizontal y posteriormente instalar la cimentación mediante el lastrado de la misma, primero mediante agua y posteriormente se introduce el material de relleno.

Después de la instalación de la base, la turbina eólica se coloca encima. En la mayoría de las ocasiones, también se instala protección frente a la erosión cerca de la base. Esta protección puede se puede llevar a cabo mediante la colocación de rocas y gravas alrededor de la base.

2.3. Sistema de anclaje con la torre de acero

Para el anclaje de la base de la torre de acero con la cimentación de hormigón se suele usar una jaula de pernos como la mostrada en la siguiente figura. Este sistema está formado por dos anillos concéntricos de pernos de anclaje sostenidos por una placa de acero en su parte inferior y superior. Irá embebida en el hormigón dejando al descubierto la parte superior de los pernos para su unión con la brida de la base de la torre.



Figura 9. Jaula de pernos

2.4. Impacto Ambiental

El tipo de cimentación seleccionada tendrá un impacto en el medio ambiente. En el caso de cimentaciones por gravedad, las grandes áreas requeridas representan una perturbación significativa del entorno del fondo marino. Para limitar el área de dragado requerida para la base de gravedad, se puede utilizar diferentes técnicas para la mejora del suelo.

Por otro lado, durante la construcción de los parques eólicos, el ruido aéreo del trabajo de construcción afectará a aves y especies marinas, pero como las operaciones de construcción son de duración limitada, se espera que los efectos solo serán temporales. Sin embargo, los periodos sensibles como el apareamiento o los períodos de cría deberían evitarse si la ubicación se encuentra cerca de áreas biológicas importantes [6].

Por todo ello, será necesario la realización de estudios de impacto ambiental que tengan en cuenta el efecto que tendrá en el medio y en las especies la instalación de un aerogenerador offshore, tanto en la etapa de la de funcionamiento, como en la fase de desmantelamiento del aerogenerador, quedando fuera del alcance de este trabajo de fin de máster.

3. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de un aerogenerador offshore y su cimentación comprende múltiples aspectos. A grandes rasgos, el diseño de la cimentación comienza con la elección de una ubicación y un tipo de turbina eólica para, posteriormente, obtener las cargas ambientales que estará aplicadas a la estructura. Con esta información, se debe diseñar una base que resista y pueda trasladar estas cargas al lecho marino.

3.1. Cargas sobre la estructura

La cimentación debe ser diseñada para soportar las diferentes cargas a las que se ve sometida la estructura y transferirlas al lecho marino. Las cargas que actúan sobre la estructura son variadas y se encuentra en la resumidas en la Figura 10, aunque para este proyecto sólo se han considerado las más significativas, las cuáles de describen a continuación.

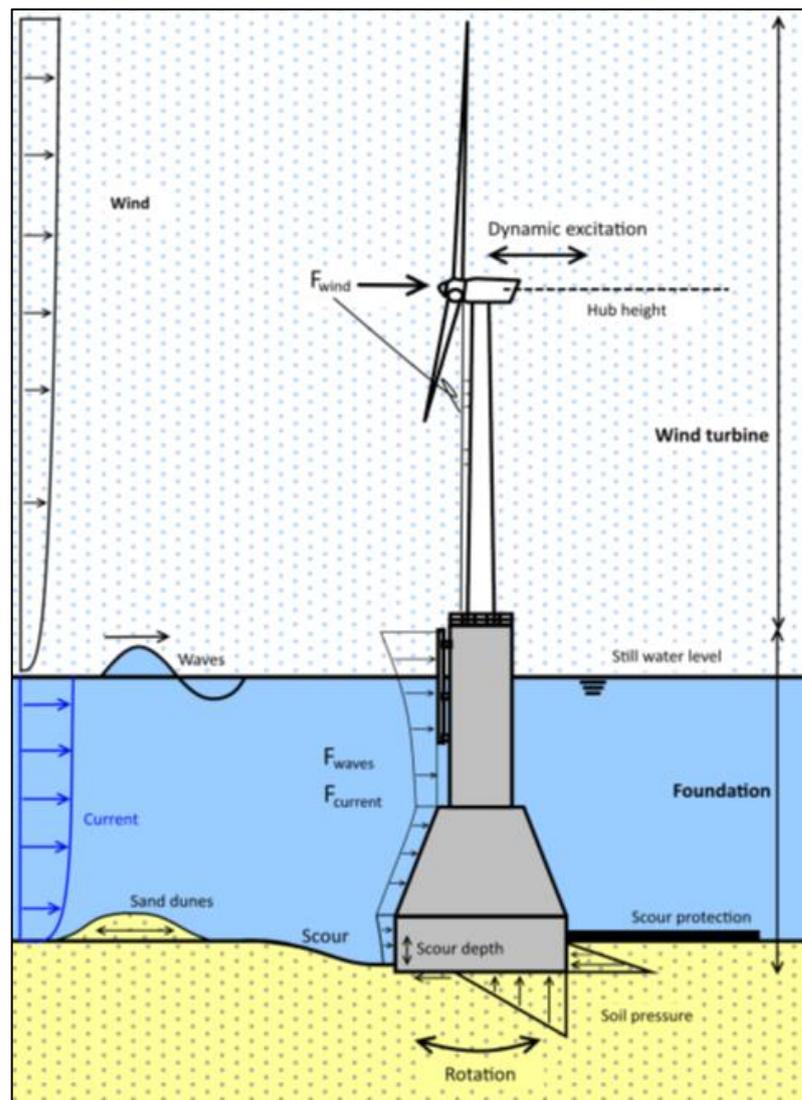


Figura 10. Cargas sobre un aerogenerador offshore. Fuente [7]

Una de las cargas más importantes que actúa sobre el aerogenerador es la carga debida al viento, dando como resultado la aparición de una fuerza horizontal y un momento de vuelco que serán determinantes a la hora del dimensionamiento de la cimentación. Además, el viento provoca excitaciones dinámicas debido al movimiento de las palas, identificándose dos frecuencias principales de excitación: 1P, frecuencia rotacional del rotor y 3P, frecuencia de paso de las palas para un aerogenerador de tres palas.

En cuanto a las cargas hidrodinámicas, destacar la acción de las corrientes que provocan una fuerza de arrastre sobre la subestructura. Esta fuerza depende de la velocidad de la corriente, que difiere según la ubicación.

Además de las corrientes, sobre la subestructura actúa la carga hidrodinámica debida al oleaje. Las olas pueden causar grandes cargas en la cimentación de las turbinas eólicas offshore. La magnitud de las cargas de ola depende de varios factores, entre estos se encuentran el período de oleaje y la altura de ola.

Las cargas que actúan sobre la turbina eólica y la cimentación deben transferirse al fondo marino, lo que garantiza la estabilidad del sistema. Las presiones del suelo se acumulan para hacer frente a las cargas verticales y horizontales. Para fines de diseño, el conocimiento sobre las capas de suelo en el fondo marino es importante, especialmente los parámetros como el ángulo de fricción, el peso efectivo y el módulo de elasticidad.

Para el diseño de la subestructura, se usarán diferentes escenarios que resultan de la combinación de las diferentes cargas ambientales. A continuación, se presenta una tabla las cargas para el escenario más desfavorable, el E-3, correspondiente a la carga de la ráfaga extrema de viento en 50 años (EOG) combinada con la altura máxima de onda de 1 año.

Tabla 2. Combinación de cargas más desfavorable

CARGAS	E-3 (U-3 + W-2 + Corr.)
Fuerza máxima de viento [MN]	4,62
Fuerza mínima de viento [MN]	1,33
Momento máximo de viento [MN·m]	601,22
Momento mínimo de viento [MN·m]	172,64
Fuerza máxima de ola [MN]	1,95
Momento máximo de ola [MN·m]	44,4
Momento mínimo de la ola [MN·m]	-44,4

Fuerza máxima de corriente [MN]	0,13
Momento máximo de corriente [MN·m]	2,31
Fuerza total [MN]	6,71
Momento máximo de vuelco total [MN·m]	647,92
Momento mínimo total [MN·m]	128,24
Momento de vuelco total*(1.35) [MN·m]	874,83

3.2. Criterios de diseño

Para el diseño de la cimentación del aerogenerador hay que tener en cuenta los estados límites de diseño; ULS (Ultimate Limit States), SLS (Serviceability Limit States) y FLS (Fatigue Limit State), detallados en la memoria justificativa. Estos criterios de diseño se han establecido según las pautas de las diferentes normas IEC y guías DNV. En la siguiente tabla se describe los criterios de diseño:

Tabla 3. Criterios de diseño

Estado límite	Descripción	Criterio
ULS	La presión ejercida sobre el terreno no debe superar a la presión máxima admisible.	$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$
	El momento resistente de la cimentación ha de ser superior al momento total.	$FS_{vuelco} = \frac{M_{res}}{M_d} > 1,5$
	La fuerza horizontal sobre la cimentación no debe superar el límite establecido.	$H_d < S_r$
	Se ha de cumplir las condiciones establecidas para pandeo local y global.	Resistencia a pandeo
ELS	La deflexión máxima ha de ser inferior a 20 cm en la base	Despx < 0,2 m
	La rotación máxima ha de ser inferior a 0,25° en la base.	Rot < 0,25°
	La frecuencia natural del conjunto (Aerogenerador-subestructura-cimentación), en base flexible, ha de ser superior al menos en el 10% del modo de vibración 1P, e inferior al mínimo de 3P.	$(1.1) \cdot 1P_{max} < f_n < 3P_{min}$
	Evitar asentamientos excesivos.	Se < 150 mm
FLS	Comprobar fatiga del hormigón y armadura	-

3.3. Procedimiento de dimensionado

La cimentación por gravedad está formada por varias partes. En este caso, constará de una base circular, dividida en 6 compartimentos y un soporte de hormigón hueco que hará la función de pieza de transición hasta la unión con la convencional torre troncocónica tubular de acero del aerogenerador. Para el dimensionamiento, se supondrá unas medidas de diámetro, altura y espesor de la base, y de diámetro y espesor para el fuste de hormigón armado. El procedimiento de dimensionamiento se presenta a continuación:

1. Establecer el diseño base de acuerdo con los criterios de diseño y recopilar los diferentes datos de partida de la ubicación.
2. Suponer dimensiones iniciales de la base, compartimentación y soporte de la subestructura. Además, se seleccionará el material de relleno de la cimentación.
3. Comprobar las condiciones establecidas en el criterio de diseño para ULS: Capacidad de soporte del lecho marino, momento de vuelco y resistencia de deslizamiento.
4. Cálculo del asentamiento inicial.
5. Hallar los parámetros de rigidez (lateral, giro y rigidez del acoplamiento) y estimar los desplazamientos y giros cimentación.
6. Calcular la frecuencia natural de todo el sistema, asegurando que se encuentre en el rango especificado. Aplicar coeficientes dinámicos, para aumentar las cargas dinámicas.
7. Dimensionamiento de los elementos de hormigón armado.
8. Comprobación del ancho de fisura en los elementos de hormigón armado
9. Estimar la vida a fatiga de la cimentación.
10. Comprobación del pandeo.

4. SOLUCIÓN ADOPTADA

Cimentación

Se adopta un diseño de una base circular, dividida en seis celdas que se encontrarán abiertas, tal y como se muestra en la Figura 11. Las dimensiones finales se recogerán en la Tabla 4.

El volumen total de hormigón utilizado para la construcción de la cimentación es de 2542,5 m³, lo que equivale a un peso de 66,1049 MN. Además, para garantizar la estabilidad del conjunto, es necesario el uso de 5414,2 m³ de material de relleno, cuyo peso específico será

21 kN/m³, dando un peso total de 113,70 MN.

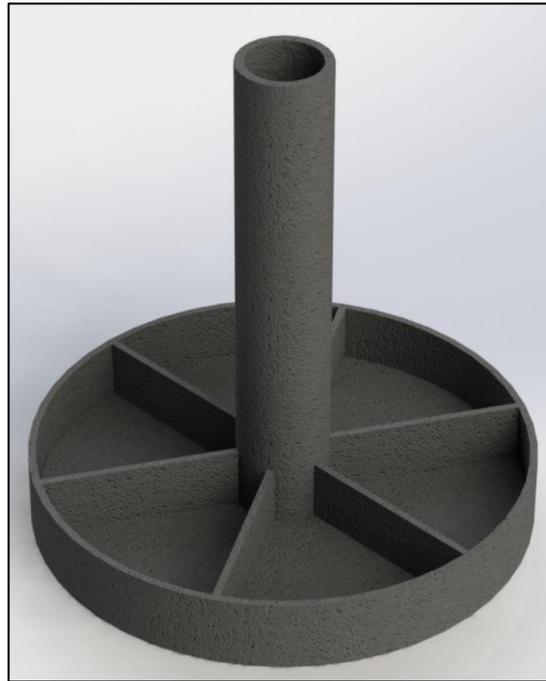


Figura 11. Representación 3D de la cimentación

Tabla 4. Dimensiones finales

ELEMENTO	PARÁMETRO	VALOR (m)
Soporte	Diámetro exterior	7,4
	Espesor	0,74
	Longitud	40
Base	Diámetro exterior	40
	Espesor Losa	1
	Altura base	6
	Espesor Pared	0,6
	Altura elemento de compartimentación	5
	Espesor elemento de compartimentación	0,6

Aerogenerador

El modelo de aerogenerador seleccionado es el Vestas V164-8.0 MW. A continuación, se presentan los datos obtenidos del catálogo del aerogenerador, donde se ha estimado las dimensiones de la torre en base a otros aerogeneradores de características similares al no aportarse datos de ésta:

Tabla 5. Datos de Vestas V164 de 8 MW.

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Altura de la góndola	Zhub	100	m
Diámetro del rotor	D	164	m
Altura de la torre	LT	89	m
Diámetro superior torre	Dts	5,1	m
Diámetro de la base de la torre	Dtb	7,4	m
Espesor de la torre	tt	0,044	m
Densidad del material de la torre	pt	7860	kg/m ³
Masa de la torre	mT	603590,26	kg
Velocidad nominal del viento	UR	11	m/s
Masa del conjunto rotor-góndola	mRNA	429000	kg
Masa de las palas	mP	3x35000	kg

Hormigón armado

En cuanto al hormigón utilizado, se empleará un HA-45/P/20/IIIb para la base de la cimentación y HA-45/P/20/IIIc para el soporte. Este hormigón se caracteriza por una resistencia a compresión del hormigón es de 45 N/mm², consistencia plástica sin superplastificante (asiento en cono de Abrams de 3 a 5 cm), tamaño máximo de árido de 20 mm y clase de exposición IIIb para los elementos de la base al encontrarse permanentemente sumergidos y IIIc para el soporte de hormigón al tener zonas de olas, salpicaduras y rociado. El cemento será III HSR 42,5, usado en una ratio 450 kg/m³, con una relación agua/cemento de 0,36.

La designación europea para este hormigón es C45 (resistencia a compresión de 45 N/mm²), consistencia S1, correspondiente a asentamiento entre 10 y 40 mm y clase de exposición XS2 (equivalente a IIIb) y XS3 (equivalente a IIIc).

Por otro lado, el tipo de acero de las barras corrugadas será B 500 SD.

A continuación, se muestra una tabla con las armaduras de cada elemento:

Tabla 6. Armaduras de cada elemento de hormigón armado

Elemento	Armadura	$b \times h$ (m)	Barras Nº Φ D (mm)	ρ
LOSA	Armadura superior Radial	1 x 1	2 Φ 40	0,0027
	Armadura superior Radial Zona central	1 x 1	3 Φ 40 + 10 Φ 16	0,016

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Memoria Descriptiva

	Armadura inferior Radial	1 x 1	2 ϕ 40	0,0027
	Armadura inferior Radial Borde externo	1 x 1	6 ϕ 40 + 15 ϕ 20	0,034
	Armadura superior Circunferencial	1 x 1	9 ϕ 20	0,0031
	Armadura superior Circunferencial Zona central	1 x 1	25 ϕ 16	0,014
	Armadura inferior Circunferencial	1 x 1	9 ϕ 20	0,0015
	Armadura inferior Circunferencial Empotramientos	1 x 1	25 ϕ 16 + 25 ϕ 16	0,028
	Armadura ortogonal horizontal	1 x 1	7 ϕ 20	0,0023
	Armadura ortogonal vertical	1 x 1	7 ϕ 20	0,0023
	Armadura a cortante	Donde se supere el cortante último	4 ϕ 16	
PARED	Armadura vertical Exterior	1 x 0,6	9 ϕ 16	0,0034
	Armadura vertical Interior	1 x 0,6	9 ϕ 16	0,0034
	Armadura horizontal Exterior	1 x 0,6	9 ϕ 16	0,0034
	Armadura horizontal Interior	1 x 0,6	9 ϕ 16	0,0034
	Armadura a cortante	No necesita		
CARTELA	Tirante	0,6 x 1,15	54 ϕ 25	
	Armadura Horizontal	En cada cara a partir del tirante	51 ϕ 16	
	Armadura Vertical	En cada cara a lo largo de la cartela	100 ϕ 16	
SOPORTE	Armadura vertical	151 grupo de 2 barras de 40 mm en cada cara		
	Armadura circunferencial	157 ϕ 16 en cada cara Separación de 25 cm		

Coste de los materiales

A continuación, se muestra el coste del hormigón utilizado y las barras corrugadas de acero B 500 SD.

CÓDIGO	CANTIDAD UD	RESUMEN	PRECIO	SUBTOTAL	IMPORTE
CAPÍTULO 01 CIMENTACIÓN					
01.01		Hormigón Armado			
		Hormigón HA-45/P/20/IIIb Para lo elementos de la base: Losa, Cartela y Pared			
		Hormigón HA-45/P/20/IIIc Para el soporte			
01.01.01	1.910,540 m3	HA-45/P/20/IIIb	114,07	217.935,30	
01.01.02	631,920 m3	HA-45/P/20/IIIc	116,56	73.656,60	
		TOTAL PARTIDA			291.591,90
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de DOSCIENTOS NOVENTA Y UN MIL QUINIENTOS NOVENTA Y UN EUROS con NOVENTA CÉNTIMOS					
01.02		Acero Corrugado B 500 SD			
01.02.01	494.673,430 kg	Acero corrugado B 500 SD	0,78	385.845,28	
		TOTAL PARTIDA			385.845,28
Asciende el precio total de la partida a la mencionada cantidad de TRESCIENTOS OCHENTA Y CINCO MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y CINCO EUROS con VEINTIOCHO CÉNTIMOS					

5. CONCLUSIÓN

El dimensionamiento de la cimentación superficial se ha llevado a cabo cumpliendo con todos los requisitos de estabilidad del sistema. Sin embargo, no se ha podido obtener una frecuencia natural dentro del estrecho rango de valores permisible especificado para la turbina VESTAS V164 de 8 MW, y que comprende de 0,22 a 0,24 Hz, siendo la frecuencia natural del sistema de 0,3066 Hz.

Del análisis de la frecuencia para las dimensiones iniciales de la torre eólica se observó que los cambios en la cimentación no influyen en la frecuencia, al tener una masa y una rigidez relativamente grandes. El único parámetro que se podría variar sería el espesor del soporte de hormigón. Disminuyendo este espesor se consigue bajar la frecuencia natural, pero implicaría el fallo del soporte debido a la pérdida de resistencia e impediría imposibilitar la colocación del sistema de anclaje de la torre y las armaduras necesarias.

Por otro lado, la primera frecuencia natural está determinada en gran medida por las características de la turbina eólica (masa y rigidez). Usar una masa más grande en la parte superior permite obtener una frecuencia natural más baja, pero para este caso, no es una opción factible debido al gran aumento de esta masa para conseguir resultado. Por otra parte, un aumento de la altura de la torre de 1 m supone una disminución de la frecuencia natural un 1,4 % y un aumento del momento de diseño de un 0,71 %. Esto supondría un aumento de

20 m de la longitud de la torre, lo que conlleva un aumento del diámetro de la base hasta 41,5 m, manteniendo los restantes parámetros de la cimentación constante y donde no se ha tenido en cuenta la variación del parámetro del viento como el factor de escala o la K de Weibull lo que podría suponer un aumento mayor de la cimentación. Además, hay que tener en cuenta que al aumentar las cargas en gran medida supone el aumento del diámetro y/o espesor del soporte. Aumentar un metro el diámetro o del espesor lleva a un aumento de la frecuencia del 8%.

Se observó además que, la variación de las dimensiones de la torre influye en la frecuencia natural, disminuyendo el espesor al inicialmente propuesto y haciéndolo variable a lo largo de la torre, permite una reducción de la frecuencia en un 3,8% pero sin entrar en la banda de valores permitidos. La solución para este caso sería adoptar nuevos rangos de velocidades de operación del rotor, siendo necesario un aumento de la velocidad inferior hasta 6,3 rpm en lugar de 4,8 rpm de la turbina elegida. Con esta nueva velocidad inferior de operación, haciendo diversas suposiciones y aproximaciones debido a la falta de datos del control de esta turbina, supondría una disminución de energía de un 2,6 %.

Respecto al dimensionamiento de los elementos de hormigón, se puede determinar que la comprobación a fisuración es la que determina para este caso el armado de la losa de la cimentación, haciendo que se aumente de manera considerable la cantidad de barras para cumplir con este criterio.

6. REFERENCIAS

- [1] WindEurope Business Intelligence, T. Remy, A. Mbistrova, I. Pineda, and L. Miró, “Offshore Wind in Europe: Key trends and statistics,” 2018.
- [2] Ministerio de Industria Turismo y Comercio, Ministerio de Medio Ambiente, and Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación, “Estudio estratégico ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos,” 2009.
- [3] A. W. E. De Vries, N. K. Vemula, P. Passon, T. Fischer, D. Kaufer, D. Matha, B. Schmidt and F. Vorpahl, “Final report WP 4.2: Support Structure Concepts for Deep Water Sites: Deliverable D4.2.8 (WP4: offshore foundations and support structures),” *Proj. UpWind*, pp. 18–22, 2011.
- [4] 4COffshore, “Support Structure for Offshore Wind Turbines.” [Online]. Available: <https://www.4coffshore.com/news/support-structures-for-offshore-wind-turbines-aid3.html>.
- [5] M. D. Esteban, B. Couñago, J. S. López-Gutiérrez, V. Negro, and F. Vellisco, “Gravity based support structures for offshore wind turbine generators: Review of the installation process,” *Ocean Eng.*, vol. 110, pp. 281–291, 2015.
- [6] S. Malhotra, “Selection, design and construction of offshore wind turbine foundations,” *Wind Turbines*, pp. 231–264, 2011.
- [7] T. F. A. (Tom) van Eijk, “Gravity Based Foundation Scour and design optimisation,” Delft University of Technology and National University of Singapore, 2016.

MEMORIA JUSTIFICATIVA

**DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE**

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	7
1.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	7
2. MÉTODO DE CÁLCULO.....	8
2.1. ALTURA DE LA PLATAFORMA POR ENCIMA DE LA LÍNEA DE BARRO (Ls)	8
2.2. CARGAS SOPORTADAS POR LA CIMENTACIÓN.....	9
2.2.1. Casos de cargas para el diseño de la cimentación.....	9
2.2.2. Carga de viento.....	12
2.2.3. Escenario de viento U-2: Turbulencia extrema (ETM) a la velocidad nominal del viento (U_R).....	13
2.2.4. Escenario de viento U-3: Ráfaga extrema de operación (EOG) a la velocidad nominal del viento (U_R)	15
2.2.5. Cargas debidas a las olas	16
2.2.6. Cargas debidas a las corrientes	19
2.2.7. Cargar combinadas	21
2.2.8. Carga vertical.....	21
2.3. ESTABILIDAD GEOTÉCNICA	23
2.3.1. Capacidad de carga.....	23
2.3.2. Resistencia al deslizamiento	28
2.3.3. Comprobación al vuelco.....	28
2.3.4. Asentamiento.....	29
2.4. RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN	30
2.5. DEFORMACIONES	31
2.6. FRECUENCIA NATURAL.....	31
2.6.1. Procedimiento para el cálculo de la frecuencia natural	33
2.7. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICOS	36
2.8. DISEÑO ESTRUCTURAL. HORMIGÓN ARMADO	37
2.8.1. Condiciones iniciales.....	38
2.8.2. Cálculo de secciones sometidas a flexión simple	39
2.8.3. Comprobación a cortante	41
2.8.4. Dimensionamiento del soporte	43
2.8.5. Estado límite de fisuración.	45

2.9.	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	47
2.10.	FATIGA	49
2.11.	PANDEO	49
3.	RESULTADOS	52
3.1.	DATOS DE PARTIDA.....	52
3.1.1.	<i>Ubicación</i>	52
3.1.2.	<i>Aerogenerador</i>	52
3.1.3.	<i>Datos meteorológicos y oceánicos</i>	53
3.1.4.	<i>Datos geotécnicos</i>	54
3.1.5.	<i>Datos hormigón y barras corrugadas</i>	54
3.2.	PREDIMENSIONAMIENTO	54
3.3.	CARGAS EN LA CIMENTACIÓN	55
3.3.1.	<i>Cargas de viento</i>	55
3.3.2.	<i>Cargas de las olas</i>	56
3.3.3.	<i>Cargas de las corrientes</i>	61
3.3.4.	<i>Combinación de cargas</i>	61
3.3.5.	<i>Carga vertical</i>	62
3.4.	ESTABILIDAD GEOTÉCNICA	63
3.4.1.	<i>Capacidad de carga. Comprobación de tensión admisible del terreno</i>	63
3.4.2.	<i>Resistencia al deslizamiento</i>	65
3.4.3.	<i>Comprobación al vuelco</i>	65
3.4.4.	<i>Asentamiento inmediato</i>	66
3.5.	RIGIDEZ	66
3.6.	DEFORMACIONES	66
3.7.	FRECUENCIA NATURAL	67
3.8.	FACTOR DINÁMICO DE AMPLIFICACIÓN	70
3.9.	CARGAS DE LAS OLAS ACTUALIZADA CON EL FACTOR DINÁMICO DE AMPLIFICACIÓN.....	70
3.10.	RESUMEN DE LAS CARGAS ACTUALIZADAS	71
3.11.	DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO DE LA CIMENTACIÓN	71
3.11.1.	<i>Losa</i>	71
3.11.2.	<i>Pared</i>	77

3.11.3. Elemento de Compartimentación/Cartela	79
3.11.4. Soporte de hormigón.....	81
3.12. COMPROBACIÓN DE ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN. CÁLCULO DE LA ANCHURA DE FISURA.....	82
3.13. FATIGA	85
3.14. PANDEO	87
3.15. CUMPLIMIENTO DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO	88
4. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	89
5. CONCLUSIONES	91
6. REFERENCIAS.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Escenarios de cargas	10
Tabla 2. Cuantías geométricas mínimas	38
Tabla 3. Características de la ubicación.....	52
Tabla 4. Datos del aerogenerador	52
Tabla 5. Datos de parámetros de viento.....	53
Tabla 6. Datos del oleaje.....	53
Tabla 7. Datos del lecho marino	54
Tabla 8. Resistencia de hormigón y acero	54
Tabla 9. Dimensiones iniciales	55
Tabla 10. Cargas de vientos	55
Tabla 11. Cargas debidas a las olas	60
Tabla 12. Cargas debidas a las corrientes	61
Tabla 13. Combinación de cargas más desfavorables	61
Tabla 14. Cargas combinadas.	62
Tabla 15. Carga vertical.....	62
Tabla 16. Datos y resultado de presión admisible sobre el terreno	63
Tabla 17. Presión máxima ejercida sobre el terreno	64
Tabla 18. Resistencia al deslizamiento	65
Tabla 19. Rigidez de la cimentación.....	66
Tabla 20. Deformaciones	66
Tabla 21. Frecuencia natural.....	67
Tabla 22. Factores de amplificación dinámicos.....	70
Tabla 23. Cargas actualizadas de las olas	70
Tabla 24. Resumen Cargas actualizadas	71
Tabla 25. Armadura Radial y Refuerzos	75
Tabla 26. Armadura Circunferencial y Refuerzos	75
Tabla 27. Armadura Ortogonal	76
Tabla 28. Armaduras de la pared	79
Tabla 29. Comprobación de fisuración en la losa.....	85
Tabla 30. Cumplimiento de los criterios de diseño	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Intensidad de referencia de la turbulencia	14
Figura 2. Factor de amplificación para superficies lisas (línea sólida) y rugosas (líneas punteada). Fuente DNV-OS-J101 [1]	19
Figura 3. Distribución de presiones ideal	23
Figura 4. Área efectiva de una cimentación circular. Fuente[1].....	24
Figura 5. Distribución de presiones bajo la base circular.	27
Figura 6. Coeficientes para determinar la presión máxima sobre el suelo de una base circular para una distribución de presiones triangular. Fuente [5].....	28
Figura 7. Punto de referencia para el vuelco de la cimentación	29
Figura 8. Desplazamiento y rotación. Adaptada de [9]	31
Figura 9. Frecuencias de excitación de un aerogenerador offshore. Fuente [2]	32
Figura 10. Elementos que constituyen la cimentación	37
Figura 11. Tensiones y deformaciones en una sección anular. Fuente [14]	44
Figura 12. Elevación de la superficie del agua W-2	56
Figura 13. Velocidades máximas W-2.....	56
Figura 14. Aceleraciones máximas W-2.....	57
Figura 15. Fuerzas W-2	57
Figura 16. Momentos W-2.....	58
Figura 17. Elevación de la superficie del agua W-4	58
Figura 18. Velocidades máximas W-4.....	59
Figura 19. Aceleraciones máximas	59
Figura 20. Fuerzas W-4	60
Figura 21. Momentos W-4.....	60
Figura 22. Zona comprimida	64
Figura 23. Frecuencias para distintos aerogeneradores. Fuente [16].....	67
Figura 24. Esquema de armado radial, circunferencial y ortogonal de la losa,	72
Figura 25. Diagrama de presión sobre la compartimentación	79
Figura 26. Carga lineal sobre la compartimentación	80
Figura 27. Diagrama de flujo del procedimiento de cálculo.....	90

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de un aerogenerador offshore y su cimentación por gravedad comprende múltiples aspectos. El diseño de la cimentación comienza con la elección de una ubicación y un tipo de turbina eólica para, posteriormente, obtener las cargas ambientales que estará aplicadas a la estructura. Con esta información, se debe diseñar una base que cumplan con los diferentes criterios de dimensionado establecidos.

1.1. Procedimiento de diseño

El diseño de la cimentación se basará en criterios establecidos por los estados límites que se proponen en la DNV-OS-J101, y que se describen a continuación:

- Estado límite último (ULS): En primer lugar, se han de estimar las cargas máximas que recibe la cimentación (Momento de vuelco, carga lateral y carga vertical) y compararlo con la resistencia de la cimentación escogida.
- Estado límite de servicio (SLS): Es necesario estudiar y predecir la frecuencia propia a lo largo de la vida útil de todo el sistema. Por otra parte, se ha de garantizar valores aceptables de deformación, rotación y asentamiento inicial.
- Estado límite de fatiga (FLS): Se ha de predecir la vida a fatiga, así como los efectos de una carga cíclica de larga duración en la cimentación.

Por otra parte, se comprobará que la subestructura pueda ser instalada y que pueda aguantar de forma segura las cargas generadas durante la instalación.

La cimentación por gravedad está formada por varias partes. En este caso, constará de una base circular, dividida en 6 compartimentos y un soporte de hormigón de sección anular que hará la función de pieza de transición. Para el dimensionamiento, se supondrá unas medidas de diámetro, altura y espesor de la base, y de diámetro y espesor para el soporte. El procedimiento de dimensionamiento se presenta a continuación:

1. Establecer el diseño base de acuerdo con los criterios de diseño y recopilar los diferentes datos de partida de la ubicación.
2. Suponer dimensiones iniciales de la base, compartimentación y fuste de la subestructura. Además, se seleccionará el material de relleno de la cimentación.
3. Comprobar las condiciones establecidas en el criterio de diseño para ULS: Capacidad de soporte del lecho marino, momento de vuelco y fuerza horizontal.

4. Comprobación del asentamiento inicial.
5. Hallar los parámetros de rigidez (lateral, giro y rigidez del acoplamiento) y estimar el desplazamiento y giro de la cimentación.
6. Calcular la frecuencia natural del sistema, asegurando que se encuentre en el rango especificado. Aplicar coeficientes dinámicos, para aumentar las cargas dinámicas.
7. Dimensionamiento de los elementos de hormigón armado.
8. Comprobación del ancho de fisura en los elementos de hormigón armado
9. Repetición del procedimiento desde el punto 3 hasta el 6.
10. Comprobación de fatiga
11. Pandeo.

2. MÉTODO DE CÁLCULO

En este apartado se describe el procedimiento de cálculo para el diseño de la cimentación por gravedad. Al final de la memoria se encuentra el diagrama de flujo del procedimiento de cálculo.

2.1. Altura de la plataforma por encima de la línea de barro (L_S)

La altura de la plataforma es la distancia entre la parte superior del soporte y el fondo marino. Para determinar la elevación de plataforma de plataformas de acceso, se debe garantizar un espacio de aire suficiente en función la profundidad del agua y la altura de cresta de la ola de diseño, de modo que las crestas de ola extrema pasen sin riesgo de tocar la plataforma. Esta altura se calcula según lo establecido en DNV [1]

$$L_S = HWL + \eta_{50} + g_A = S + H_{m,50} + 0,2 \cdot H_{S,50} \quad (1)$$

Siendo:

HWL: Mayor nivel del agua con un periodo de retorno de 50 años.

$\eta_s = H_m$: La mayor altura de cresta de ola esperada en un periodo de 50 años.

$g_A : 0,2 \cdot H_{S,50}$

$H_{S,50}$: Altura significativa de las olas en un periodo de 50 años.

S: profundidad de la lámina de agua

Es importante definir la altura de la plataforma, para poder conocer la frecuencia natural de la estructura.

2.2. Cargas soportadas por la cimentación

Las cargas que actúan sobre la cimentación se pueden dividir en dos tipos: cargas estáticas o pesos propios y por otro lado están las cargas dinámicas producidas por el viento, las olas, las corrientes, 1P y 3P, las cuales, se describen a continuación [2]:

- Debido al giro de las palas se produce a la altura de la góndola una carga lateral dinámica que depende de la componente turbulenta de la velocidad del viento.
- Las olas producen en la subestructura una carga lateral que depende de la altura y el periodo de la ola y de la profundidad del agua.
- Las corrientes marinas también producen una carga en la cimentación y que dependerá de la velocidad de dicha corriente.
- El desequilibrio de masa entre el rotor y la góndola y los desequilibrios aerodinámicos producidos en las palas producen una vibración en la góndola generando una carga lateral y un momento de vuelco que son transmitidos a la cimentación. La frecuencia de esta carga es igual a la frecuencia de rotación del rotor, 1P, que varía entre las revoluciones por minutos más altas y bajas en un rotor de velocidad variable.
- El efecto sombra de las palas, 3P, es una carga dinámica que tiene una frecuencia igual a tres veces la frecuencia de rotación.

2.2.1. Casos de cargas para el diseño de la cimentación

El análisis del correcto funcionamiento del aerogenerador es llevado a cabo a través de la aplicación de diferentes casos de cargas. La guía DNV [1] e IEC [3] proponen diferentes casos de cargas, pero no todos esos casos son relevantes para el dimensionamiento de la cimentación superficial. Por ello, se han escogido las cinco combinaciones de cargas más significativas para el diseño de la cimentación y que se muestran en la Tabla 1, obtenidos de Arany et al. [2].

Los escenarios están formados por la combinación de cuatro casos de cargas debidas a viento y de cuatro casos de cargas debidas a las olas.

Tabla 1. Escenarios de cargas

Descripción	Escenario de viento	Escenario de olas
E-1 Condiciones normales de operación Viento y olas actúan en la misma dirección	NTM en U_R (U-1)	1-año ESS (W-1)
E-2 Cargas de oleaje extremas Viento y olas actúan en la misma dirección	ETM en U_R (U-2)	50-años EWH (W-4)
E-3 Escenario de viento extremo Viento y olas actúan en la misma dirección	EOG en U_R (U-3)	1-año EWH (W-2)
E-4 Velocidad de viento de corte y escenario de operación de ráfaga extrema Viento y olas actúan en la misma dirección	EOG en U_{OUT} (U-4)	50-años EWH (W-4)
E-5 Escenario de olas y viento desalineados Viento y olas desalineados 90°	ETM en U_R (U-2)	50-años EWH (W-4)

Los casos de cargas debidas al viento se describen a continuación:

- U-1. Turbulencia normal: la velocidad media del viento se corresponde a la velocidad nominal del viento (U_R), donde se espera la mayor fuerza de empuje, y la turbulencia del viento sigue el modelo de la turbulencia normal (NTM), como se indica en la IEC-61400-1 [3].
- U-2. Turbulencia extrema: la velocidad media del viento es la velocidad nominal del viento (U_R), y la turbulencia del viento es muy alta. Se utiliza el modelo de turbulencia extrema (ETM), definido en la IEC-61400-1.
- U-3. Ráfaga extrema en el caso de velocidad nominal del viento: la velocidad media del viento es la velocidad nominal del viento (U_R) y la ráfaga extrema de operación (EOG), calculada a partir de U_R , actúa sobre el rotor. El EOG es un cambio repentino en la velocidad del viento y se supone que es tan rápido que el control del cambio de ángulo de las palas de la turbina eólica no tiene tiempo para aliviar la carga.
- U-4. Ráfaga extrema en el caso de corte: en este caso la velocidad media del viento es ligeramente inferior a la velocidad del viento de corte (U_{out}), y la mayor EOG actúa

sobre el rotor. Al tratarse de un cambio repentino de la velocidad del viento, la turbina no se puede detener. Todos los pasos se encuentran en la IEC-61400-1.

Los casos de cargas debidas a las olas se describen a continuación:

- W-1. Estado extremo del mar en el periodo de 1 año (ESS_1): una ola de altura equivalente a la altura significativa de la ola registrada en un año ($H_{S,1}$) actuando sobre la subestructura.
- W-2. Altura extrema de la ola en el periodo de 1 año (EWH_1): una ola de altura equivalente a la altura de la mayor ola registrada en un año ($H_{m,1}$) actuando sobre la subestructura.
- W-3. Estado extremo del mar en el periodo de 50 años (ESS_{50}): una ola de altura equivalente a la altura significativa de la ola registrada en 50 años ($H_{S,50}$), actuando sobre la subestructura.
- W-4. Altura extrema de la ola en el periodo de 50 años (EWH_{50}): una ola de altura equivalente a la altura de la mayor ola registrada en 50 años ($H_{m,50}$), actuando sobre la subestructura.

Los escenarios ESS y EWH en el periodo de 1 año son estimaciones conservadoras de la altura de la ola normal (NWH), definidos en la IEC-61400-3 [4]. La diferencia existente entre la altura de la ola significativa del estado del mar extremo (ESS) y la altura mayor de la ola (EWH), es que la ola significativa es la media del tercio más alto de todas las olas en el transcurso del estado del mar en 3 horas, sin embargo, la altura mayor de la ola, hace referencia a la ola más alta en el mismo estado de mar en esas 3 horas.

Los escenarios de las olas extremas y las velocidades del viento más altas se dan al mismo tiempo, sin embargo, la mayor carga debida al viento no se da cuando se producen las velocidades de viento más altas. Esto se debe a que el control de paso de pala reduce la carga bajo la velocidad nominal del viento, pero, además, porque las turbinas eólicas se desconectan con altas velocidades de viento por razones de seguridad. En estos casos, mediante el coeficiente de empuje reducido, se consigue que la fuerza de empuje sea baja, en comparación con la que se produciría a la velocidad nominal del viento.

En la práctica, la carga extrema de viento en 50 años y la carga de ola extrema en 50 años tienen una probabilidad insignificante de ocurrir al mismo tiempo, y el código DNV-OS-J101 tampoco exige que estos casos de carga extrema sean evaluados juntos.

Por esto, para el análisis de estalo límite último (ULS) se escogen las siguientes dos combinaciones de la tabla 1:

E-2. La carga de viento del modelo de turbulencia extrema (ETM) a la velocidad nominal del viento, combinada con la altura extrema de ola en el periodo de 50 años (EWH). Es decir, la combinación del escenario de viento (U-2) y el escenario de onda (W-4). Se trata del caso E-2 de la tabla 1.

E-3. La carga de la ráfaga extrema de viento en 50 años (EOG) combinada con la altura máxima de onda de 1 año. Es decir, la combinación del escenario de viento (U-3) y el escenario de ola (W-2). Se trata del caso E-3 de la tabla 1.

Los escenarios propuestos, son algo más conservadores que los recogidos en las normas, lo que implica trabajar del lado de la seguridad cuando seguimos este método de cálculo.

Para el cálculo de las diferentes cargas y combinaciones, es necesario conocer los diferentes datos de la ubicación del aerogenerador como viento, olas, corrientes, datos geológicos y geotécnicos, batimetría, ... También es necesario el conocimiento de los datos del aerogenerador, como sus dimensiones, pesos de la góndola, velocidades de operación...

2.2.2. Carga de viento

Las cargas dinámicas debidas al viento se calculan siguiendo los apartados, 6.3 de la norma IEC-61400-1 [3] y 4.5.2 del manual DNV-OS-J10 [1]. Además, se ha seguido lo indicado en Arany et al. [2] para el cálculo de las cargas de viento.

Para los diferentes escenarios de viento que se exponen en los siguientes apartados, la fuerza de empuje en el rotor se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Th = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot U^2 \quad (2)$$

Siendo:

ρ_a = Densidad del aire en kg/m³.

A_R = Área barrida por el rotor en m².

C_T = Coeficiente de empuje.

U = Velocidad del viento en m/s.

El coeficiente de empuje se aproximará según el rango de operación de aerogenerador en tres intervalos diferentes:

- 1) En el intervalo, entre la velocidad de viento de conexión (U_{in}) y la velocidad nominal del viento (U_R), se utiliza la fórmula de Frohboese and Schmuck

$$C_T = \frac{3,5 \left[\frac{m}{s} \right] \cdot \left(2 \cdot U_R + 3,5 \left[\frac{m}{s} \right] \right)}{U_R^2} = \frac{7 \left[\frac{m}{s} \right]}{U_R} \quad (3)$$

- 2) Una vez superada la velocidad nominal de viento, cuando el control de ángulo de las palas entra en funcionamiento, se asume que la potencia va a ser constante, con lo que el coeficiente de empuje viene dado por la siguiente expresión:

$$C_T = 3,5 \left[\frac{m}{s} \right] \cdot U_R \cdot \left(2 \cdot U_R + 3,5 \left[\frac{m}{s} \right] \right) \cdot \frac{1}{U_R^3} = 7 \left[\frac{m}{s} \right] \cdot \frac{U_R^3}{U^3} \quad (4)$$

- 3) En el régimen de baja velocidad del viento el valor se limita a 1 al suponer que el coeficiente de empuje no sobrepase de 1.

La carga del viento se puede dividir en dos partes. Por un lado, se tiene una velocidad media del viento (\bar{U}) y por otro, la velocidad turbulenta del viento (u), con lo que la velocidad total del viento queda dividida en dos componentes y se define como:

$$U = \bar{U} + u \quad (5)$$

Teniendo en cuenta esta suposición, la carga del viento se puede separar en una fuerza de empuje media (o fuerza estática) y una fuerza de empuje turbulenta (o fuerza dinámica):

$$\begin{aligned} Th &= Th_{mean} + Th_{turb} = \\ &= \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot \bar{U}^2 + \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot (2 \cdot \bar{U} \cdot u + u^2) \quad [N] \end{aligned} \quad (6)$$

2.2.3. Escenario de viento U-2: Turbulencia extrema (ETM) a la velocidad nominal del viento (U_R)

El modelo de turbulencia extrema (ETM) se utiliza para calcular la desviación estándar de la velocidad del viento a la velocidad nominal del viento, y a partir de ese valor, calcular la carga máxima del viento bajo condiciones extremas de turbulencia en condiciones normales de operación. La desviación estándar de la velocidad del viento en ETM puede expresarse según el apartado 6.3.2.3 de la IEC-61400-1 [3]:

$$\sigma_{U,ETM} = c \cdot I_{ref} \cdot \left[0,072 \cdot \left(\frac{U_{avg}}{c} + 3 \right) \cdot \left(\frac{U_R}{c} - 4 \right) + 10 \right] \quad (7)$$

Siendo:

$c=2$ m/s.

U_{avg} : velocidad media del viento a largo plazo en m/s, en la ubicación seleccionada.

I_{ref} : es la intensidad de referencia de la turbulencia (esperada para un valor de $U=15$ m/s). Se pueden extraer valores de la Figura 1, obtenida de la IEC-61400-1:

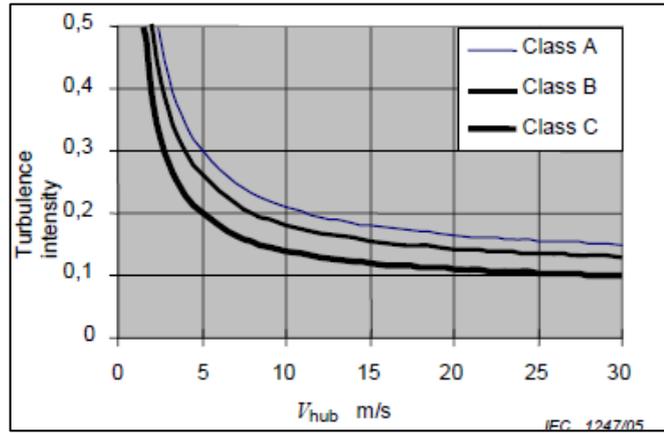


Figura 1. Intensidad de referencia de la turbulencia

Para calcular la componente máxima de la velocidad turbulenta del viento u_{ETM} , se supondrá que la constante de tiempo del control de cambio de ángulo es igual que el periodo de tiempo de la rotación del rotor. Es decir, se supone que el control de ángulo puede seguir cambios en la velocidad del viento que se producen a una frecuencia inferior a la velocidad de rotación de la turbina ($f_{1p,max}=0,2$ [Hz]). Entonces u_{ETM} se puede determinar calculando la contribución de las variaciones en la velocidad del viento con una frecuencia más alta. El viento turbulento se puede calcular como:

$$\sigma_{U,ETM,f > f_{1p}} = \sigma_{U,ETM} \cdot \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{6 \cdot L_k}{U_R} \cdot f_{1p,max} + 1\right)^{\frac{2}{3}}}} \quad (8)$$

Siendo:

L_k : Escala de longitud integral de turbulencia. Obtenida del anexo B del Eurocódigo 1

Una vez establecidos los valores anteriores se calcula la velocidad turbulenta del viento ETM y la fuerza de empuje en N y el momento generando en la línea de barro en N·m.

$$u_{ETM} = 2 \cdot \sigma_{U,ETM,f > f_{1p}} \quad (9)$$

$$F_{wind,ETM} = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot (U_R + u_{ETM})^2 \quad (10)$$

$$M_{wind,ETM} = F_{wind,ETM} \cdot (S + Z_{hub}) \quad (11)$$

Siendo S la profundidad del agua y Z_{hub} la altura del buje desde la superficie del agua. Ambos expresados en metros.

2.2.4. Escenario de viento U-3: Ráfaga extrema de operación (EOG) a la velocidad nominal del viento (U_R)

Se supone que la fuerza máxima ocurre cuando la fuerza máxima de empuje promedio y la ráfaga extrema de operación (EOG) en el periodo de 50 años, actúan en el rotor. Debido a esta ráfaga repentina, se supone que la velocidad del viento cambia tan rápidamente que el control de paso no tiene tiempo para ajustar los ángulos de paso de las palas. Esta suposición es muy conservadora ya que el control de paso puede que se ajuste a estas variaciones, sin embargo, descartamos esa posibilidad y suponemos que no se puede ajustar a tiempo.

La metodología para el cálculo de la magnitud de la ráfaga extrema de 50 años se describe en la guía DNV-OS-J101. Esta metodología se basa en la distribución a largo plazo de velocidades medias de viento, en un periodo de 10 minutos, representada por una distribución de Weibull. La Función de Distribución Acumulada se expresa como:

$$\phi_{U10}(K, s) = 1 - e^{-\left(\frac{U}{K}\right)^s} \quad (12)$$

Donde K y s son parámetros dependientes de la distribución de Weibull. A partir de esta expresión, la Función de Distribución Acumulada de velocidades de viento de 1 año se puede expresar como:

$$\phi_{U10,1-año}(K, s) = \phi_{U10}(K, s)^{52596} \quad (13)$$

Donde el número 52596 equivale al número de intervalos de 10 minutos, en un año ($52596 = 365,25$ [días/año] $\cdot 24$ [h/día] $\cdot 6$ [intervalos 10 min/h]).

A partir de estos valores, la velocidad del viento de 50 años, que suele utilizarse en el diseño de turbinas eólicas para condiciones de viento extremo, puede determinarse a partir de la velocidad del viento a la que la Función de Distribución Acumulada es de 0,98 (es decir, tiene un 2% de probabilidad):

$$U_{10,50-años} = K \cdot \left[-\ln \left(1 - 0,98^{\frac{1}{52596}} \right) \right]^{\frac{1}{5}} \quad (14)$$

La velocidad de ráfaga extrema se calcula como:

$$u_{EOG} = \min \left\{ 1,35 \cdot (U_{10,50-años} - U_R); \frac{3,3 \cdot \sigma_{U,c}}{1 + \frac{0,1 \cdot D}{\Lambda_1}} \right\} \quad (15)$$

Siendo D es el diámetro del rotor en metros, $\Lambda_1 = L_K/8$, la desviación estándar característica de la velocidad del viento $\sigma_{U,c} = 0,11 \cdot U_{10,1-año}$, y $U_{10,1-año} = 0,8 \cdot U_{10,50-años}$.

El empuje y el momento en la línea de barras se calculan como:

$$F_{wind,EOG} = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot (U_R + u_{EOG})^2 \quad (16)$$

$$M_{wind,EOG} = F_{wind,EOG} \cdot (S + Z_{hub}) \quad (17)$$

2.2.5. Cargas debidas a las olas

El procedimiento seguido se basa en la teoría de ondas lineales, que da la elevación de superficie (η), la velocidad de partícula horizontal (w) y la aceleración de partícula horizontal (\dot{w}):

$$\eta(x, t) = \frac{H_m}{2} \cdot \cos \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T_S} - k \cdot x \right) \quad (18)$$

$$w(x, z, t) = \frac{\pi \cdot H_m \cdot \cosh(k \cdot (S + z))}{T_S \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \cos \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T_S} - k \cdot x \right) \quad (19)$$

$$\dot{w}(x, z, t) = \frac{-2\pi^2 \cdot H_m \cdot \cosh(k \cdot (S + z))}{T_S^2 \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \sin \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T_S} - k \cdot x \right) \quad (20)$$

Siendo:

H_m : Altura máxima de la ola en m.

T_S : Periodo significativo de la ola en s.

x : coordenada horizontal en la dirección del viento. Es 0 para la ubicación del aerogenerador

k : parámetro de onda que se obtiene a partir de la ecuación (21)

$$w^2 = g \cdot k \cdot \tanh(k \cdot S) \quad (21)$$

Siendo g la aceleración de la gravedad y $w = \frac{2\pi}{T_S}$.

Estas ecuaciones se han implementado en una función en Matlab, calculándole la elevación, para distintos instantes de tiempo. La velocidad y aceleración se calcularon en función de la profundidad para el tiempo el cual la velocidad y la aceleración es máxima. De esta forma se obtiene un perfil de velocidad y aceleración para un tiempo dado.

Para la determinación de las fuerzas a la que se ve sometida la subestructura se hará uso de las ecuaciones de Morison. Estas ecuaciones permiten aproximar los esfuerzos a los que se verá sometido un elemento estructural cilíndrico, esbelto, sumergido, de un cierto diámetro, sujeto a un flujo con una velocidad y aceleración determinados. La fuerza horizontal, perpendicular al eje del cilindro de altura dz es igual a la suma de la fuerza de arrastre F_D y la fuerza de inercia F_I :

$$dF_{wave}(z, t) = dF_D(z, t) + dF_I(z, t) \quad (22)$$

$$dF_{wave}(z, t) = \frac{1}{2} \rho_w \cdot D_S \cdot C_D \cdot w(z, t) |w(z, t)| + \rho_w \cdot A_S \cdot C_m \cdot \dot{w}(z, t)$$

Siendo D_S el diámetro de la pieza cilíndrica de la subestructura (m), A_S el área de la sección cilíndrica (m^2), ρ_w la densidad del agua (kg/m^3), C_D y C_m los coeficientes de arrastre e inercia respectivamente.

Las fuerzas horizontales y el momento se hallan integrando desde la elevación de la superficie del agua hasta la profundidad a la que se encuentra el lecho marino:

$$F_{wave}(t) = \int_{-S}^{\eta} dF_D dz + \int_{-S}^{\eta} dF_I dz \quad (23)$$

$$M_{wave}(t) = \int_{-S}^{\eta} dF_D \cdot (S + z) dz + \int_{-S}^{\eta} dF_I \cdot (S + z) dz \quad (24)$$

Hay que destacar que la aceleración y velocidad tienen un desfase de 90° , por lo que la fuerza de arrastre y de inercia también se encuentran desfasadas, lo que significa que el máximo para una de las fuerzas no se obtiene al mismo tiempo que el máximo de la otra. La carga máxima de las cargas de arrastre e inercia se produce en diferentes instantes de tiempo. El máximo de la fuerza de inercia se produce en el instante $t=T_S/4$, cuando $\eta=0$, y el máximo de la fuerza de arrastre se produce cuando $t=0$ y $\eta=H_m/2$.

Para el cálculo de las fuerzas de arrastre e inercia es necesario la previa determinación de los correspondientes coeficientes de arrastre e inercia. A continuación, se muestra el cálculo de estos coeficientes siguiendo el apartado 4.5.4 de la DNV-OS-J101 [1].

2.2.5.1. Coeficientes de arrastre e inercia

Los coeficientes de arrastre e inercia son funciones del número de Reynolds, el número Keulegan-Carpenter, la rugosidad relativa y de la sección transversal de la estructura.

Para un miembro estructural cilíndrico de diámetro D , el número de Reynolds se define como:

$$Re = \frac{u_{max} \cdot D}{\nu} \quad (25)$$

El número de Keulegan-Carpenter como:

$$KC = \frac{u_{max} \cdot T_i}{D} \quad (26)$$

Donde u_{max} es la velocidad horizontal máxima, ν es la cinemática la viscosidad del agua de mar, y T_i es el período intrínseco de las olas.

Coeficiente de arrastre

Para el cálculo del coeficiente de arrastre se debe determinar en primer lugar el coeficiente de arrastre en flujo estacionario C_{DS} que depende del valor de la rugosidad (r) superficial relativa del elemento.

$$C_{DS} = \begin{cases} 0,65 & \text{para } \frac{r}{D} < 10^{-4} \text{ (liso)} \\ \frac{29 + 4 \log_{10}(\frac{r}{D})}{20} & \text{para } 10^{-4} < \frac{r}{D} < 10^{-2} \\ 1,05 & \text{para } \frac{r}{D} > 10^{-2} \text{ (rugoso)} \end{cases} \quad (27)$$

El valor de la rugosidad relativa (r) puede suponerse liso para aceros sin recubrimientos aceros pintados. Para hormigón y acero altamente oxidado se puede suponer $r=0,003$ m.

El coeficiente de arrastre será igual al coeficiente de arrastre en flujo estacionario, amplificado por el factor Ψ :

$$C_D = C_{DS} \cdot \Psi(C_{DS}, KC) \quad (28)$$

El factor de amplificación se obtiene de Figura 2. Dicha figura se trasladó en forma de ecuaciones de rectas a una función de MATLAB.

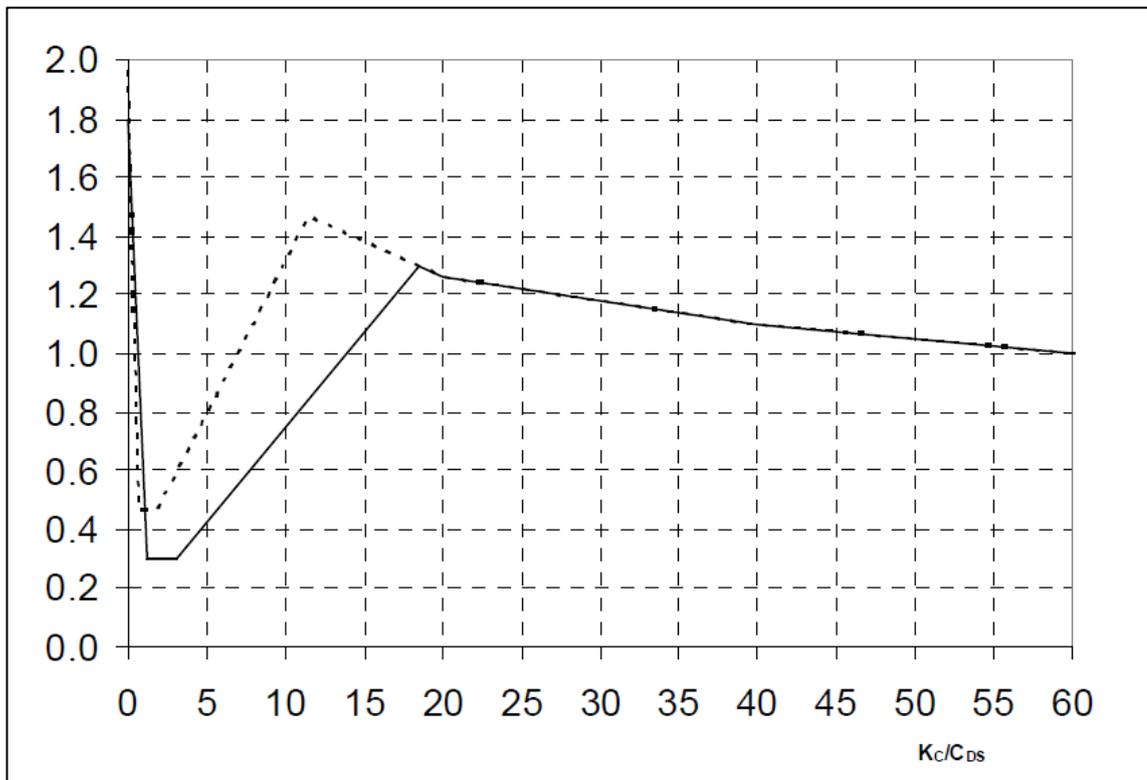


Figura 2. Factor de amplificación para superficies lisas (línea sólida) y rugosas (líneas punteada). Fuente DNV-OS-J101 [1]

Coeficiente de inercia

El coeficiente de inercia C_m para $KC < 3$ toma el valor de $C_m = 2$. Para $KC > 3$ se obtiene a partir de:

$$C_m = \max\{2, 0 - 0,044 \cdot (KC - 3); 1,6 - (C_{DS} - 0,65)\} \quad (29)$$

Todos los escenarios de ola, el (W-2) y el (W-4) se evalúan con el mismo procedimiento, utilizando diferentes valores de altura de ola H y período de ola T .

2.2.6. Cargas debidas a las corrientes

La corriente está representada por la velocidad de la corriente generada por el viento v_{wind0} y la velocidad de la corriente de marea v_{tide0} tal y como se indica en el apartado 3.4.3 de la DNV-OS-J101.

$$v(z) = v_{tide}(z) + v_{wind}(z) \quad (30)$$

Donde:

$$v_{tide}(z) = v_{tide0} \cdot \left(\frac{h+z}{h}\right)^{\frac{1}{7}} \quad (31)$$

$$v_{wind}(z) = v_{wind0} \cdot \frac{h+z}{h_0} \quad (32)$$

Siendo:

$v(z)$: Velocidad total de la corriente.

Z : Variación de la profundidad del mar.

v_{tide0} : Corriente marina de referencia.

v_{wind0} : Corriente generada por el viento de referencia.

h : Profundidad de la lámina de agua (tomada como positiva).

h_0 : Profundidad de referencia para la corriente generada por el viento (Se toman 50 metros).

La corriente generada por el viento de referencia se obtiene de la siguiente forma:

$$v_{wind0} = k \cdot U_0 \quad (33)$$

Donde:

$$k = 0,015 - 0,03$$

U_0 : Velocidad media del viento en 1 hora a una altura de 10 m. Para este caso es 10,8 m/s.

De esta forma se calculará la fuerza de arrastre producida por la corriente marina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$dF_{Dcorriente}(z) = \frac{1}{2} \rho_w \cdot D_S \cdot C_D \cdot (v(z))^2 \quad (34)$$

$$F_{Dcorriente} = \int_{-S}^0 dF_{Dcorriente} dz \quad (35)$$

Siendo el momento flector:

$$M_{Dcorriente} = \int_{-S}^0 dF_{Dcorriente} \cdot (S+z) dz \quad (36)$$

2.2.7. Cargar combinadas

Una vez calculadas las cargas correspondientes a los casos E-2 y E-3, se utilizará el momento mayor para el dimensionado de la cimentación.

2.2.8. Carga vertical

El peso propio de la cimentación se obtendrá de la suma de tres componentes que la componen base, cilindro y material de relleno. Para la notación se usará “C” para identificar las cargas en kN y se usará “V” para el volumen en m³. Para identificar cada componente se usará “s” para el cilindro hueco, “b” para la base, “l” para el material de relleno y “t” para la torre.

Para obtener la carga se multiplicará el volumen por el peso específico del hormigón para los componentes estructurales de la cimentación, expresado por y_h en kN/m³ y para el material de relleno se multiplicará por su respectivo peso específico, denotado por y_l .

Soporte (Cilindro hueco)

$$C_s = V_s \cdot y_h \quad (37)$$

Donde el volumen del cilindro hueco es:

$$V_s = \frac{\pi}{4} \cdot L_s \cdot (D_{s_{exterior}}^2 - D_{s_{interior}}^2) \quad (38)$$

Siendo L_s la altura por encima de la superficie de la línea de barro (m) calculada en el apartado 2.1.

Base de la cimentación

$$C_b = V_b \cdot y_h \quad (39)$$

El volumen de la base es la suma del volumen de la losa de hormigón, el volumen de la pared exterior y el volumen de los elementos de compartimentación que se detallan a continuación:

$$V_{b_{losa}} = \frac{\pi}{4} \cdot esp_{losa} \cdot D_{b_{exterior}}^2 \quad (40)$$

$$V_{b_{pared}} = \frac{\pi}{4} \cdot altura_{pared} \cdot (D_{b_{exterior}}^2 - D_{b_{interior}}^2) \quad (41)$$

$$V_{b_{cartela}} = Altura_{cartela} \cdot esp_{cartela} \cdot \left(\frac{D_{b_{interior}}}{2} - \frac{D_{s_{exterior}}}{2} \right) \cdot 6 \quad (42)$$

Material de relleno

$$Cl = Vl \cdot \gamma_l \quad (43)$$

El volumen de material de relleno es el correspondiente al volumen correspondiente a cada celda vacía que conforman la base. Se calculará como la diferencia entre todo el volumen interior de la base menos el volumen de las cartelas.

$$Vl = \frac{\pi}{4} \cdot \text{Altura}_{\text{cartela}} \cdot (Db_{\text{interior}}^2 - Ds_{\text{exterior}}^2) - Vb_{\text{cartela}} \quad (44)$$

Torre y góndola

$$Ct = (m_{RNA} + m_T) \cdot g \quad (45)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), m_{RNA} (kg) es la masa total del conjunto góndola, rotor y palas, y m_T (kg) es el peso total de la torre que se calcula como:

$$m_T = \pi \cdot \rho_T \cdot D_T \cdot t_T \cdot L_T \quad (46)$$

Siendo:

ρ_T = Densidad del material de la torre.

D_T = Diámetro de la torre (Media de la suma del valor del diámetro de la base y de lo alto).

L_T = Longitud de la torre.

t_T = Espesor de la pared de la torre.

Empuje

Se descontará de la carga vertical la parte correspondiente al empuje hidrostático de los elementos que se encuentran sumergidos. Para ello se multiplicará los volúmenes Vb y Vl por el peso específico del agua (10 kN/m³). La pieza de transición tiene un parte por encima de la superficie del agua por lo que solo se descontará la parte correspondiente a la parte sumergida. El empuje queda del siguiente modo:

$$\text{Empuje} = Vb \cdot \gamma_w + Vl \cdot \gamma_w + \frac{\pi}{4} \cdot S \cdot (Ds_{\text{exterior}}^2 - Ds_{\text{interior}}^2) \quad (47)$$

Carga vertical

$$Vd = Cb + Cs + Cl + \frac{Ct}{1000} - \text{Empuje} \quad [kN] \quad (48)$$

2.3. Estabilidad Geotécnica

Este apartado muestra los procedimientos para evaluar la estabilidad geotécnica de la cimentación en función de:

- Capacidad de carga del terreno y asentamiento inicial.
- Vuelco de la estructura.
- Resistencia al deslizamiento.

2.3.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga es la capacidad del terreno debajo de la base para resistir la carga vertical de la cimentación y la turbina eólica. Para que se verifique la condición de esfuerzos admisibles en el suelo, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (49)$$

Siendo:

σ_{adm} : capacidad admisible del suelo.

$\sigma_{m\acute{a}x}$: esfuerzo máximo que le transmite la cimentación al suelo.

2.3.1.1. Presión admisible

La presión admisible se calculará siguiendo las pautas dadas en el apéndice G de DNV-OS-J101.

Todas las fuerzas que actúan sobre la base, incluidas las fuerzas transferidas desde la turbina eólica, se transfieren a la base de la cimentación y se combinan en fuerzas resultantes H y V en la dirección horizontal y vertical, respectivamente, en la interfaz entre el suelo y la cimentación.

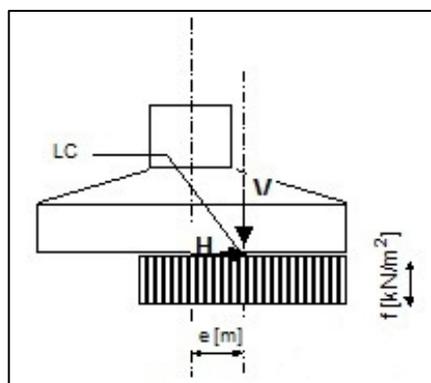


Figura 3. Distribución de presiones ideal

Para determinar el punto de aplicación de las cargas de diseño ya mayoradas es necesario el cálculo de la excentricidad respecto a eje central de la cimentación, tal y como se observa en la Figura 3, dando lugar a la determinación del punto de aplicación de las cargas:

$$e = \frac{M_d}{V_d} \quad (50)$$

Área efectiva

Para el análisis de la capacidad de soporte se calculará un área efectiva de la cimentación. El área efectiva se construye de tal manera que su centro geométrico coincida con el centro de carga, y de modo que siga lo más cerca posible el contorno más cercano del área verdadera de la base de cimentación. Para una cimentación circular de radio R (m), el área efectiva (m²) se calcula como:

$$A_{eff} = 2 \cdot \left[R^2 \cdot \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e \cdot \sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (51)$$

Gráficamente, esta área efectiva se presenta en la Figura 4. Se calculará a continuación el ancho y el largo total del área encerrada por los dos segmentos circulares:

$$b_e = 2 \cdot (R - e) \quad (52)$$

$$l_e = 2 \cdot R \cdot \sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2 \cdot R}\right)^2} \quad (53)$$

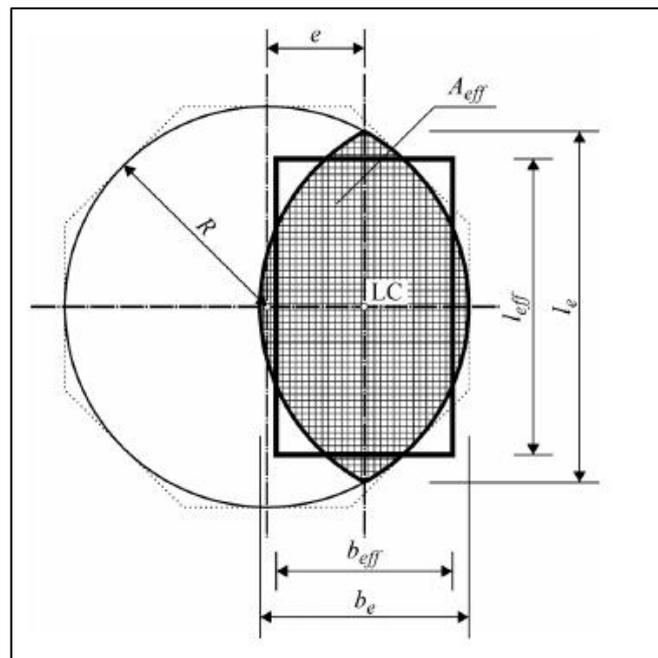


Figura 4. Área efectiva de una cimentación circular. Fuente[1]

En base a estas dimensiones, el área efectiva puede representarse por un rectángulo con las siguientes dimensiones:

$$l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \quad (54)$$

$$b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e \quad (55)$$

Presión admisible

Para condiciones de drenaje y suponiendo una distribución de presiones uniforme, tal y como se muestra en la figura 3, la presión máxima admisible del terreno se calcula como:

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma' b_{eff} N_\gamma s_\gamma i_\gamma + p'_0 N_q s_q i_q + c_d N_c s_c i_c \quad (56)$$

Siendo:

q_d : presión admisible [kN/m²].

γ' : peso específico efectivo del suelo [kN/m³].

p'_0 : presión efectiva de sobrecarga en la interfaz cimentación-suelo [kN/m²].

c_d : Cohesión de diseño evaluada sobre la base del perfil de resistencia al corte real, la configuración de la carga y la profundidad estimada de la superficie de falla potencial [kN/m²].

$N_\gamma N_q N_c$: factores adimensionales

$s_\gamma s_q s_c$: factores de formas, adimensionales.

$i_\gamma i_q i_c$: factores de inclinación, adimensionales.

Los factores adimensionales se calcularán como se indica a continuación:

Factores adimensionales N:

$$\phi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi)}{\gamma_\phi}\right) \quad (57)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_d} \cdot \frac{1 + \sin(\phi_d)}{1 - \sin(\phi_d)} \quad (58)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi_d) \quad (59)$$

$$N_{\gamma} = \frac{3}{2} \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi_d) \quad (60)$$

Factores de forma s:

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot \frac{b_{eff}}{l_{eff}} \quad (61)$$

$$s_q = s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{eff}}{l_{eff}} \quad (62)$$

Factores de inclinación i:

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A_{eff} \cdot c_d \cdot \cot(\phi_d)}\right)^2 \quad (63)$$

$$i_{\gamma} = i_q^2 \quad (64)$$

Carga excesivamente excéntrica

En el caso de una carga extremadamente excéntrica, es decir, una excentricidad que exceda 0,3 veces el ancho de la base, $e > 0.3b$, se necesita realizar un cálculo adicional de la capacidad de carga, correspondiente a la posibilidad de una falla del suelo debajo de la parte descargada del área de la base. Para este modo de falla, se aplica la siguiente fórmula para la capacidad de carga:

$$q_d = \gamma' b_{eff} N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c_d N_c s_c i_c (1,05 + (\tan \phi_d)^3) \quad (65)$$

Con factores e inclinación:

$$i_q = i_c = 1 + \frac{H_d}{V_d + A_{eff} \cdot c_d \cdot \cot(\phi_d)}; \quad i_{\gamma} = i_q^2 \quad (66)$$

2.3.1.2. Presión máxima

La distribución de presiones del terreno sobre la base de la cimentación varía dependiendo de la excentricidad de la carga.

Si la carga es centrada se supone una distribución de presiones uniforme, por lo que la presión máxima se obtendrá de dividir la carga vertical (axil más el peso propio de la base) entre el área de la base en contacto con el terreno.

Para este caso particular, la carga actúa con una excentricidad, que, dependiendo del valor de ésta, origina una distribución de presiones diferentes en cada caso.

Para una excentricidad $e \leq \frac{D}{6}$, se obtiene una distribución trapezoidal tal y como se muestra en Figura 5. La presión máxima en el borde de la base circular es:

$$\sigma_{max} = \frac{V_d}{D} \left(1 + \frac{8e}{D}\right) \quad (67)$$

Siendo D el diámetro de la base (m), e la excentricidad (m) y V_d la carga vertical (N)

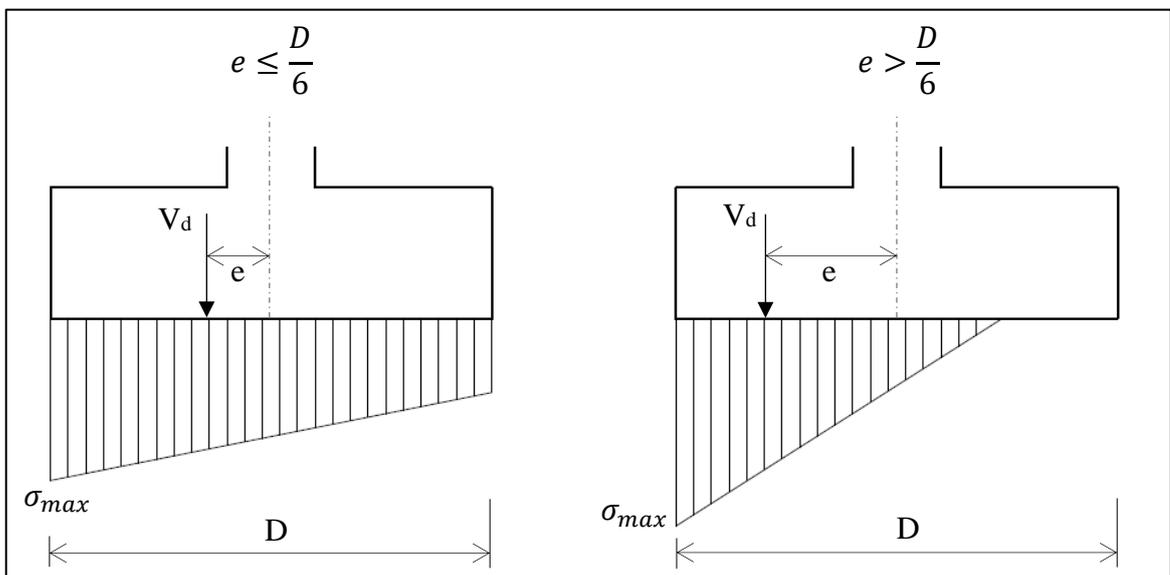


Figura 5. Distribución de presiones bajo la base circular.

Para excentricidad $e > \frac{D}{6}$ se obtiene una distribución triangular. La presión sobre el suelo bajo la condición de un diagrama triangular se puede calcular según lo expuesto por Ortiz et al [5] mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{max} = K \cdot \frac{4 \cdot V_d}{\pi \cdot D^2} \quad (68)$$

Donde K es un coeficiente que depende de la relación entre la excentricidad y el diámetro de la base.

En la Figura 6 se muestran los coeficientes para la determinación de la presión máxima, así como el área comprimida de la base.

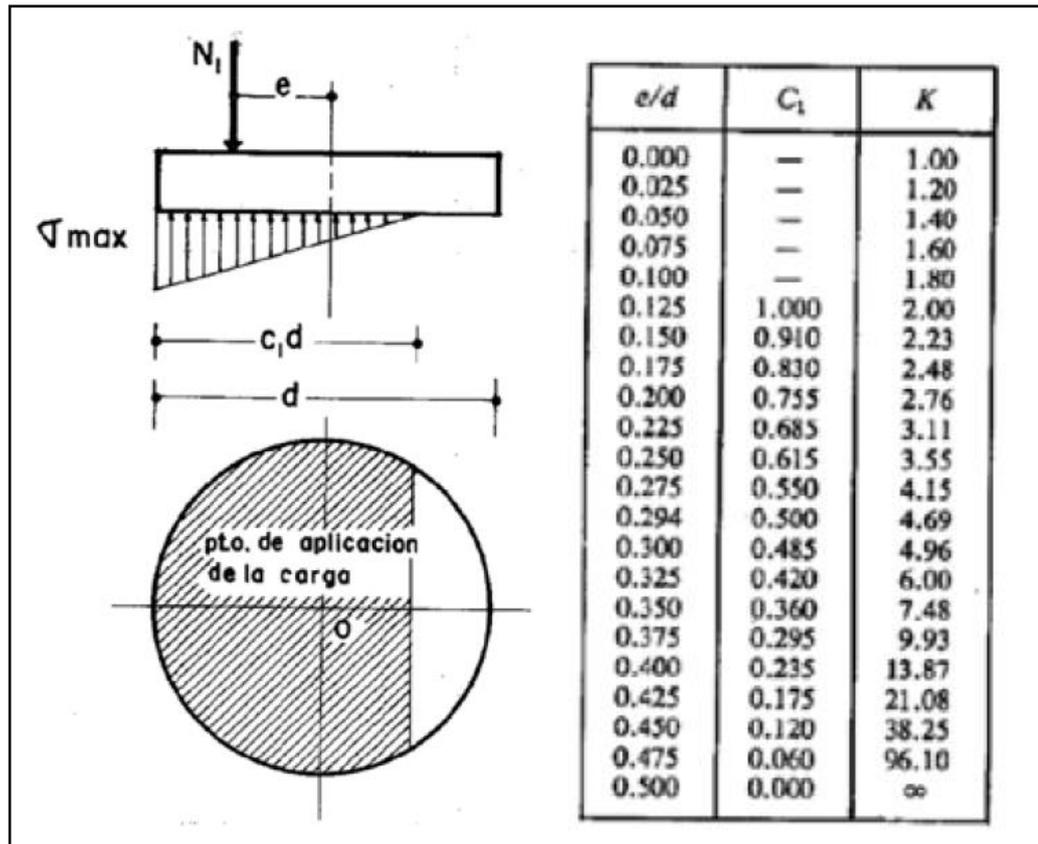


Figura 6. Coeficientes para determinar la presión máxima sobre el suelo de una base circular para una distribución de presiones triangular. Fuente [5].

2.3.2. Resistencia al deslizamiento

Las bases sometidas a carga horizontal también deben ser analizadas para comprobar que cumplen con una resistencia de deslizamiento suficiente. El siguiente criterio se aplica en el caso de condiciones de drenaje:

$$H_d < r \cdot (A_{eff} \cdot c_d + V_d \cdot \tan(\phi_d)) \quad (69)$$

r es un parámetro de rugosidad que es 1.0 para el suelo contra el suelo y que puede tomar valores menores a 1.0 para el suelo contra la estructura.

2.3.3. Comprobación al vuelco

La seguridad al vuelco es una de las primeras comprobaciones que hay que realizar en este tipo de cimentaciones al estar sometidas a momento o fuerzas horizontales de importancia

Para asegurar la suficiente estabilidad frente al vuelco se cumplirá que:

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{res}}{M_d} > 1,5 \quad (70)$$

Siendo M_d el momento mayorado producido por las cargas y M_{res} el momento resistente debido al peso propio del sistema.

El momento resistente se calcula considerando como punto de rotación el borde exterior de la base circular (punto A de la Figura 7) y teniéndose en cuenta que la carga vertical tiene una excentricidad como ya se indicó en la Figura 3:

$$M_{res} = (R - e) \cdot V_d \quad (71)$$

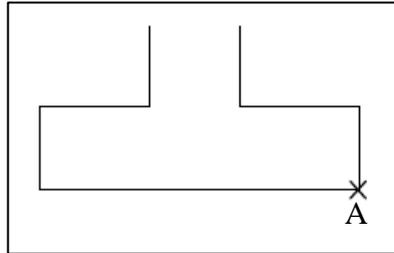


Figura 7. Punto de referencia para el vuelco de la cimentación

2.3.4. Asentamiento

El asentamiento de una cimentación se puede dividir en dos categorías principales: a) asentamiento elástico, o inmediato, b) asentamiento por consolidación primaria y c) asentamiento por consolidación secundaria

El asentamiento inmediato, o elástico, de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la aplicación de la carga. En suelos arenosos y rocosos constituyen la mayor parte de los asientos totales.

El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo en arcillas saturadas a causa de la deformación producida por el drenaje del agua intersticial sometida a la presión de la carga

El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después de terminar la consolidación primaria ocasionada por el deslizamiento y la reorientación de las partículas del suelo ante una carga sostenida [6].

En este proyecto se considerará solamente el asentamiento inmediato ante la falta de información de la morfología del lecho marino de la ubicación seleccionado. El asentamiento bajo una cimentación circular flexible, sobre un medio elástico, bajo una presión uniforme, tiene su máximo en el centro de la deformada y viene dado para la superficie por [6]:

$$S_e(\text{centro}) = \frac{q \cdot (1 - \nu^2) \cdot D}{E_s} \quad (72)$$

Siendo:

q : la presión sobre el terreno en N/m^2 .

ν : el coeficiente de poisson.

D : diámetro en m.

E_s : el módulo de elasticidad del suelo en N/m^2 .

En el borde se expresa como:

$$S_e(\text{bordes}) = \frac{0,636 \cdot q \cdot (1 - \nu^2) \cdot D}{E_s} \quad (73)$$

Para cimentaciones rígidas viene dado por:

$$S_e(\text{rígidas}) = \frac{0,79 \cdot q \cdot (1 - \nu^2) \cdot D}{E_s} \quad (74)$$

Aunque no se ha encontrado un límite para este tipo de estructura, en la referencia [7] se propone 150 mm.

2.4. Rigidez de la cimentación

El análisis dinámico de la base de gravedad requiere considerar los efectos de la interacción suelo-estructura. Para condiciones de suelo homogéneas, los suelos pueden modelarse como un medio elástico con un módulo de corte equivalente G . Los coeficientes de rigidez de la cimentación se determinarán basándose en la teoría elástica.

La rigidez de la cimentación estará compuesta por tres resortes, horizontal, rotación y de acoplamiento cruzado. Los valores de la rigidez horizontal y de rotación se han obtenido del apéndice G de DNV-OS-J101, mientras que la rigidez de acoplamiento cruzado se ha obtenido de [8]. Continuación se muestran las expresiones de cálculo de cada rigidez:

Rigidez horizontal:

$$K_H = \frac{8 \cdot G \cdot R}{2 - \nu} \quad (75)$$

Rigidez de cabeceo:

$$K_R = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu)} \quad (76)$$

Rigidez cruzada:

$$K_{x\phi v} = \frac{4 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot G \cdot R^3}{\pi \cdot (2 - \nu) \cdot (1 - \nu)} \quad (77)$$

Siendo R el radio de la base de la cimentación (m) y ν el coeficiente de Poisson.

2.5. Deformaciones

Calculadas las fuerzas y momentos que actúan en la base de la cimentación y una vez establecidas las rigideces se procede a calcular las deformaciones que se producen en la base mediante la siguiente matriz de rigidez:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_H & K_{x\phi v} \\ K_{x\phi v} & K_R \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \rho \\ \theta \end{bmatrix} \quad (78)$$

En la Figura 8 se muestran las deformaciones debidas a la fuerza y momento sobre la base.

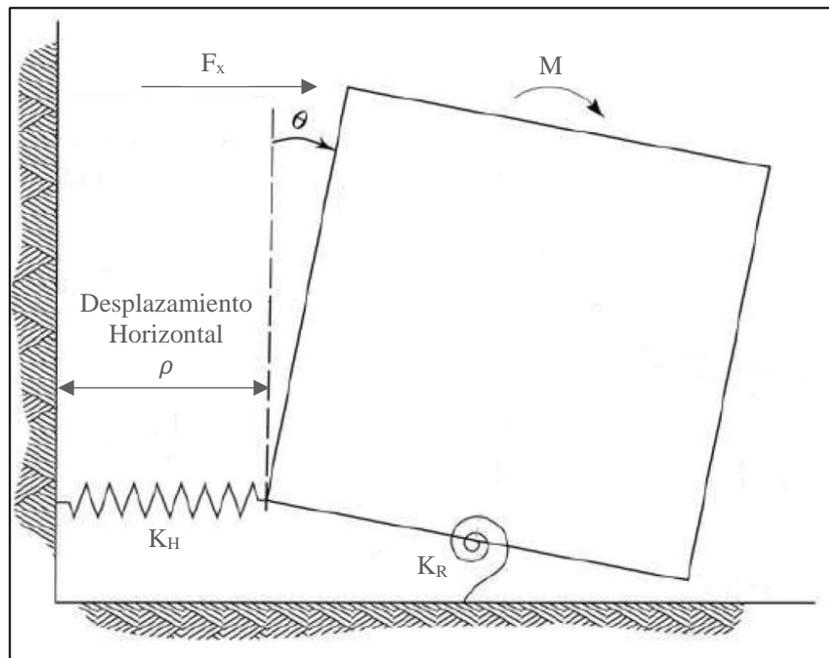


Figura 8. Desplazamiento y rotación. Adaptada de [9]

2.6. Frecuencia Natural

La frecuencia natural de un sistema es la frecuencia a la que vibra dicho sistema cuando es desplazado de su posición de reposo debido a las acciones que recibe, y ya no actúa sobre él ninguna fuerza externa. Cada tipología de aerogenerador, con su cimentación correspondiente, poseerá un conjunto de frecuencias naturales, que variará según sus características.

Cuando el sistema es excitado con frecuencias próximas a la frecuencia natural puede producirse el fenómeno de resonancia, lo que provoca una oscilación excesiva del conjunto, que a su vez puede producir efectos de fatiga y conducir a la estructura al colapso.

El cálculo de la frecuencia natural es importante para poder predecir cómo va a comportarse el conjunto, cuando actúan simultáneamente diferentes cargas dinámicas. Las frecuencias tenidas en cuenta en el cálculo de la frecuencia natural son:

- Cargas de viento.
- Cargas de las olas.
- Desequilibrio de masa del rotor y la góndola (1P).
- Efecto de la vibración del paso de pala (3P).

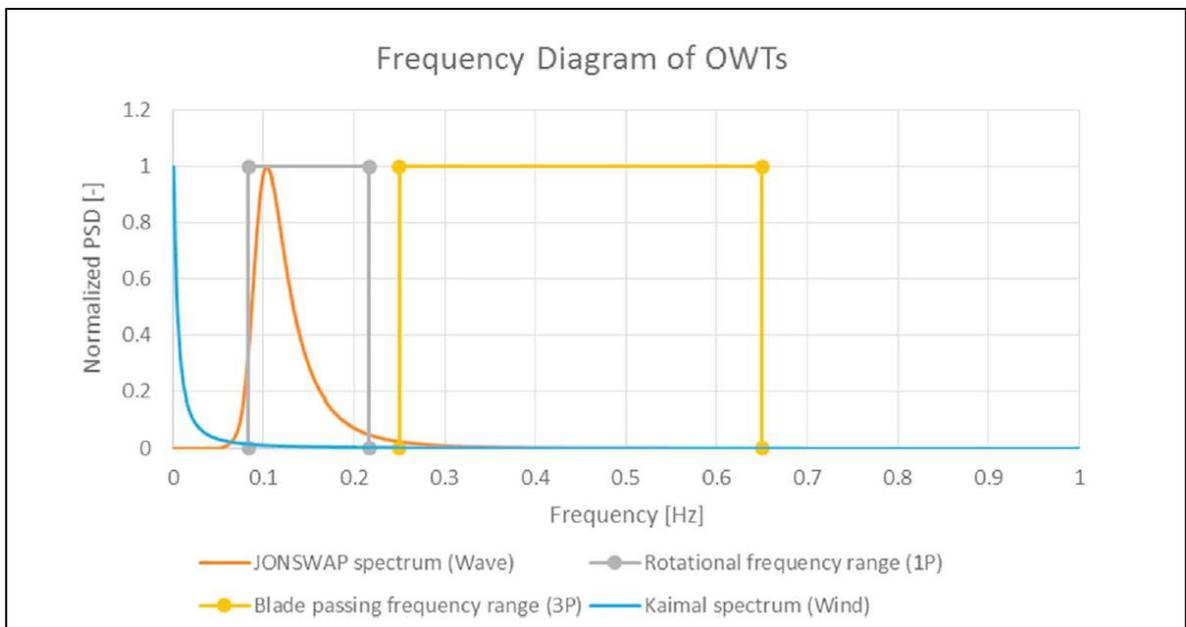


Figura 9. Frecuencias de excitación de un aerogenerador offshore. Fuente [2]

La frecuencia natural en base flexible del conjunto debe encontrarse en el intervalo comprendido por los valores que se encuentran por encima del 10% del valor de 1P máximo y por debajo del 3P mínimo, ya que en otro espectro de frecuencia podría coincidir con otras frecuencias (vientos, olas, 1P, 3P), lo que podría suponer la aparición de fenómenos negativos, como puede ser la resonancia. En la Figura 9 se representan las frecuencias de excitación típicas a las que se ve sometido un aerogenerador offshore. Se puede observar el pequeño margen de valores en los que se debe ajustar la frecuencia natural del sistema para que no coincida con las frecuencias de excitación.

2.6.1. Procedimiento para el cálculo de la frecuencia natural

El primer paso para el cálculo de la frecuencia natural del sistema es obtener las matrices de rigidez y de masa de la estructura. Para ello, se identificarán 3 nodos principales en la estructura, el primero correspondiente a la base de la cimentación, el segundo corresponde a la unión entre la torre y el soporte de hormigón y el tercero se trata de la góndola del aerogenerador. Por tanto, se dividirá en dos elementos principales, el soporte de hormigón, que irá del nodo 1 (base) al 2 (unión) y la torre eólica, que irá del nodo 2 al 3 (góndola). Cada nodo tendrá dos grados de libertad correspondiente al desplazamiento horizontal (en coordenadas globales) y la rotación. Para tener en cuenta el cambio de diámetro y espesor a lo largo de la torre, ésta se dividirá en un número determinado de subelementos, cada uno con los dos grados de libertad mencionados en cada nodo. De esta forma, para cada subelemento se calculará su diámetro y espesor medio, se determinará su inercia y las matrices de rigidez y de masas de cada uno. Este procedimiento se ha implementado en un programa Matlab, cuya función será calcular las matrices de cada elemento y ensamblarlas en una matriz global de la estructura, para pasarifforme, calcular la frecuencia natural del conjunto.

Matriz de Rigidez

La matriz de rigidez en coordenadas locales para un elemento con 3 grados de libertad en cada nodo es la siguiente:

$$K' = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 12\frac{EI}{L^3} & 6\frac{EI}{L^2} & 0 & -12\frac{EI}{L^3} & 6\frac{EI}{L^2} \\ 0 & 6\frac{EI}{L^2} & 4\frac{EI}{L} & 0 & -6\frac{EI}{L^2} & 2\frac{EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -12\frac{EI}{L^3} & -6\frac{EI}{L^2} & 0 & 12\frac{EI}{L^3} & -6\frac{EI}{L^2} \\ 0 & 6\frac{EI}{L^2} & 2\frac{EI}{L} & 0 & -6\frac{EI}{L^2} & 4\frac{EI}{L} \end{bmatrix} \quad (79)$$

Siendo:

L: longitud del elemento (m).

E: módulo de elasticidad (Pa).

I: momento de inercia.

A: área (m²).

Para obtener la matriz de rigidez en coordenadas globales:

$$K = T \cdot K' \cdot T^T \quad (80)$$

Siendo T la matriz de transformación:

$$T = \begin{bmatrix} L_D & 0 \\ 0 & L_D \end{bmatrix} \quad (81)$$

Donde:

$$L_D = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & -\text{sen}(\theta) & 0 \\ \text{sen}(\theta) & \cos(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (82)$$

Resolviendo la Ecuación (80) para un ángulo de 90° y teniendo en cuenta los grados de libertad activos de la estructura (desplazamiento horizontal y rotación) se obtiene la matriz de rigidez de un elemento en coordenadas globales:

$$K = \begin{bmatrix} 12 \frac{EI}{L^3} & -6 \frac{EI}{L^2} & -12 \frac{EI}{L^3} & -6 \frac{EI}{L^2} \\ -6 \frac{EI}{L^2} & 4 \frac{EI}{L} & 6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L} \\ -12 \frac{EI}{L^3} & 6 \frac{EI}{L^2} & 12 \frac{EI}{L^3} & 6 \frac{EI}{L^2} \\ -6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L} & 6 \frac{EI}{L^2} & 4 \frac{EI}{L} \end{bmatrix} \quad (83)$$

Particularizando la matriz de rigidez anterior para la cimentación se obtiene:

$$K_b = \begin{bmatrix} 12 \frac{E_b I_b}{L_b^3} + K_H & -6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} + K_{x\phi v} & -12 \frac{E_b I_b}{L_b^3} & -6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} \\ -6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} + K_{x\phi v} & 4 \frac{E_b I_b}{L_b} + K_R & 6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} & 2 \frac{E_b I_b}{L_b} \\ -12 \frac{E_b I_b}{L_b^3} & 6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} & 12 \frac{E_b I_b}{L_b^3} & 6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} \\ -6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} & 2 \frac{E_b I_b}{L_b} & 6 \frac{E_b I_b}{L_b^2} & 4 \frac{E_b I_b}{L_b} \end{bmatrix} \quad (84)$$

Donde se ha añadido en el nodo 1 la rigidez de la cimentación del apartado 2.4.

Por otro lado, la matriz de rigidez de cada subelemento de la torre es la mostrada a continuación, donde el único parámetro que variará será la inercia de cada subelemento.

$$K_T = \begin{bmatrix} 12 \frac{E_T I_T}{L_T^3} & -6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} & -12 \frac{E_T I_T}{L_T^3} & -6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} \\ -6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} & 4 \frac{E_T I_T}{L_T} & 6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} & 2 \frac{E_T I_T}{L_T} \\ -12 \frac{E_T I_T}{L_T^3} & 6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} & 12 \frac{E_T I_T}{L_T^3} & 6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} \\ -6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} & 2 \frac{E_T I_T}{L_T} & 6 \frac{E_T I_T}{L_T^2} & 4 \frac{E_T I_T}{L_T} \end{bmatrix} \quad (85)$$

Donde la inercia de un elemento cilíndrico hueco es: $I = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4)$. Siendo R el radio exterior e interior respectivamente.

Una vez obtenidas las matrices de rigidez de cada elemento del sistema se suman apropiadamente los coeficientes de rigidez para obtener la matriz de rigidez de la estructura.

Matriz de Masa

La matriz de masa del sistema se obtendrá a partir de la matriz de masa congruente de cada elemento más las masas concentradas en cada nodo.

La matriz de masa congruente en coordenadas locales para un elemento con 3 grados de libertad en cada nodo es [10]:

$$M' = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L^2 \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (86)$$

Siendo m la masa por unidad de longitud del elemento (kg/m).

Resolviendo la Ecuación (80) para un ángulo de 90 ° y teniendo en cuenta los grados de libertad activos (desplazamiento horizontal y rotación) se obtiene la matriz de masa congruente en coordenadas globales:

$$M = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 156 & -22L & 54 & 13L \\ -22L & 4L^2 & -13L & -3L^2 \\ 54 & -13L & 156 & 22L \\ 13L & -3L^2 & 22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (87)$$

Para cada elemento se particulariza con su correspondiente longitud y masa lineal.

Por otra parte, el sistema tiene 3 masas concentradas en cada nodo principal, por lo que hay añadir a la matriz de masa congruente del sistema las masas en cada nodo en los grados de

libertad asociados al desplazamiento y los momentos de inercia asociados al grado de libertad angular.

Frecuencia natural

Se supone que se parte de un problema de vibración libre sin amortiguación cuya ecuación es:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \quad (88)$$

Las frecuencias naturales son calculadas como las raíces de la ecuación característica:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (89)$$

2.7. Factores de amplificación dinámicos

Las cargas cuyas frecuencias características se acercan a la frecuencia natural, ven aumentada su amplitud en cuyo caso su efecto puede ser superior al efecto causando no considerando el carácter dinámico de las cargas. Entre las cargas dinámicas a las que se ve sometido el sistema, el viento tiene frecuencias bajas y no se consideran, pero, por otro lado, las olas pueden tener un mayor efecto en función de su cercanía a la frecuencia natural. Por ello, para las cargas de oleaje se considerará un factor de amplificación dinámico que depende en gran medida de la amortiguación presente en el sistema.

Para elegir el factor de amortiguamiento, se tiene que tener en cuenta las dos direcciones principales en las que las fuerzas actúan en el aerogenerador. Por un lado, se tiene la dirección paralela al viento (a lo largo, x) y la dirección perpendicular al viento (de lado, y). Los valores escogidos para el factor de amortiguamiento en cada caso son, viento a lo largo (x) toma un valor del 2%, y viento de costado (y) toma un valor de 0,5%.

La ecuación usada para calcular los factores de amplificación dinámica (DAF), siguiendo Arany et al. [2], relaciona la frecuencia de las olas (f) con la frecuencia natural en base flexible del sistema (f0) y los factores de amortiguamiento establecidos (ξ). A continuación, se muestra la ecuación que se usará para determinar los factores de amplificación:

$$DAF = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \xi \cdot \frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (90)$$

Siendo:

f_0 : Frecuencia propia del sistema en base flexible (Hz).

f : Frecuencia del espectro de la ola (Hz).

ξ : Factor de amortiguamiento.

Una vez se calculan los factores de amplificación dinámica, se realiza nuevamente un proceso iterativo mediante el programa implementado en Matlab, a través del cual se recalculan las fuerzas debidas a las olas, y con estos valores se actualizarán los cálculos posteriores.

2.8. Diseño estructural. Hormigón armado

Este apartado muestra el procedimiento a seguir para el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado de la subestructura. Para ello, se dividirá la cimentación en cuatro elementos que serán analizados mediante el SALOME-CODE ASTER bajo diferentes hipótesis de trabajo, con las cargas según el criterio de estado límite último, con el fin de obtener los esfuerzos a los que están sometidos dichos elementos y poder dimensionarlos llevando a cabo los cálculos de secciones rectangulares sometidas a flexión simple y cortantes.

Los elementos que se estudiarán se encuentran identificados en la Figura 10 y son:

- Losa.
- Pared.
- Elemento de compartimentación o Cartela.
- Soporte.

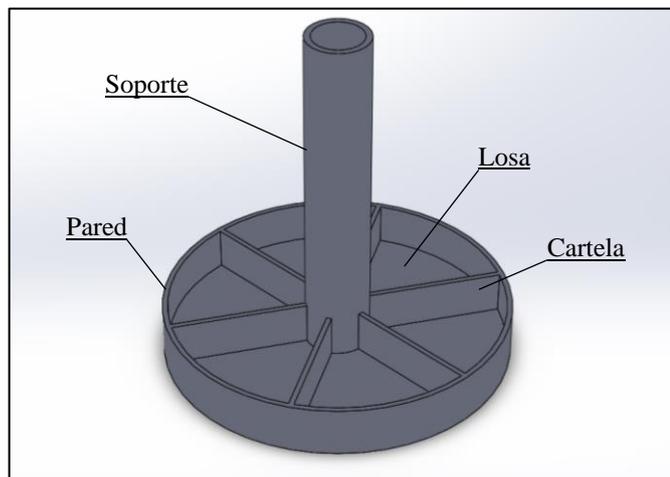


Figura 10. Elementos que constituyen la cimentación

Estos elementos serán simulados mediante Salome-Code Aster bajo las siguientes dos hipótesis, explicadas para cada elemento en el Anexo IV.

- Transporte.
- Condiciones de operación.

Una vez se obtengan los esfuerzos a los que están sometidos cada elemento se procederá al cálculo de las secciones sometidas a flexión simple y a cortante. Para ello, se trabajará con secciones rectangulares de 1 m ancho y con el espesor especificado de cada sección.

2.8.1. Condiciones iniciales

El dimensionamiento de las secciones de hormigón armado requiere de determinar inicialmente el tipo de hormigón a usar, tipo de barras corrugadas, y recubrimiento de las barras respecto a la superficie exterior de hormigón más cercana.

En cuanto a tipo de hormigón elegido, el estándar DNV-OS-C502 especifica en su Tabla C1 las propiedades para diferentes grados de hormigones normales [11]. Respecto al recubrimiento, la distancia mínima viene dadas por los requerimientos de protección frente a la corrosión que depende de la clase de exposición y vida útil de la estructura. La vida útil considerada será varía entre 50 y 100 años, y la clase de exposición (tabla O1 [11]) para el caso que se trata será XS2 para partes sumergidas y XS3 para la parte que no se encuentra sumergida pero que se ve afectada por las condiciones marinas.

2.8.1.1. Cuantías mínimas

Las armadura transversales y longitudinales tienen un límite inferior que impone la normativa. Estas limitaciones, vienen dadas por la cuantía geométrica, cociente entre el área de acero y del hormigón, y la cuantía mecánica, que es el cociente entre las capacidades mecánicas del acero y del hormigón.

Los valores de la cuantía geométrica vienen dados en la Tabla 42.3.5 de la EHE-08, y se resumen a continuación:

Tabla 2. Cuantías geométricas mínimas

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	$f_y=400 \text{ N/mm}^2$	$f_y=500 \text{ N/mm}^2$
Pilares	0,004	0,004
Losas	0,002	0,0018
Vigas	0,0033	0,0028
Muros	Armadura horizontal	0,004
	Armadura vertical	0,0012

Los valores de las cuantías geométricas mínimas dependen del tipo de sollicitación. Para secciones rectangulares y sollicitadas a flexión simple, la armadura a tracción debe ser capaz de absorber un esfuerzo no menor al de tracción desarrollado por el hormigón solo, en el momento en que se produce la fisuración. El valor aproximado de este esfuerzo es:

$$U_c = 0,04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (91)$$

Por lo tanto, para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm², el área mínima de acero es:

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (92)$$

2.8.2. Cálculo de secciones sometidas a flexión simple

Se seguirán las especificaciones del Anejo 7 de la EHE-08 “Cálculo de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a sollicitaciones normales”. Las fórmulas que se presentan en dicho Anejo se han deducido tras adoptar un diagrama bilineal para el acero de la armadura pasiva y un diagrama parabólico-rectangular para el hormigón comprimido.

Formulación para el dimensionamiento a flexión simple en sección rectangular (EHE-08)

Para los hormigones con $f_{ck} \leq 50$ N/mm² la profundidad límite es $x_l = 0,625 \cdot d$.

$$1.^\circ \quad M_d \leq 0,375 \cdot U_0 \cdot d \quad (93)$$

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (94)$$

$$U_{s2} = 0 \quad (95)$$

$$U_{s1} = U_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_0 \cdot d}} \right) \quad (96)$$

$$2.^\circ \quad M_d > 0,375 \cdot U_0 \cdot d \quad (97)$$

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,375 \cdot U_0 \cdot d}{d - d'} \quad (98)$$

$$U_{s1} = 0,5 \cdot U_0 + U_{s2} \quad (99)$$

Siendo:

M_d : Momento de diseño mayorado (N·m).

d: canto útil (m).

d': distancia hasta las barras comprimidas (m).

b: ancho (m).

f_{cd} : resistencia de cálculo (N/m^2).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (100)$$

f_{ck} : resistencia característica del hormigón (N/m^2).

γ_c : coeficiente de minoración del hormigón.

U_{s2} : capacidad mecánica de la armadura de compresión.

U_{s1} : capacidad mecánica de la armadura de tracción.

Las fórmulas propuestas suponen que la sección sólo dispondrá de armadura en el paramento comprimido si el momento de cálculo M_d es superior al momento límite $0,375 \cdot U_0 \cdot d$. El caso 1º corresponde a situaciones de dimensionamiento donde $0 < x < 0,625 \cdot d$. En el caso 2º, la posición de la fibra neutra, $x=0,625 \cdot d$, se mantiene constante.

Ecuaciones adimensionales para sección rectangular propuestas en “Hormigón armado. Jiménez Montoya”[12].

Los autores establecieron una serie de fórmulas aproximadas de cálculo de secciones rectangulares. El valor de momento reducido límite que recomienda es $\mu=0,2961$ para una profundidad relativa de la fibra neutra $\epsilon = \frac{x}{d} = 0,45$.

$$1.^\circ \quad \mu \leq 0,2961 \quad (101)$$

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (102)$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + 0,72 \cdot \mu) \quad (103)$$

$$U_{s1} = \omega \cdot U_0 \quad (104)$$

$$A_{s1} = U_{s1}/f_{yd} \quad (105)$$

$$2.^\circ \quad \mu > 0,2961 \quad (106)$$

$$\omega' = \frac{\mu - 0,296}{1 - \frac{d'}{d}} \quad (107)$$

$$\omega = \omega' + 0,364 \quad (108)$$

$$U_{s2} = \omega' \cdot U_0 \quad (109)$$

$$A_{s2} = U_{s2}/f_{yd}$$

Siendo:

μ : momento reducido.

ω : cuantía mecánica de la armadura a tracción.

ω' : cuantía mecánica de la armadura a compresión.

A_{s1} : área de las barras a tracción (m²).

f_{yd} : resistencia de cálculo de barras.

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

f_{yk} : resistencia característica del hormigón (N/m²).

γ_s : coeficiente de minoración del acero.

2.8.3. Comprobación a cortante

El propio hormigón es capaz de resistir parte de este tipo de esfuerzos en base al mecanismo de engranamiento de los áridos, y al efecto pasador de la armadura longitudinal. Si bien, en este tipo de elementos la colaboración del hormigón (V_{cu}) suele no ser suficiente, requiriendo armadura de cortante (V_{su}).

La pieza estará en buenas condiciones a cortante si se verifica:

$$V_d \leq V_{u2} \quad (110)$$

El primer miembro es el esfuerzo cortante actuante y el segundo corresponde al agotamiento por tracción del alma.

En primer lugar, se comprobará si la sección verifica la ecuación anterior sin la necesidad de armaduras a cortante. Si no es el caso, se comprobará añadiendo la armadura a cortante.

Agotamiento de piezas sin armadura de cortante

El esfuerzo cortante último según la instrucción española (EHE-08) es:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \cdot b_0 \cdot d \quad (111)$$

Siendo f_{cv} la resistencia virtual a cortante del hormigón, dada por la expresión:

$$f_{cv} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \delta \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (112)$$

Donde:

f_{ck} : resistencia característica del hormigón (N/mm²).

γ_c : coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

δ : coeficiente que tiene en cuenta la influencia del canto útil en el efecto de engranamiento del árido. Se obtiene mediante la siguiente expresión, expresándose d en mm.

$$\delta = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (113)$$

ρ_l : cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción, que posibilita la resistencia por el efecto arco y por el efecto pasador.

La expresión anterior, para pequeñas cuantías de armadura de tracción, da valores muy pequeños e irreales de la resistencia virtual a cortante. Por eso, la instrucción española establece un valor mínimo de:

$$f_{cv} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \delta^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (114)$$

Agotamiento de piezas con armadura de cortante

El esfuerzo cortante último es:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (115)$$

El primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la de las armaduras transversales.

Si se quiere determinar la cuantía de la armadura transversal, siguiendo la (110) el esfuerzo cortante último toma el valor del cortante de diseño. $V_{u2}=V_d$.

Como contribución del hormigón debe utilizarse:

$$f_{cv} = \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \delta \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

Como contribución de las armaduras transversales, para armaduras levantadas o estribos inclinados ($\alpha=45^\circ$), separas una distancia s_t :

$$V_{su} = \frac{0,9 \cdot d}{s_t} \sqrt{2} \cdot A_{45} \cdot f_{yd} \quad (116)$$

La resistencia de cálculo de la armadura transversal no se podrá tomar mayor a 400 N/mm^2 , pues el trabajo a tensiones superiores conllevaría deformaciones que podrían causar una fisuración excesiva.

La separación s_t entre planos de cercos o estribos que forman un ángulo α con la directriz, debe cumplir la condición:

$$\begin{aligned} s_t &\leq 0,75d \quad y < 600 \text{ mm} & \text{si } V_d &\leq \frac{V_{u1}}{5} \\ s_t &\leq 0,6d \quad y < 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{V_{u1}}{5} < V_d &\leq \frac{2 \cdot V_{u1}}{3} \\ s_t &\leq 0,3d \quad y < 300 \text{ mm} & \text{si } \frac{2 \cdot V_{u1}}{3} > V_d \end{aligned} \quad (117)$$

$$\text{Siendo } V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (118)$$

2.8.4. Dimensionamiento del soporte

El soporte de hormigón armado de sección anular, bajo condiciones de funcionamiento del aerogenerador, se encuentra sometido a flexocompresión, debido a la aplicación de un momento y una carga vertical. Para el dimensionamiento de este tipo de secciones se tomará como guía lo indicado en ACI 307-98 [13] y en Capítulo 15 de Handbook of concrete engineering [14].

Dada la sección anular que se muestra en la Figura 11, donde el ángulo α corresponde con la localización del eje neutro y el ángulo β defino las aperturas, si los hubiera, en la sección. Dadas las condiciones de equilibrio, se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$N_d + T - C_c - C_s = 0 \quad (119)$$

$$N_d \cdot r_{int} \cdot \cos(\alpha) - M_d + C'_c + C'_s + T' = 0 \quad (120)$$

Siendo:

r_{int} : radio interno.

C_c : Fuerza de compresión en el hormigón.

C_s : Fuerza en la armadura comprimida.

T : Fuerza en la armadura de tracción.

C_c', C_s', T' : momentos de las fuerzas anteriores respecto al eje neutro.

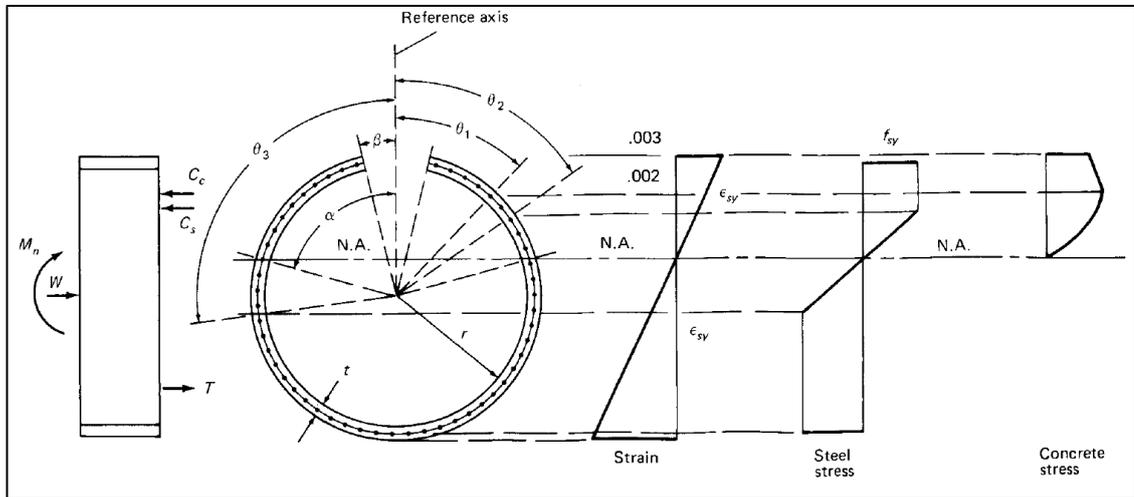


Figura 11. Tensiones y deformaciones en una sección anular. Fuente [14]

Para cualquier valor del axil N_d y cualquier geometría de la sección, el momento último de diseño se obtiene de iterar en la ecuación (119) hasta obtener el ángulo α y posteriormente, resolver la ecuación (120). Este procedimiento genera una serie de curvas y que se aproximan para el caso de que no se encuentre aperturas en la sección ($\beta = 0$) por la siguiente expresión [14]:

$$\frac{M_d}{N_d \cdot r_{int}} = 1 + \left[6 - 2 \cdot \left(\frac{N_d}{r_{int} \cdot t \cdot f_{cd}} \right)^2 \right] \cdot \frac{\rho \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right)}{\frac{N_d}{r_{int} \cdot t \cdot f_{cd}}} \quad (121)$$

Donde las unidades se expresan según el SI y al axil se le debe aplicar un factor de 0,9

Siendo:

t : espesor de la sección.

f_{yd} : resistencia de cálculo de barras.

f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón.

ρ : cuantía geométrica.

En esta expresión se calcula la cuantía geométrica de la armadura vertical, no siendo menor que 0,25 %. El acero se dispondrá en dos capas, la exterior contará con al menos el 50 % del refuerzo total.

La cuantía de acero circunferencial no será menor que 0,20 % (0,0020). Se dispone en dos capas, exterior e interior, la cantidad mínima de refuerzo en cada cara será de 0,10 %.

Verificación del procedimiento

Para verificar que la expresión anterior es válida, se comparará el resultado obtenido mediante un programa en MATLAB de dimensionamiento de sección anulares, obtenidos de Hormigón Armado, Montoya-Meseguer-Morán y el cuál se modificó para añadir la contribución de una segunda capa de armadura (armadura interna).

Este programa pide los datos iniciales y el número de barras necesarias, obteniendo como resultado final el diámetro de las barras y las capacidades mecánicas de cada armadura. De esta forma, la expresión (121) donde se obtiene la cuantía geométrica y por consiguiente el número de barras necesarias, se programó como función secundaria del programa de dimensionamiento de tal forma que el resultado de la función (número de barras) se introduzca en el programa principal y se lleve a cabo la comprobación.

2.8.5. Estado límite de fisuración.

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{max} \quad (122)$$

Donde:

w_k : Abertura característica de fisuración.

w_{max} : Abertura máxima de fisuración

La abertura máxima viene definida en la Tabla O2 de DNV-OS-C502. Para este caso, al tratarse de estructuras marinas la abertura máxima no podrá superar 0,4 mm.

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción $f_{ct,fl}$, es decir, cuando el momento de servicio sea mayor que el momento de fisuración. El momento de fisuración se calcula como:

$$M_K = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{ct,fl} \quad (123)$$

2.8.5.1. Método general de cálculo de la abertura de fisura

La abertura característica de fisura se calculará siguiendo la instrucción española:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (124)$$

Con los siguientes significados:

β : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.

s_m : Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\Phi A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (125)$$

ε_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (126)$$

c : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

s : Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\Phi$ se tomará $s = 15\Phi$. En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará $s = b/n$ siendo b el ancho de la viga.

k_1 : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección. Puede tomarse como 0,125 en flexión simple, 0,25 en tracción simple y un valor intermedio en tracción compuesta.

Φ : Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,eficaz}$: área del hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva en el ancho de las fisuras. Puede considerarse como el área rectangular a no más de $7,5\Phi$ alrededor de cada barra, sin superar la mitad del canto en vigas de canto, ni la cuarta parte en vigas planas o losas.

A_s : sección total de las barras situadas en $A_{c,eficaz}$.

k_2 : Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

σ_{sr} : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor $f_{ctm,fl}$

El valor de la resistencia a flexotracción es:

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ct,m} \quad (127)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ct}^{\frac{2}{3}} \quad (128)$$

Para estructuras de hormigón no pretensadas, σ_{sr} y σ_s , pueden calcularse de forma simplificada:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot d \cdot A_s} \quad (129)$$

Siendo M_d el momento para el que se comprueba el estado límite y M_f el momento de fisuración.

De forma más precisa se puede utilizar:

$$\sigma_{sr} = n \frac{d - x_f}{I_f} M_f \quad \sigma_s = n \frac{d - x_f}{I_f} M_f \quad (130)$$

La inercia de la sección fisurada y la fibra neutra deben calcularse en la sección homogeneizada con un coeficiente de homogeneización n .

El coeficiente de homogeneización se calcula como:

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad \text{donde } E_c = 8500 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (131)$$

Las fórmulas para el cálculo de la inercia y fibra neutra se pueden consultar en la tabla 23.11 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya en su 15ª edición.

2.9. Aspectos constructivos

Las barras deberán poseer un anclaje adecuado para el buen funcionamiento frente a la rotura de los elementos de hormigón armado. Este anclaje se efectuará mediante prolongación recta y por gancho o patillas.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición de la barra en la pieza respecto a la dirección del hormigonado, distinguiéndose dos posiciones, la posición I de buena adherencia y la posición II de adherencia deficiente. Esta longitud de anclaje se calculará como:

Barras posición I

$$l_b = m_1 \Phi^2 \text{ no siendo inferior a } \frac{f_{yk}}{20} \Phi \text{ ni a } 15 \text{ cm} \quad (132)$$

Barras en posición II

$$l_b = 1,4 \cdot m_1 \Phi^2 \text{ no siendo inferior a } \frac{f_{yk}}{14} \Phi \text{ ni a } 15 \text{ cm} \quad (133)$$

Siendo:

l_b : longitud de anclaje por prolongación recta en cm

f_{yk} : límite elástico característico del acero, en N/mm²

Φ : Diámetro de barras en cm

$m_1=10$ para hormigón de 45 y acero B 500 SD

Por otra parte, será necesario la colocación en la losa de puentes para la sujeción de las armaduras superiores. Se colocarán a lo largo de la losa menos en aquellos puntos que se dispongan la armadura a cortante. En el plano 8 se pueden observar la disposición de estas sujeciones.

En el soporte, para asegurar la sujeción de las armaduras en las dos caras, se colocarán estribos cada 5 grupos de barras verticales, que unan la armadura interior con la exterior. La distancia de cada sujeción a lo largo de los 40 m del soporte será de 50 cm. En el plano 7 se observa el armado de este elemento.

Por último, a lo largo de la dirección circunferencial de la pared, en su parte superior e inferior se colocarán 5 barras de 32 mm. En la cartela se colocarán, igualmente, 5 barras de 32 mm a lo largo de los 16,3 m de la cartela. En los planos 8 y 9 se puede ver el armado de la losa, pared y cartela.

2.10. Fatiga

No será necesaria la comprobación a fatiga en el hormigón si se satisface la condición dada por el Eurocódigo 2 [15]:

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (134)$$

Siendo:

σ_{max} : máxima tensión de compresión

σ_{min} : mínima tensión de compresión.

$$f_{cd,fat} = f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (135)$$

La tensión mínima se calculará a partir del momento mínimo del escenario de carga planteado. La excentricidad dada por este nuevo momento de vuelco es pequeña, por lo que se puede suponer que la carga vertical es centrada por lo que la base estará sometida a una distribución de presiones uniforme.

Ambos valores de tensiones se obtendrán de la simulación en el programa Salome-CodeAster.

La comprobación a fatiga en la armadura se satisface si:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} \leq \Delta\sigma_{Rsk} \quad (136)$$

Siendo $\Delta\sigma_{Rsk}$ la tensión máxima permitida es la barra para la carga cíclica. Para la instrucción española, esta tensión máxima toma el valor de 150 MPa y para el Eurocódigo 2 se obtiene de la curva característica de fatiga (S-N) cuyos parámetros se dan en la tabla 6.3N y el valor es 162,5 MPa para 10^6 ciclos.

2.11. Pandeo

En este apartado se procede a la comprobación de pandeo del soporte de hormigón armado. Este soporte se ve sometido a una sollicitación normal por lo que las distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión. La misión principal de este soporte es canalizar los esfuerzos que actúan sobre el aerogenerador hasta la base de la cimentación, por ello, constituyen elementos con una gran responsabilidad resistente.

La comprobación a pandeo del soporte será necesaria si la esbeltez de este supera la esbeltez límite. A continuación, se muestra el procedimiento para ver si es necesario la comprobación a pandeo:

En primer lugar, se comienza con el cálculo de la longitud de pandeo L_0 (m):

$$L_0 = \alpha \cdot L \quad (137)$$

Siendo:

- L: longitud del soporte (m).
- α : coeficiente que representa las condiciones de enlace:
 - $\alpha = 2 \rightarrow$ un extremo libre y otro empotrado.
 - $\alpha = 1 \rightarrow$ ambos extremos articulados.
 - $\alpha = 0,7 \rightarrow$ empotrado-articulado.
 - $\alpha = 0,5 \rightarrow$ ambos empotrados.

A continuación, se calcula la esbeltez el soporte:

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \quad (138)$$

Dónde i es el radio de giro e I es el momento de inercia de la sección, que para sección anular es $I = \frac{\pi}{64} \cdot (D_e^4 - D_i^4)$

La esbeltez límite se calcula según lo establecido en el libro de Hormigón Armado, Jiménez Montoya[12]:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{\frac{e_2}{h}} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \triangleright 100 \quad (139)$$

Donde:

A_c : Área de la sección de hormigón (m^2).

e_1 : Mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte.

e_2 : Menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte.

v : Axil reducido de cálculo.

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (140)$$

h: dimensión del soporte en el plano de flexión considerado.

C: coeficiente que depende de la disposición de la armadura:

0,24 para armadura simétrica en las dos caras opuestas al plano de flexión considerado.

0,2 para armadura igual en las cuatro caras.

0,16: para armadura simétrica en las caras laterales respecto al plano de flexión considerado.

Para esbelteces mayores a la límite, se aplica el método aproximado de la instrucción española EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural, donde se exige que la sección deberá dimensionarse para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a ; \text{no siendo mayor a } e_2 \quad (141)$$

Siendo:

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{L_0^2}{50i_c} \quad (142)$$

Con los siguientes significados:

e_a : Excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

e_e : Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente.

$e_e = 0,6e_2 + 0,4e_1$ no siendo mayores a $0,4e_2$ para soportes instralacionales.

$e_e = e_2$ para soportes traslacionales.

e_1, e_2 : Excentricidades de cálculo máximas y mínimas de primer orden.

L_0 : longitud de pandeo del soporte.

i_c : radio de giro de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada.

ε_y : deformación del acero para su resistencia de cálculo.

β : factor de armado

1 para sección rectangular con armadura simétrica en las dos caras opuestas.

3 para sección rectangular con armadura simétrica en las dos caras laterales.

1,5 para secciones rectangulares con armadura en las cuatro caras.

2 para secciones circulares.

3. RESULTADOS

En los siguientes apartados se mostrarán diversas tablas, dónde quedan recogidos los valores obtenidos tras la realización de los diferentes cálculos descritos en la memoria justificativa.

3.1. Datos de partida

Antes de comenzar los cálculos pertinentes, es necesario conocer diferentes datos de partida, entre los que se encuentra la ubicación, aerogenerador, datos de viento y oceánicos... En las siguientes tablas se mostrarán los datos necesarios para el comienzo del dimensionamiento de la subestructura.

3.1.1. Ubicación

La ubicación del aerogenerador, tal y como se comenta en la memoria descriptiva, es en las costas de San Bartolomé de Tirajana, cuyos datos más significativos son:

Tabla 3. Características de la ubicación

Coordenadas	X: 452880 / Y: 3071194
Distancia de la costa	3150 m
Profundidad de la lámina de agua	30 m
Morfología marina	Sedimento fino

3.1.2. Aerogenerador

El modelo de aerogenerador seleccionado es V164-8.0 MW de Vestas. A continuación, se presentan los datos obtenidos del catálogo del aerogenerador y donde se ha estimado las dimensiones de la torre en base a otros aerogeneradores de características similares al no aportarse datos de ésta.

Tabla 4. Datos del aerogenerador

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Altura de la góndola	Zhub	100	m
Diámetro del rotor	D	164	m
Altura de la torre	LT	89	m
Diámetro superior torre	Dts	5,1	m
Diámetro de la base de la torre	Dtb	7,4	m
Espesor de la torre	tt	0,044	m
Densidad del material de la torre	pt	7860	kg/m ³
Masa de la torre	mT	603590,26	kg
Velocidad nominal del viento	UR	11	m/s
Masa del conjunto rotor-góndola	mRNA	429000	kg
Masa de las palas	mP	3x35000	kg

3.1.3. Datos meteorológicos y oceánicos

3.1.3.1. Viento

El cálculo de las cargas de viento necesita los parámetros iniciales que se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Datos de parámetros de viento

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Constante de Weibull	s	1,896	-
Factor de escala medio del viento	k	15,9	m/s
Intensidad de la turbulencia de referencia	I	17	%
Escala de longitud integral del viento	lk	260,1	m
Densidad del aire	pa	1,225	kg/m ³
Velocidad media viento 1h y 10 m	U0	10,8	m/s

3.1.3.2. Océano

Los datos que se muestran en la tabla 6 son necesarios para el cálculo de las cargas de las olas sobre la estructura.

Tabla 6. Datos del oleaje

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Altura significativa de ola (Periodo retorno 50 años)	HS50	6,57	m
Periodo pico de la ola (Periodo retorno 50 años)	TS50	12,2	s
Altura máxima de ola (Periodo retorno 25 años)	Hm25	9,5	m
Periodo máximo de la ola (Periodo retorno 25 años)	Tm25	10,92	s
Altura significativa de ola (Periodo retorno 1 año)	HS1	4,60	m
Periodo pico de la ola (Periodo retorno 1 año)	TS1	7,60	s
Altura máxima de ola (Periodo retorno 1 año)	Hm1	8,59	m
Periodo máximo de la ola (Periodo retorno 1 año)	Tm1	10,39	s
Profundidad máxima (Periodo retorno 21 años)	S	30	m
Densidad del agua del mar	pw	1030	kg/m ³
Velocidad de corriente de referencia	Vtide0	0,96	m/s

3.1.4. Datos geotécnicos

Los datos geotécnicos están limitados a la información de la superficie del lecho marino, por ello, se propone los siguientes datos al no obtener datos reales del lecho marino.

Tabla 7. Datos del lecho marino

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDADES
Módulo de elasticidad	E	150	MPa
Coefficiente de Poisson	vs	0,3	-
Peso específico del suelo	y	19,5	kN/m ³
Ángulo de rozamiento interno	ϕ_d	35	°

3.1.5. Datos hormigón y barras corrugadas

Se empleará un HA-45/P/20/IIIb para la base de la cimentación y HA-45/P/20/IIIc para el soporte. Este hormigón se caracteriza por una resistencia a compresión del hormigón es de 45 N/mm², consistencia plástica sin superplastificante (asiento en cono de Abrams de 3 a 5 cm), tamaño máximo de árido de 20 mm y clase de exposición IIIb para los elementos de la base al encontrarse permanentemente sumergidos y IIIc para el soporte de hormigón al tener zonas de olas, salpicaduras y rociado. El cemento será III HSR 42,5, usado en una ratio 450 kg/m³, con una relación agua/cemento de 0,36.

Las barras corrugadas que serán B 500 SD.

Tabla 8. Resistencia de hormigón y acero

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	45	N/mm ²
Resistencia de cálculo del hormigón	f_{cd}	30	N/mm ²
Resistencia característica del acero	f_{yk}	500	N/mm ²
Resistencia de cálculo del acero	f_{yd}	434,8	N/mm ²

3.2. Predimensionamiento

Para el cálculo de las cargas sobre la cimentación es necesario llevar a cabo un predimensionamiento de la subestructura en base a datos de parque ya instalados que será tomados como referencias, para iniciar el cálculo de las cargas. Una vez obtenidas se realiza las diferentes comprobaciones y el caso necesario se vuelve a iterar cambiando las

dimensiones de la base. Todo ello será llevado a cabo por el programa implementado en MATLAB. A continuación, se muestra una tabla resumen con las dimensiones iniciales:

Tabla 9. Dimensiones iniciales

ELEMENTO	PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR (m)
Soporte	Diámetro exterior	DS	7,4
	Espesor	esp	0,74
	Longitud	S+LS	41
Base	Diámetro exterior Losa	Db	40
	Espesor Losa	espL	1
	Altura base	hb	6
	Espesor Pared	espP	0,6
	Altura elemento de compartimentación	hb-espL	5
	Espesor elemento de compartimentación	espC	0,6

3.3. Cargas en la cimentación

3.3.1. Cargas de viento

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para los dos escenarios más desfavorables que se establecieron anteriormente en esta memoria. En el programa en Matlab se calcula los otros dos escenarios de vientos.

Tabla 10. Cargas de vientos

PARÁMETRO	UNIDAD	U-2 (ETM)	U-3 (EOG-UR)
Desviación estándar de la velocidad del viento	O_u [m/s]	4,01	-
Desviación estándar en $f > f_{IP}$	O_{uf} [m/s]	1,30	-
Componente máxima de la velocidad turbulenta	u [m/s]	2,60	12,70
Fuerza máxima en el ciclo de carga	$F_{windmax}$ [MN]	1,52	4,62
Fuerza mínima en el ciclo de carga	$F_{windmin}$ [MN]	0,58	1,33
Fuerza media sin turbulencia	$F_{windmean}$ [MN]	0,99	0,99
Momento máximo en el ciclo de carga	$M_{windmax}$ [MN·m]	197,99	601,22
Momento mínimo en el ciclo de carga	$M_{windmin}$ [MN·m]	75,51	172,64
Momento medio sin turbulencia	$M_{windmean}$ [MN·m]	129,51	129,51

3.3.2. Cargas de las olas

Los resultados que se muestran a continuación se obtienen de los dos escenarios más desfavorables de olaje W-2 y W-4. En primer lugar, se mostrará la elevación de la superficie del agua en periodo determinado, seguido del perfil de velocidad y aceleración para cada escenario.

W-2

La elevación de la superficie del agua para este escenario es:

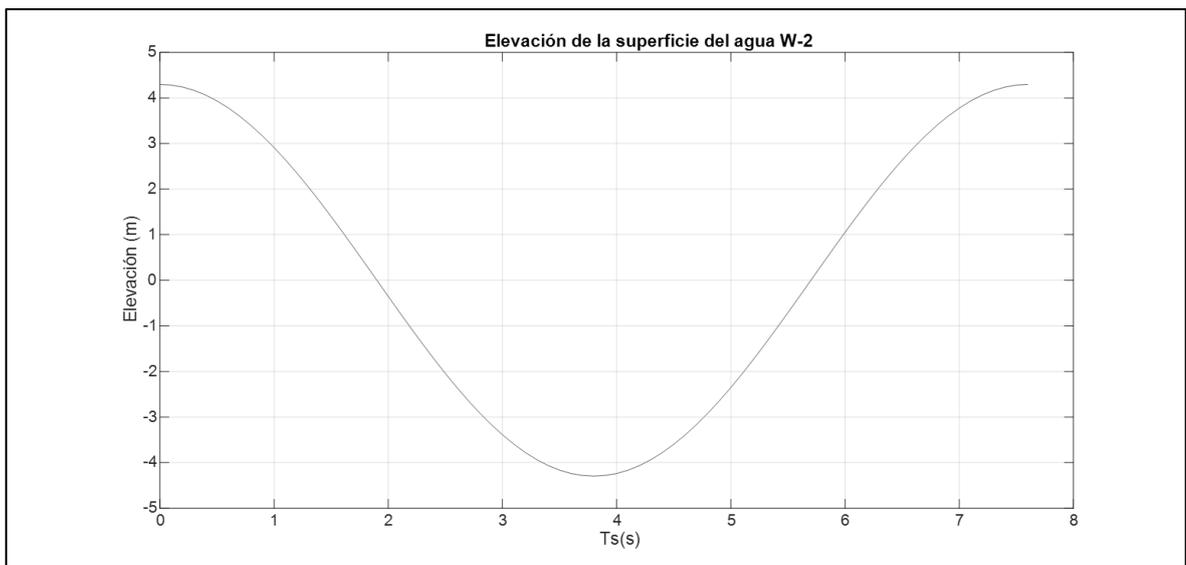


Figura 12. Elevación de la superficie del agua W-2

Las velocidades máximas se dan cuando $t=0$ s.

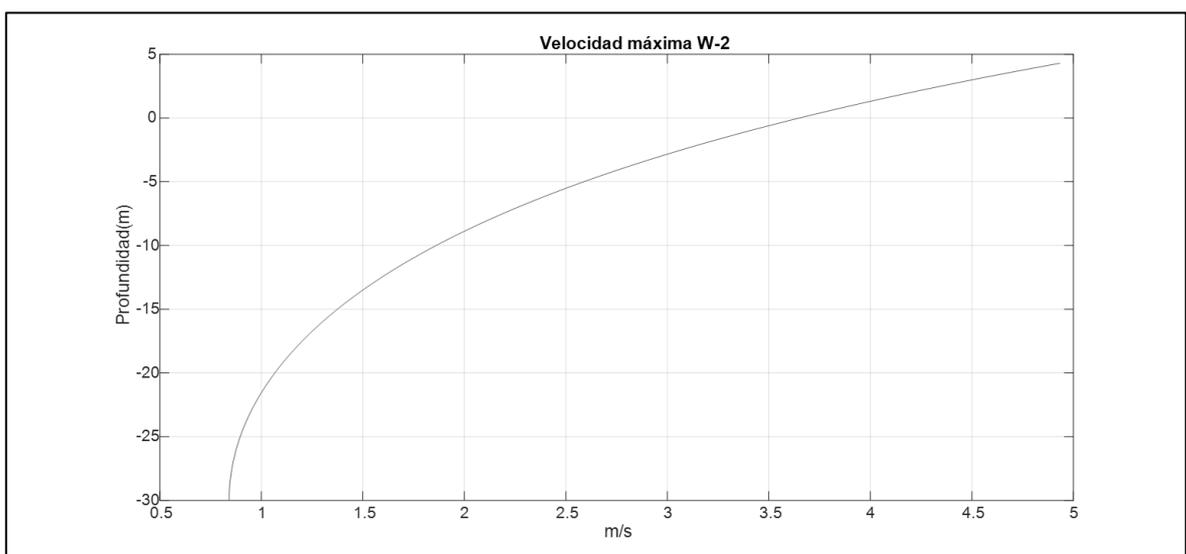


Figura 13. Velocidades máximas W-2

La aceleración máxima se obtiene cuando $t=Ts/4$.

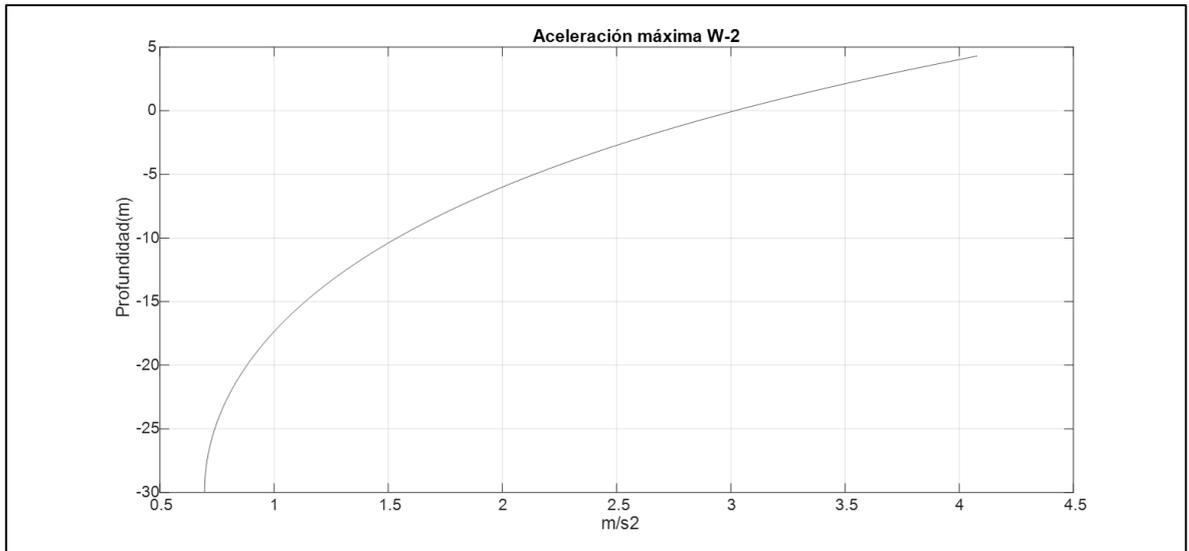


Figura 14. Aceleraciones máximas W-2

A continuación, se representan las fuerzas y momentos de inercia, arrastre y totales:

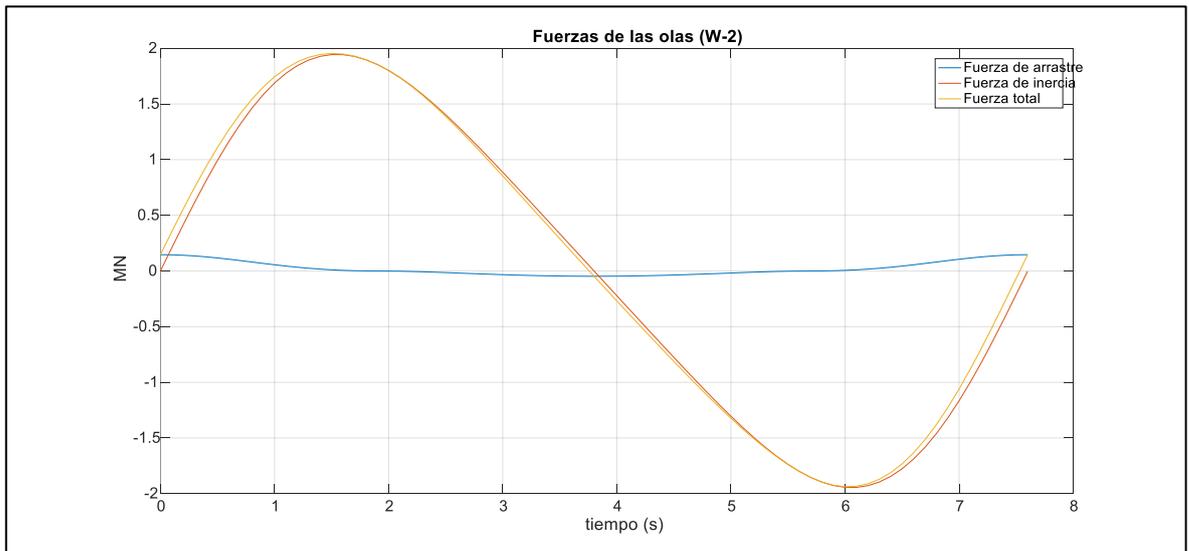


Figura 15. Fuerzas W-2

Se comprueba que el máximo de la fuerza de arrastre y el máximo de las fuerzas de inercia no ocurre al mismo tiempo.

A continuación, se representa los momentos en este escenario:

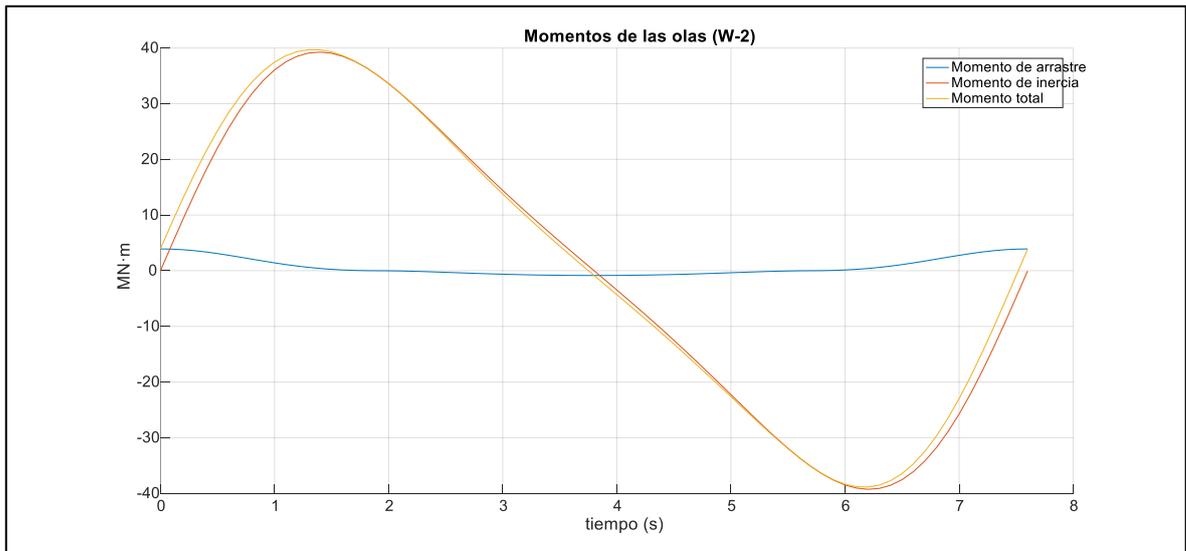


Figura 16. Momentos W-2

W-4

La elevación de la superficie del agua para este escenario es:

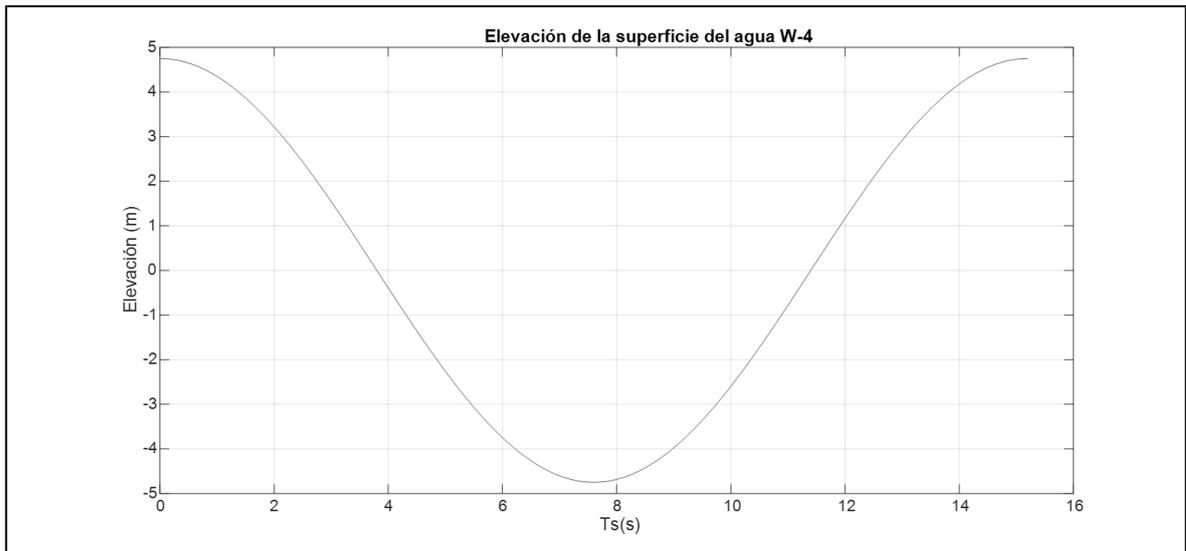


Figura 17. Elevación de la superficie del agua W-4

A continuación, se representa el perfil de velocidades máxima y de aceleraciones máxima. La velocidad máxima ocurre cuando $t=0$ s y la aceleración máxima cuando $t=TS/4$.

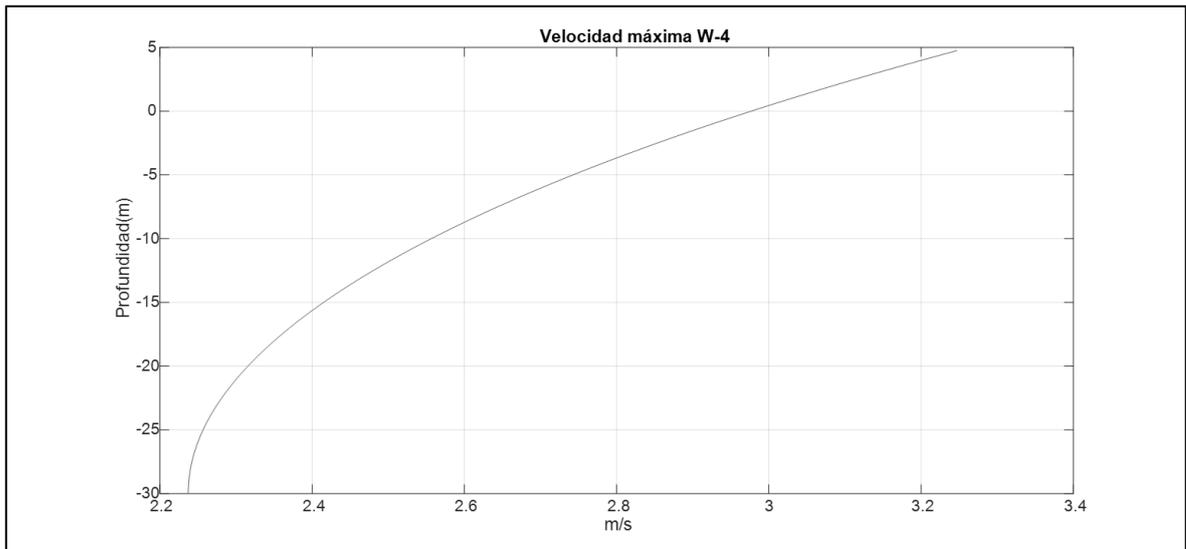


Figura 18. Velocidades máximas W-4

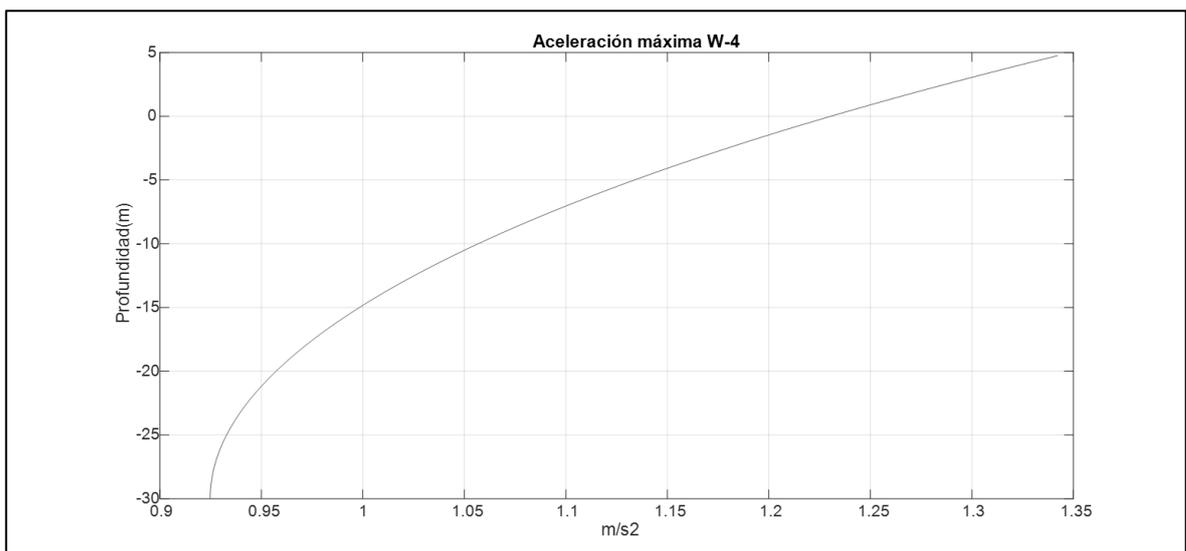


Figura 19. Aceleraciones máximas

De las gráficas se deduce que las velocidades y aceleraciones máxima ocurre en el escenario de oleaje W-2.

A continuación, se representan las fuerzas y momentos de inercia, arrastre y totales para este escenario, que al igual que en el caso anterior, los máximos no aparecen en el mismo instante de tiempo:

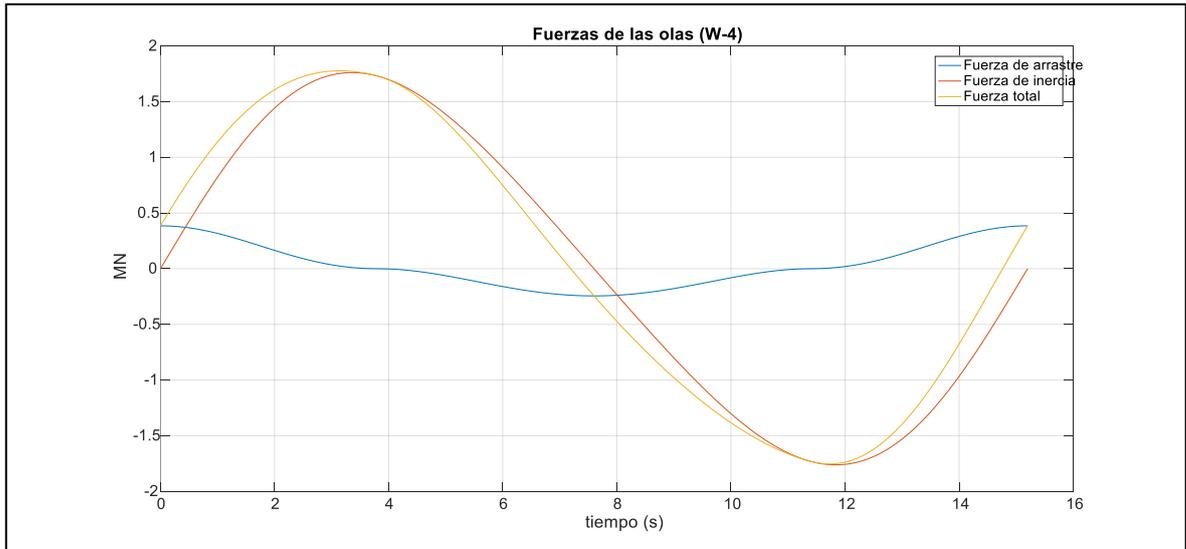


Figura 20. Fuerzas W-4

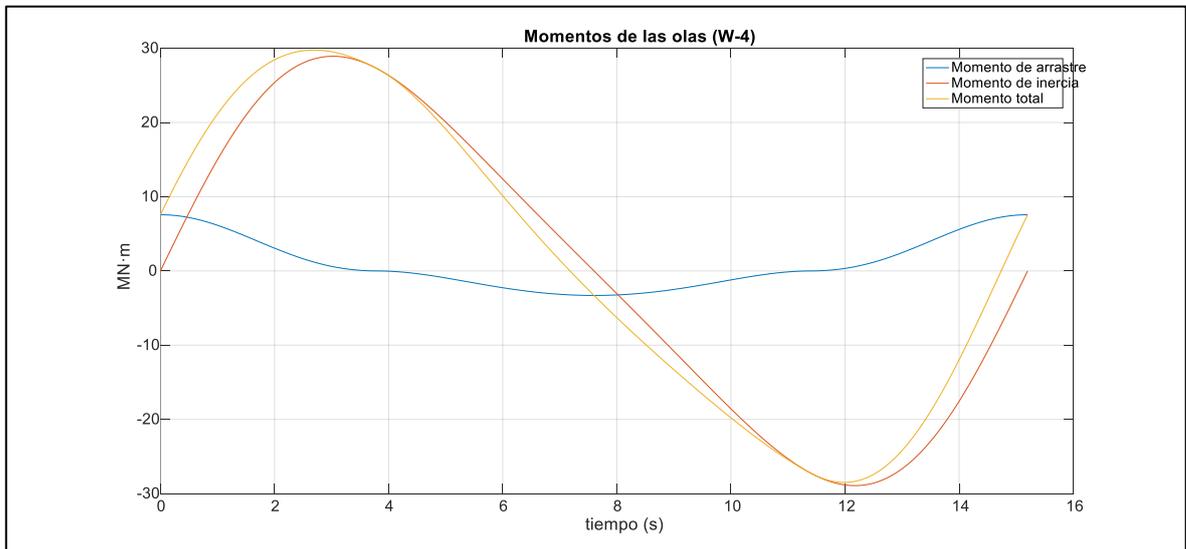


Figura 21. Momentos W-4

La fuerza y momento mayor se produce para el escenario W-2. A continuación se presentará una tabla con los resultados de los diferentes parámetros calculados para los dos escenarios:

Tabla 11. Cargas debidas a las olas

PARÁMETRO	UNIDAD	W-2	W-4
Coefficiente de arrastre	C_D	0,75	0,91
Coefficiente de inercia	C_m	1,91	1,84
Altura máxima de la ola	H [m]	8,59	9,5
Periodo máximo de la ola	T [s]	10,39	10,92
Fuerza máxima de arrastre	F_{DWmax} [MN]	0,15	0,39
Fuerza máxima de inercia	F_{IWmax} [MN]	1,94	1,76

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Memoria Justificativa

Fuerza máxima de ola	$F_{wavemaxWi}$ [MN]	1,95	1,78
Momento máximo de arrastre	M_{DWmax} [MN·m]	3,91	7,57
Momento máximo de inercia	M_{IWmax} [MN·m]	39,27	28,93
Momento máximo de ola	$M_{wavemaxWi}$ [MN·m]	39,7	29,76

Estas cargas se actualizarán y aumentarán una vez se apliquen posteriormente los factores dinámicos de amplificación.

3.3.3. Cargas de las corrientes

Los diferentes parámetros necesarios para el cálculo se detallan en el anejo correspondiente al estudio previo.

Tabla 12. Cargas debidas a las corrientes

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Fuerza de arrastre	Farrastre corriente	0,133	MN
Momento máximo	Marrastre corriente	2,31	MN·m

3.3.4. Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas más desfavorables pertenecen a estos dos escenarios:

Tabla 13. Combinación de cargas más desfavorables

Descripción	Escenario de viento	Escenario de olas	Escenario de Corrientes
<p style="text-align: center;">E-2</p> <p style="text-align: center;">Cargas de oleaje extremas</p> <p>Viento y olas actúan en la misma dirección</p>	ETM en U_R (U-2)	50-años EWH (W-4)	Corrientes
<p style="text-align: center;">E-3</p> <p style="text-align: center;">Escenario de viento extremo</p> <p>Viento y olas actúan en la misma dirección</p>	EOG en U_R (U-3)	1-año EWH (W-2)	Corrientes

En la siguiente tabla se muestran los valores de las cargas combinadas, para los dos escenarios más negativos, es decir los que van a tener un momento más elevado. Además, será necesario la aplicación de un factor de mayoración de 1,35 para la realización de cálculos posteriores.

Tabla 14. Cargas combinadas.

CARGAS	E-2 (U-2 + W-4 + Cor.)	E-3 (U-3 + W-2 + Cor.)
Fuerza máxima de viento [MN]	1,52	4,62
Momento máximo de viento [MN·m]	197,99	601,22
Fuerza máxima de ola [MN]	1,78	1,94
Momento máximo de ola [MN·m]	29,76	39,7
Fuerza máxima de corriente [MN]	0,13	0,13
Momento máximo de corriente [MN·m]	2,31	2,31
Fuerza total [MN]	3,43	6,71
Momento de vuelco total [MN·m]	230,06	643,23
Momento de vuelco total*(1.35) [MN·m]	310,58	868,36

Este momento total combinado, se actualizará una vez se apliquen los factores dinámicos de amplificación a las cargas debidas a las olas.

3.3.5. Carga vertical

La carga vertical se compone por la masa de todas las partes que forman la estructura. Además, se tendrá en cuenta el material de relleno de la base, el cual está compuesto por piedras de relleno con un peso específico de 21 kN/m³. Por otro lado, para calcular el peso de los elementos de hormigón se considerará un peso específico de hormigón armado de 26 kN/m³.

Tabla 15. Carga vertical

ELEMENTO	NOTACIÓN	VOLUMEN (m³)	CARGA (kN)
Soporte	ms	631,92	16429,92
Base	mb	1910,6	49675,60
Material de relleno	mballast	5414,20	113698,20
Empuje	Empuje	-	77893
Torre	mT	-	5921,2
Góndola	mRNA	-	5238,5
Unión torre-subestructura	munion	-	88,29
Carga total	Cargavertical	-	113,16 MN

3.4. Estabilidad Geotécnica

Este apartado muestra los procedimientos para evaluar la estabilidad geotécnica de la cimentación en función de:

- Capacidad de carga del terreno
- Vuelco de la estructura
- Resistencia al deslizamiento.
- Asentamiento inmediato.

3.4.1. Capacidad de carga. Comprobación de tensión admisible del terreno

Se deberá comprobar que la tensión máxima que se produce en el terreno no supere la presión admisible.

A continuación, se presentan los parámetro y resultados de la tensión admisible de terreno siguiendo lo expuesto en el apartado 2.3.1.1 donde se ha supuesto nulo el valor de cohesión de diseño y la presión efectiva de sobrecarga

Tabla 16. Datos y resultado de presión admisible sobre el terreno

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Excentricidad	e	7,67	m
Área efectiva	A_{eff}	657,7	m
Ancho efectivo	b_{eff}	20,95	m
peso específico efectivo del suelo	γ'	19,5	kN/m ³
Factor adimensional	N_{γ}	33,92	-
Factor de forma	s_{γ}	0,73	-
Factor de inclinación	i_{γ}	0,72	-
Presión admisible	q_d	3638,9	kN/m ²

A continuación, se muestra el resultado de la presión máxima que se ejerce sobre el lecho marino. Para ello, la distribución de presiones será triangulas al ser la excentricidad mayor a $\frac{D}{6}$. A continuación, se realizará el cálculo de la presión máxima sobre el terreno siguiendo lo indicado en el apartado 2.3.1.2.

Para el cálculo de la presión máxima en primer lugar se ha de calcular a la excentricidad considerando la carga vertical como el peso propio de la estructura.

$$e = \frac{M}{N + P} = \frac{868,36}{113,16} = 7,67 \text{ m} > \frac{40}{6}$$

Como a la excentricidad supera la sexta parte del diámetro, la distribución de presiones resultantes será triangular. Por lo tanto, se deberá calcular la zona comprimida de la base. Para ello, siguiendo lo expuesto en el apartado 2.3.1.2, se calculará el parámetro C_1 que determinará el alcance de la zona comprimida y el parámetro K para el cálculo de la presión máxima.

$$\frac{e}{D} = \frac{7,67}{40} = 0,20 \rightarrow C_1 = 0,755; K = 2,76$$

Por tanto, la zona comprimida (Figura 22) abarca:

$$D \cdot C_1 = 40 \cdot 0,755 = 30,2 \text{ m}$$

Y la presión máxima es:

$$\sigma_{max} = 2,76 \cdot \frac{4 \cdot 113,16 \cdot 10^6}{\pi \cdot 40^2} = 248537,63 \text{ N/m}^2$$

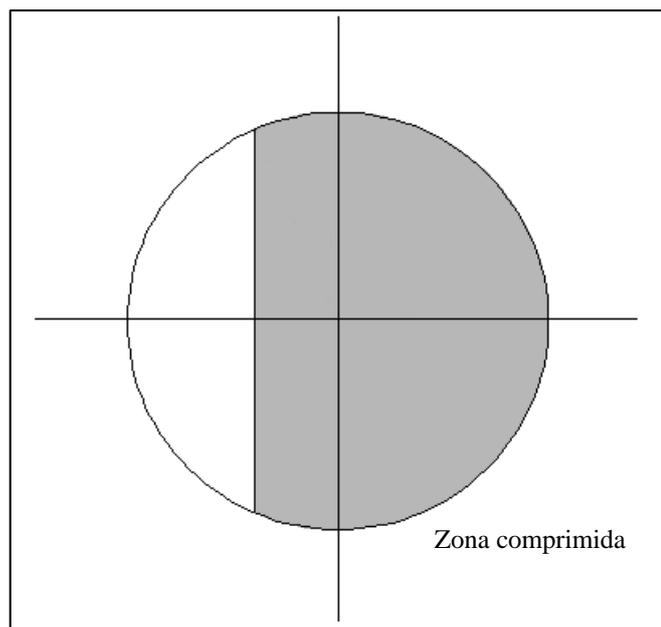


Figura 22. Zona comprimida

A continuación, se muestra una tabla resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 17. Presión máxima ejercida sobre el terreno

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Distribución	$e > \frac{D}{6} \rightarrow 7,67 > 6,67$	Triangular	-
Coeficiente K	K	2,76	-
Coeficiente C_1	C_1	0,76	-
Presión máxima	q_{dmax}	248,53	kN/m ²

Por tanto, se cumple que:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

Con un Factor de seguridad:

$$FS = \frac{q_d}{q_{dmax}} = 14,64$$

3.4.2. Resistencia al deslizamiento

Se debe cumplir que:

$$H_d < Sr ; \quad Sr = r \cdot (A_{eff} \cdot c_d + V_d \cdot \tan(\phi_d))$$

Donde H_d es la carga horizontal calculada en el apartado de combinación de cargas multiplicado por un factor de mayoración de 1,35.

Tabla 18. Resistencia al deslizamiento

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Fuerza horizontal	H_d	9,06	MN
Parámetro de rugosidad	r	1	-
ϕ_d	phid	35°	-
Fuerza Deslizamiento	Sr	79,23	MN

Se cumple que:

$$H_d < Sr$$

3.4.3. Comprobación al vuelco

Para asegurar la suficiente estabilidad frente al vuelco se cumplirá que:

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{res}}{M_d} > 1,5$$

Para este caso:

$$FS_{vuelco} = \frac{1395}{868,36} = 1,61 > 1,5$$

Por lo que la cimentación cumple con los 3 criterios de estabilidad.

3.4.4. Asentamiento inmediato

Calculando el asentamiento máximo en el centro para cimentaciones flexible, usando para ello el diámetro de 40 m y la presión obtenida en apartados anteriores se obtiene:

$$S_e = 60,3 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

Este valor puede ser mayor al real ya que se parte de una distribución triangular de presiones, usándose para el cálculo el valor máximo de la misma.

3.5. Rigidez

El cálculo de la rigidez de la cimentación requiere determinar el módulo de corte equivalente G. El módulo de corte se calculará a partir del módulo de elasticidad del suelo y el coeficiente de Poisson:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{150 \cdot 10^6}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 5,77 \cdot 10^7 \text{ N/m}^2 \quad (143)$$

Por tanto, la rigidez de la cimentación queda:

Tabla 19. Rigidez de la cimentación

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Rigidez Horizontal	K_H	$5,43 \cdot 10^9$	N/m
Rigidez de rotación	K_R	$1,76 \cdot 10^{12}$	N/rad
Rigidez de acoplamiento cruzado	$K_{x\phi\nu}$	$9,88 \cdot 10^9$	N

3.6. Deformaciones

A partir del cálculo de las rigideces de la cimentación se calculará la deflexión y la rotación del sistema. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 20. Deformaciones

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR	UNIDAD
Deflexión	despx	0,0341	cm
Rotación	rot	0,03	°

El valor de la deflexión está por debajo de 0,2 m y el de rotación por debajo de 0, 25°, por lo que se cumplen las condiciones establecidas de diseño. Se observa que en este tipo de cimentaciones los desplazamientos en la base son poco relevantes a la hora del diseño.

3.7. Frecuencia natural

La frecuencia natural del sistema ha de estar por encima del valor máximo de 1P y ser inferior al valor de mínimo de 3P, donde 1P se aumenta un 10% debido a la pérdida de rigidez del suelo con el paso del tiempo. El rango de frecuencia en las que puede estar comprendida la frecuencia natural para el aerogenerador seleccionado, Vestas V164-8.0 MW, se muestra en la Figura 23, cuyos valores límites son 0,22-0,24 Hz.

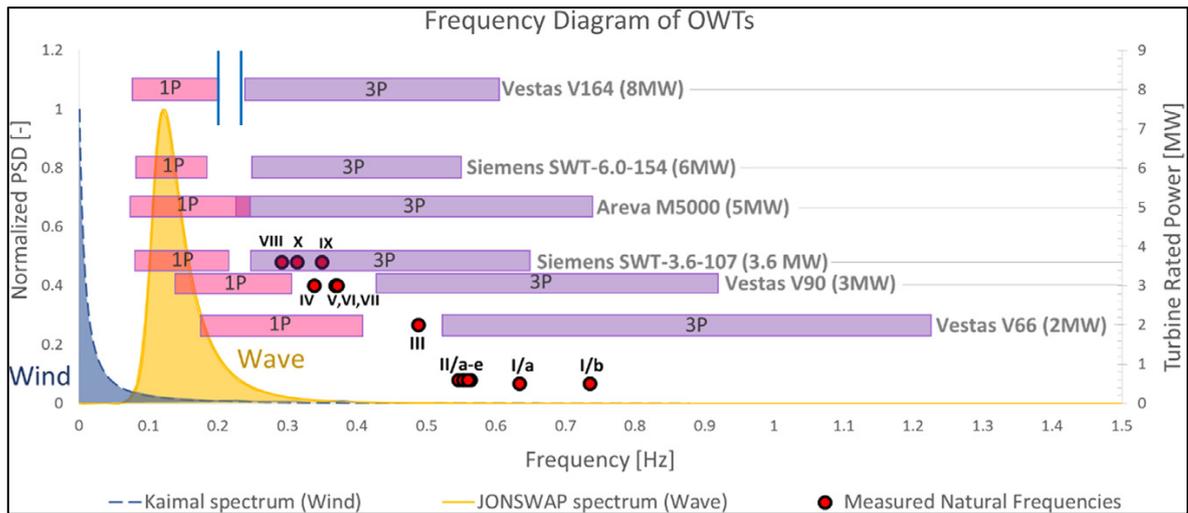


Figura 23. Frecuencias para distintos aerogeneradores. Fuente [16]

A continuación, se muestra el resultado obtenido de la frecuencia natural del sistema:

Tabla 21. Frecuencia natural

PARÁMETRO	NOTACIÓN	VALOR (Hz)
1P máximo	f_{\min}	0,22
3P mínimo	f_{\max}	0,24
Frecuencia natural	f_n	0,3066

La frecuencia natural del sistema no se encuentra entre el rango adecuado impuesto por el aerogenerador. La reducción de esta frecuencia es una tarea complicada ya que para reducirla sería necesario la disminución del espesor del soporte de hormigón, lo que llevaría a que dicho elemento no cumpla por criterios de resistencia además de dificultar la colocación del armado e imposibilitar la colocación del sistema de anclaje entre la torre y la subestructura. La otra opción es la colocación de peso en la parte superior de la torre, pero sería necesaria un valor elevado por lo que no se contempla esta posibilidad. El único parámetro que se puede modificar es la altura de la torre. Un aumento de la altura de la torre de 1 m supone una disminución de la frecuencia natural un 1,4 % y un aumento del momento de diseño de un 0,71 %. Esto supondría un aumento de la longitud de la torre de 20 m lo que conlleva un

aumento del diámetro de la base hasta 41,5 m, donde no se ha tenido en cuenta la variación del parámetro del viento como el factor de escala o la K de Weibull lo que podría suponer un aumento mayor de la cimentación.

Cambios posibles

A continuación, se considera espesor variable a lo largo de la torre, a diferencia de lo supuesto a comienzo del proyecto donde se consideraba un espesor constante. Se supondrá un espesor en la base de la torre de 36 mm y en la parte superior de 22 mm. Estos valores se han obtenido de “*Cian Desmond et al 2016 J. Phys.: Conf. Ser. 753*” [17], donde se describe un aerogenerador de 8 MW, basado en Vestas V164 de 8 MW, como parte del proyecto LEANWIND FP7 de la UE con el fin de facilitar la investigación sobre la eficiencia de la arquitectura logística y naval para futuras instalaciones eólicas marinas. El diseño de este aerogenerador de referencia ha sido verificado y validado por la consultora de diseño DNV-GL.

Estos nuevos valores suponen una disminución de 3,8% de la frecuencia natural, alcanzando el valor de 0,2950 en comparación con 0,3066. Estas nuevas dimensiones supondrían una disminución del peso de la torre en un 34%, aumentan la excentricidad del sistema hasta 7,81 (un aumento de 1,8 %) pero que no implicaría cambios en las dimensiones de la base.

Con estos nuevos valores tampoco se consigue entrar en el rango de frecuencia especificado. En el artículo se destaca la dificultad de diseñar una estructura para la cual la primera frecuencia natural encaje dentro de la banda de frecuencia del Vestas V164, por lo que propone unos valores distintos de velocidad de operación del rotor para el diseño de la turbina de referencia. El nuevo rango de velocidades de operación que propone es 6,3-10,5, lo que suponen una banda de frecuencias permisibles entre 0,1925 - 0,3150 Hz.

Adoptando estos valores, la primera frecuencia natural de la estructura para las condiciones iniciales de proyecto sería correcto, por lo que la solución que se podría adoptar sería el cambio de las velocidades de operación del rotor, en especial, la velocidad de operación inferior que es la que impone la frecuencia límite superior.

Sin embargo, el estudio del cambio de velocidades de la operación del rotor es un tema complejo, y que depende de varios parámetros entre los que destacan: el coeficiente de potencia C_p , relación de la velocidad de punta λ (relación entre la velocidad en punta de la pala y la del viento).

Las curvas $C_p - \lambda$ se utilizan en el diseño de la turbina eólica para determinar la potencia del rotor para cualquier combinación de velocidad de viento y velocidades del rotor. Para las turbinas de velocidad variables, la velocidad de rotación se ajusta para una velocidad de viento dada de tal forma que λ es mantenida en su óptimo λ_{opt} , punto donde el coeficiente de potencia alcanza un máximo. De esta forma, la turbina opera con una relación constante de velocidad de viento y velocidad de rotor, de tal forma que un aumento de la velocidad e viento produce un aumento de la velocidad del rotor, hasta que se alcance la potencia nominal del aerogenerador, siendo ésta mantenida por el ajuste del ángulo de paso de las palas.

Con esto, se puede suponer que el aumento de la velocidad de operación del rotor llevaría a un aumento de la velocidad de arranque de la turbina. A continuación, se determinará dicha velocidad de manera aproximada ya que no se dispone de los datos de coeficiente de potencia ni de relación de velocidad de punta del aerogenerador ni se conoce el sistema de control de éste.

La relación de velocidad de punta viene dada por:

$$\lambda = \frac{\omega \cdot R}{v_{viento}}$$

Donde ω es la velocidad angular del rotor en rad/s, R es el radio del rotor y v es la velocidad de viento en m/s.

Suponiendo que la velocidad angular máxima se alcanza con la potencia nominal, por medio de la curva potencia velocidad del aerogenerador se obtiene la velocidad de viento a la cual se alcanza la potencia nominal. Para este caso es para $v=13$ m/s, siendo la velocidad angular máxima de 12,1 rpm o lo que es lo mismo 1,267 rad/s. La relación óptima es:

$$\lambda = \frac{1,267 \cdot 82}{13} = 8$$

Si suponemos que se mantiene la relación óptima para todas las velocidades de operación, la velocidad de viento para la velocidad angular de 6,3 rpm (0,66 rad/s) es:

$$v = \frac{0,66 \cdot 82}{8} = 6,7 \text{ m/s}$$

Introduciendo este valor en el Excel para el cálculo de la energía del aerogenerador, se obtiene una energía total de 43408076,2 kW·h frente a 44560287,4 kW·h que se obtenía

para la velocidad de arranque de 4 m/s. Esto supone una reducción de 2,6% de la energía producida en un primer lugar.

3.8. Factor dinámico de amplificación

El factor dinámico de amplificación de las cargas debidas a las olas se calcular a partir de la frecuencia pico de las olas y de un factor de amortiguamiento. Este factor de amortiguamiento viene condicionado por las direcciones principales en las que las fuerzas actúan en el aerogenerador y que toman los siguientes valores:

- Factor de amortiguamiento x (ξ_x): 2%
- Factor de amortiguamiento y (ξ_y): 0,5%

A continuación, se presenta los datos necesarios y el cálculo de los factores de amplificación para cada escenario de oleaje W-2 y W-4.

Tabla 22. Factores de amplificación dinámicos

PARÁMETRO	NOTACIÓN	W-2	W-4
Periodo máximo de la ola	T [s]	10,39	10,92
Frecuencia	Efe [Hz]	0,0962	0,0916
Amplificación dinámica X	DAFx	1,1160	1,1040
Amplificación dinámica Y	DAFy	<u>1,1183</u>	<u>1,1060</u>

Se escogerá el máximo para de cada escenario y se volverá a calcular las cargas debidas al oleaje.

3.9. Cargas de las olas actualizada con el factor dinámico de amplificación

Las cargas actualizadas debidas al oleaje toman los siguientes valores:

Tabla 23. Cargas actualizadas de las olas

PARÁMETRO	NOTACIÓN	W-2	W-4
Fuerza máxima de ola	$F_{w_{\text{wavemax}Wi}}$ [MN]	1,95	1,78
Momento máximo de ola	$M_{w_{\text{wavemax}Wi}}$ [MN·m]	39,70	29,76
Fuerza máxima de ola DAF	$F_{w_{\text{wavemax}WTOTAL}}$ [MN]	2,19	1,97
Momento máximo de ola DAF	$M_{w_{\text{wavemax}WTOTAL}}$ [MN·m]	44,40	32,92

3.10. Resumen de las cargas actualizadas

La siguiente tabla muestra el resumen de las cargas de los dos escenarios planteados donde se ha actualizado el momento debido a las olas.

Tabla 24. Resumen Cargas actualizadas

CARGAS	E-2 (U-2 + W-4 + Cor.)	E-3 (U-3 + W-2 + Cor.)
Fuerza máxima de viento [MN]	1,52	4,62
Momento máximo de viento [MN·m]	197,99	601,22
Fuerza máxima de ola [MN]	1,97	1,95
Momento máximo de ola [MN·m]	32,92	44,4
Fuerza máxima de corriente [MN]	0,13	0,13
Momento máximo de corriente [MN·m]	2,31	2,31
Fuerza total [MN]	3,43	6,71
Momento de vuelco total [MN·m]	233,21	647,92
Momento de vuelco total*(1.35) [MN·m]	314,83	874,83

3.11. Dimensionamiento de los elementos de hormigón armado de la cimentación

Se describirá a continuación el armado necesario de cada elemento que constituye la subestructura. Se calcularán las armaduras necesarias para flexión simple, axil y cortante cuando sean necesarios siguiendo los procedimientos expuestos en el apartado 2.8. Los esfuerzos que se utilizarán para el dimensionamiento corresponden con la hipótesis más desfavorable que se obtenga en la simulación con Salome-CodeAster (Anexo IV).

3.11.1. Losa

La losa se dimensionará siguiendo los resultados obtenidos para las condiciones de operación que se muestran en el Anexo IV, al obtenerse unos esfuerzos mayores respecto a la hipótesis de transporte. De los resultados obtenidos en la simulación, se puede determinar las armaduras necesarias en este elemento, siendo necesarias la colocación de armaduras radiales superiores e inferiores, circunferenciales, refuerzos y en la zona central, debido a la geometría circular de la base y para evitar la confluencia de barras en la zona central, se dispondrá de una armadura ortogonal. El esquema del armado necesario se muestra en la Figura 24.

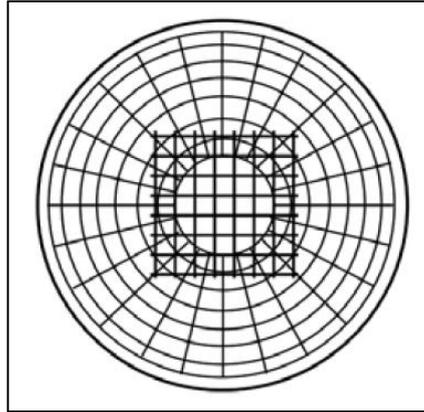


Figura 24. Esquema de armado radial, circunferencial y ortogonal de la losa.

Los armados que deberán disponerse respecto a una sollicitación de flexión simple se determinarán según las Figuras 13 y 14 del Anexo IV, correspondientes a los momentos en la losa. La figura 13 (Momentos alrededor del eje y) se usará para el cálculo de las armaduras radiales y sus refuerzos, y la Figura 14 (Momentos alrededor del eje x) se usará para la determinación de las armaduras circunferenciales.

3.11.1.1. Armadura radial

Respecto a las armaduras radiales, será necesario la colocación de una armadura radial principal en la cara inferior que soporte los momentos negativos menores del elemento. Esta armadura radial vendrá acompañada de un refuerzo en el empotramiento exterior, donde se dan los momentos negativos mayores, por lo que será necesario un complemento a la armadura inferior para soportarlos. De esta forma, se consigue optimizar el armado principal, siendo sólo necesario la presencia de más cantidad de barras en la zona del empotramiento. Además, como se aprecia en la Figura 13, se generan momentos positivos en la sección, por lo que será necesario la colocación de una armadura radial superior. Para ello, se calculará una armadura principal superior con refuerzos en la zona central, donde se dan los momentos positivos mayores.

A continuación, se realizará el cálculo para una sollicitación de flexión simple de la armadura radial inferior principal a modo de ejemplo:

Armadura radial principal inferior

Datos:

- $M_d = 8,248 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{m}$
- b (ancho de la sección) = 1 m

- h (canto de la losa) = 1 m
- c (recubrimiento) = 0,06 m
- d (canto útil) = $h - c = 0,94$ m
- $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$ (Acero B500)

Se seguirá el procedimiento propuesto en la EHE-08 en su Anejo 7.

La cuantía mínima geométrica es de 0,0018 a repartir en las dos caras, por lo que en la cara inferior la cuantía mínima es 0,0009 lo que equivale a un $A_s=846 \text{ mm}^2$.

En primer lugar, se comprobará que el momento de diseño no supere el momento límite a partir del cual es necesaria una armadura de compresión. Para ello se usará la ecuación (93), debiéndose determinar antes la capacidad mecánica del hormigón mediante la ecuación (94):

$$U_0 = \frac{45 \cdot 10^6}{1,5} \cdot 1 \cdot 0,94 = 2,82 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Por lo que el momento límite es:

$$M_l = 0,375 \cdot 2,82 \cdot 10^7 \cdot 0,94 = 9,94 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

El momento de diseño es inferior al límite por lo que la armadura de inferior se calcula como:

$$U_{s1} = 2,82 \cdot 10^7 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 8,248 \cdot 10^5}{2,82 \cdot 10^7 \cdot 0,94}} \right) = 8,92 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{8,92 \cdot 10^5}{434,8} = 2051,52 \text{ mm}^2$$

Esta área se cubre disponiendo de 2 barras de 40 mm de diámetro, 2 $\Phi 40$, cuya área es:

$$A_s = 2513,3 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la cuantía geométrica:

$$\rho = \frac{2513,3}{940 \cdot 1000} = 0,0027 > \rho_{min}$$

La elección de número de barras y el diámetro 2 $\Phi 40$ se debe a que cualquier otra configuración no respetaría la distancia mínima entre barras, que debe ser al menor, el diámetro de la barra.

Si se realiza el mismo cálculo con el procedimiento que se describe en el libro Hormigón Armado (Jiménez Montoya) y en el apartado 2.8.2, el área del acero es similar, obteniéndose un valor de cálculo:

$$A_{s1} = 2063,3 \text{ mm}^2$$

Refuerzo de la armadura radial inferior en el empotramiento exterior

El momento de diseño es $M_d=1,828 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{m}$ y los datos respecto a la sección son los mismo que en el caso anterior.

Realizando los cálculos para este momento se requiere de un área del acero de:

$$A_{s1} = 4694,8 \text{ mm}^2$$

Como ya se dispone de una armadura principal de $A_s = 2513,3 \text{ mm}^2$, el área necesaria para el refuerzo se obtiene de la diferencia entre ambas:

$$A_{s1} = 4694,8 - 2513,3 = 2181,5 \text{ mm}^2$$

La armadura escogida es 5 barras de 25 mm de diámetro, $5 \Phi 25$, cuya área es $2454,4 \text{ mm}^2$.

Armadura radial principal superior

- $M_d=2,720 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{m}$

El área requerida y la cuantía geométrica:

$$A_{s1} = 670,45 \text{ mm}^2 \rightarrow \rho = 0,0007 < \rho_{min}$$

La cuantía geométrica mínima es de 0,0009, lo que corresponde con un área de barras mínimas de $A_{s1} = 846 \text{ mm}^2$. Sin embargo, el área de las barras por cuantía mecánica mínima es:

$$A_{s1} \geq 0,04 \cdot 1000 \cdot 1000 \cdot \frac{30}{434,8} = 2759,9 \text{ mm}^2$$

La armadura que cumple con este valor es $2 \Phi 40$, cuya área es $2513,3 \text{ mm}^2$, es muy próxima a la cuantía mecánica y la única que permite el armado sin recurrir a grupos de barras.

Refuerzo central de la armadura radial superior

- $M_d=8,248 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{m}$

Realizando los cálculos para este momento se requiere de un área del acero de:

$$A_{s1} = 2063,3 \text{ mm}^2$$

La armadura calculada radial superior dispone de un $A_s=2513,3 \text{ mm}^2$, por lo que no será necesario la colocación de ningún refuerzo.

A continuación, se presenta una tabla a modo de resumen donde se indica las dimensiones de la sección rectangular escogida, el momento de diseño, el área calculada y los datos de la armadura que se dispone para cumplir los requisitos.

Tabla 25. Armadura Radial y Refuerzos

	Datos Sección			Esfuerzo M_d (N·m)	Área calc. A_{s1} (mm ²)	Datos Armadura		
	b (m)	h (m)	c (m)			Armadura	A_s (mm ²)	ρ
Radial inferior	1	1	0,06	$8,248 \times 10^5$	2051,52	2 Φ 40	2513,3	0,0027
Refuerzo empotramiento inferior	1	1	0,06	$1,828 \times 10^6$	2181,5	5 Φ 25	2454,4	0,0026
Radial superior	1	1	0,06	$2,720 \times 10^5$ $8,248 \times 10^5$	2759,9*	2 Φ 40	2513,3	0,0027

* Área requerida por cuantía mínima mecánica

3.11.1.2. Armadura circunferencial

Se colocará una armadura circunferencial tanto en la cara inferior como en la superior. La armadura inferior contará con refuerzos en los empotramientos laterales.

El procedimiento de dimensionamiento será igual que en el caso anterior. Del mismo modo, el armado de los refuerzos se llevará a cabo descontando el área de la armadura principal a la obtenida para soportar el momento de diseño. A continuación, se presenta una tabla resumen:

Tabla 26. Armadura Circunferencial y Refuerzos

	Datos Sección			Esfuerzo M_d (N·m)	Área calc. A_{s1} (mm ²)	Datos Armadura		
	b (m)	h (m)	c (m)			Armadura	A_s (mm ²)	ρ
Circ. inferior	1	1	0,06	$5,500 \times 10^5$	1365,8	7 Φ 16	1407,4	0,0015
Refuerzo inf,	1	1	0,06	$1,441 \times 10^6$	2256,5	8 Φ 20	2513,3	0,0027
Circ. superior	1	1	0,06	$7,747 \times 10^5$	2759,9*	9 Φ 20	2945,2	0,0031

* Área requerida por cuantía mínima mecánica

El área calculada de la armadura circunferencial superior se obtiene por cuantía mecánica, ya que la necesaria para el momento de diseño era menor a ésta.

3.11.1.3. Armadura Ortogonal

En la zona central se dispondrá de una armadura ortogonal de 7,4 m cada lado. Esta armadura se dimensionará con el momento mayor del empotramiento interior que se obtiene en la figura 14 del Anexo IV.

Tabla 27. Armadura Ortogonal

	Datos Sección			Esfuerzo	Área calc.	Datos Armadura		
	b (m)	h (m)	c (m)	M _d (N·m)	A _{s1} (mm ²)	Armadura	As (mm ²)	ρ
Armadura vertical	1	1	0,06	8,248 x 10 ⁵	2063,3	7 Φ 20	2199,1	0,0023
Armadura horizontal	1	1	0,06	8,248 x 10 ⁵	2063,3	7 Φ 20	2199,1	0,0023

3.11.1.4. Armadura a Cortante

En primer lugar, se comprobará si la sección es capaz de soportar el cortante de diseño, Q_d=1,008·10⁶ N obtenido de los resultados la Figura 16, sin la necesidad de armaduras a cortantes.

Comprobación piezas sin armadura a cortante

Se calculará en primer lugar el esfuerzo cortante último según la ecuación (111).

$$V_{uz} = V_{cu} = \frac{0,18}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{940}} \right) \cdot (100 \cdot 0,0027 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot 940 = 3,79 \cdot 10^5 N$$

Se calcula el esfuerzo cortante último mínimo dado por la EHE-08:

$$V_{cu,min} = \frac{0,075}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{940}} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot 45^{\frac{1}{2}} \cdot 1000 \cdot 940 = 5,6 \cdot 10^5 N$$

El cortante de diseño es superior a estos dos valores, por lo que es necesario la disposición de una armadura de cortante.

Dimensionamiento de la armadura a cortante

Se calcula un nuevo esfuerzo cortante último:

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{940}} \right) \cdot (100 \cdot 0,0027 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot 940 = 3,16 \cdot 10^5 N$$

Por lo que el esfuerzo a resistir por la armadura según la ecuación (115):

$$V_{su} = 1,008 \cdot 10^6 - 3,16 \cdot 10^5 = 6,92 \cdot 10^5 N$$

A continuación, se calcula la separación entre planos de estribos s_t siguiendo la ecuación (116). Para ellos se dispondrá de una armadura de 16 mm de diámetro y 4 ramas.

$$s_t = \frac{0,9 \cdot 940}{6,92 \cdot 10^5} \cdot 347,8 \cdot \sqrt{2} \cdot (4 \cdot \pi \cdot 8^2) = 483,6 \text{ mm}$$

Además, se debe cumplir la condición 1 de la ecuación (117) ya que $Q_d \leq \frac{U_1}{5} = 1,692 \cdot 10^6$

La separación máxima entre estribos será de 483,6 mm.

3.11.2. Pared

El dimensionamiento de la armadura de la pared se hará por combinación de los resultados obtenidos en ambas hipótesis de trabajo (apartado 2.2 del Anexo IV). Esto se debe a que durante el transporte la cara traccionada es la exterior y en condiciones de operación la cara traccionada es la interior. Se dispondrá de un armado vertical y longitudinal en ambas caras.

Armaduras verticales

La armadura vertical se calculará en primer lugar teniendo en cuenta el axil en cada cara, que se obtiene de las figuras 22 y 28 para la dirección y. Se realizará el cálculo para hipótesis de transporte de la determinación de la armadura en la cara exterior:

Datos:

- $N_d = 8,02 \cdot 10^4 N$
- $b = 1 \text{ m}$
- $h = 0,6 \text{ m}$
- $c = 0,06 \text{ m}$

La cuantía mínima geométrica es de 0,0009 en la cara a tracción, un $A_s = 486 \text{ mm}^2$. El área mínima por cuantía mecánica mínima es de $A_s = 1655,9 \text{ mm}^2$.

El área de acero se calcula como:

$$A_{s1} = \frac{N_d}{f_{yd}} = \frac{8,02 \cdot 10^4}{434,8} = 184,45 \text{ mm}^2 \rightarrow 92,23 \text{ mm}^2 \text{ en una cara.}$$

Como se observa, la cuantía obtenida se menor a la cuantía mínima mecánica de la cara a tracción, por lo que el área que se dispondrá será la correspondiente a ésta:

$$A_{s1} = 1655,9 \text{ mm}^2$$

En el caso de la hipótesis de operación ocurre lo mismo, por lo que el área de acero requerida en ambas caras a tracción será la dispuesta anteriormente.

Además, se comprueba fácilmente, que esta cuantía soporta los momentos de diseño en ambas hipótesis, no siendo necesario aumentar la armadura.

Refuerzo negativo cara exterior

El momento de diseño para el cual se necesita el refuerzo es:

- $M_d = 1,288 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{m}$

Para el cual se obtiene un área necesaria de $A_{s1} = 566,3 \text{ mm}^2$. La armadura principal dispone de un área de barras mayor, por lo que no es necesario la colocación de armadura de refuerzo.

Armadura horizontal

Se utilizará los axiles en dirección x de las figuras 22 y 28 del Anexo IV. El área requerida por cuantía mínima para este caso es de 0,0016 en cada cara, $A_{s1} = 864 \text{ mm}^2$ y para cuantía mecánica mínima $A_s = 1655,9 \text{ mm}^2$. Igual que en el caso anterior, el área de acero viene dado or la cuantía mecánica mínima.

Esta cuantía es capaz de resistir los momentos de las figuras 23 y 29 del Anexo IV que se dan en la sección, por lo que no será necesario más cantidad de armadura.

Armadura a cortante

El cortante máximo que se obtiene es $V = 1,235 \cdot 10^5 \text{ N}$ (figura 24). Realizando la comprobación a cortante, no es necesario la colocación de armadura para soportar este esfuerzo.

A continuación, se muestra una tabla resumen con los esfuerzos de diseño, el área que se obtuvo de cálculo y la disposición de las armaduras

Tabla 28. Armaduras de la pared

	Cara	Esfuerzo	Área calc.	Datos Armadura			Datos Sección		
		N_d (N)	A_{s1} (mm ²)	Armadura	A_s (mm ²)	ρ	b (m)	h (m)	c (m)
		M_d (N·m)							
Armadura vertical	Exterior	$8,02 \cdot 10^4$	1655,9*	9 Φ 16	1809,6	0,0034	1	0,6	0,06
		$1,22 \cdot 10^4$							
		$5,83 \cdot 10^4$							
	Interior	$2,67 \cdot 10^4$							
		$1,29 \cdot 10^5$							
Armadura horizontal	Exterior	$3,13 \cdot 10^5$	1655,9*	9 Φ 16	1809,6	0,0034	1	0,6	0,06
		$5,00 \cdot 10^4$							
	Interior	$3,13 \cdot 10^5$							
		$5,00 \cdot 10^4$							
Cortante	No se requiere armadura a cortante								

* Área requerida por cuantía mínima mecánica

3.11.3. Elemento de Compartimentación/Cartela

La hipótesis de trabajo más desfavorable es la de operación, por lo que el elemento de compartimentación (Cartela) estará sometido a la misma distribución triangular de presiones que se calculó para la losa. El armado de la pieza se llevará a cabo siguiendo lo expuesto en la EHE-08 para ménsulas cortas y en el libro Hormigón Armado-Jiménez Montoya, al presentar similitudes con éstas en su comportamiento.

La armadura principal para una tracción de cálculo igual a:

$$A_1 \cdot f_{yd} = R \cdot tg\theta \quad (144)$$

Por lo tanto, lo primero que se calculará será la fuerza resultante que actúa sobre el elemento y su punto de aplicación.

El punto de aplicación de la fuerza se calculará a partir del diagrama de presiones que actúa sobre la base y cuyo valor máximo y mínimo se muestra en la Figura 25.

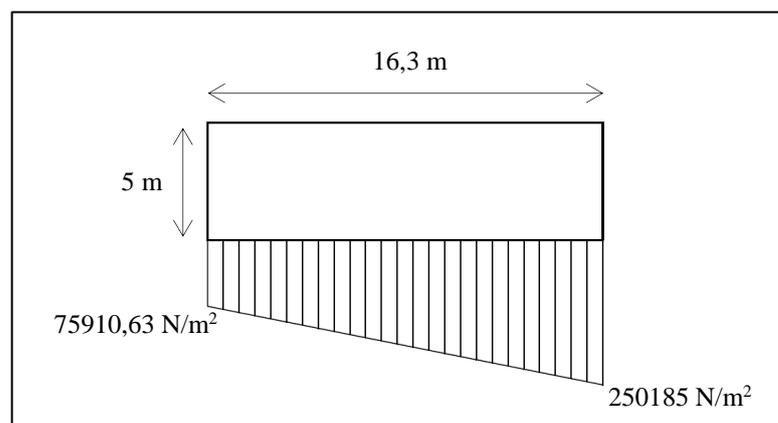


Figura 25. Diagrama de presión sobre la compartimentación

$$x = \frac{75910,63 \cdot 16,3 \cdot \frac{16,3}{2} + \frac{1}{2} \cdot (250185 - 75910,63) \cdot 16,3 \cdot \frac{2}{3} \cdot 16,3}{75910,63 \cdot 16,3 + \frac{1}{2} \cdot (260185 - 75910,63) \cdot 16,3} = 9,6 \text{ m}$$

A continuación, se calculará el valor de la resultante, para ello, se multiplicará cada presión por el valor del entrevigado para obtener una carga lineal. La presión máxima deberá ser multiplicada por 20 m y la mínima por 3,8 m, correspondiente al borde exterior e interior de la losa respectivamente. En la Figura 26 se muestra la carga lineal.

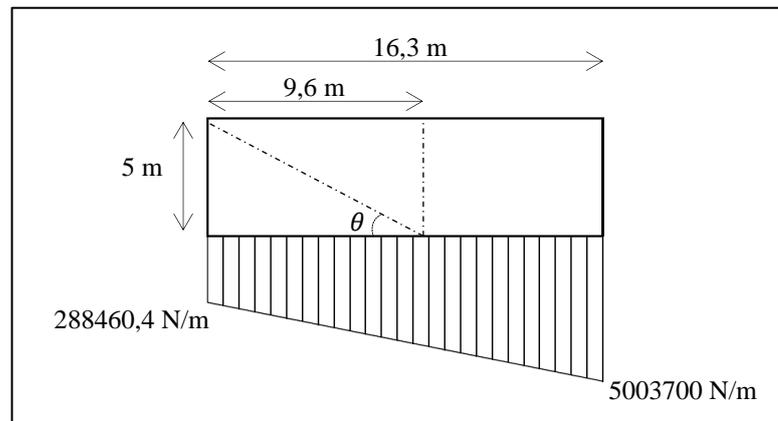


Figura 26. Carga lineal sobre la compartimentación

La resultante queda:

$$R = \frac{(5003700 - 288460,4) \cdot 16,3}{2} + 288460,4 \cdot 16,3 = 21972536,92 \text{ N}$$

Por lo que el área de la armadura que se deberá disponer será:

$$A_1 = \frac{21972536,92 \cdot \frac{5}{9,6}}{434,8} = 26278 \text{ mm}^2 \rightarrow 54 \Phi 25 \text{ mm}$$

Esta área equivale a 54 barras de 25 mm de diámetro, 54 $\Phi 25 \text{ mm}$, que se repartirán entre las dos caras del elemento y se deberá repartir en una altura de $0,12 \cdot 9,6 = 1,15 \text{ m}$ desde la base, ya que será en esta zona donde se encuentre las tracciones máximas.

A partir de la altura antes especificada se deberá disponer de un área de armadura secundaria en cada cara de:

$$A_2 = \frac{0,2 \cdot R}{f_{yd}} = 10106,9 \text{ mm}^2 \rightarrow 51 \text{ } \Phi 16 \text{ mm}$$

En cuanto a la armadura vertical, se deberá de disponer de un mínimo de 0,1% de cuantía geométrica, lo que equivale a tener un mínimo de 50 $\Phi 16 \text{ mm}$ en cada cara.

3.11.4. Soporte de hormigón

El soporte de hormigón será de sección anular, con diámetro exterior de 7,4 m y espesor de 0,74 m. Las dimensiones se han escogido de acuerdo con la información obtenida de otras subestructuras de aerogeneradores marino de cimentación por gravedad ya instalados. El hormigón utilizado será C45 y barras corrugadas de B500.

Se calculará la cuantía geométrica mínima necesaria según la ecuación (121). Para ello, a continuación, se proporcionan los esfuerzos a los que se ve sometido el soporte y los datos del hormigón y acero que se usará:

Datos:

- $M_d=859,79 \text{ MN}\cdot\text{m}$
- $N_d=22,75 \text{ MN}\cdot\text{m}$
- $f_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd}=30 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd}=434,8 \text{ N/mm}^2$
- $r_{\text{interno}}=2,86 \text{ m}$
- $t \text{ (espesor)}=0,74 \text{ m}$
- $A_c=15,48 \text{ m}^2$

Por la tanto, la expresión queda:

$$\frac{859,78}{22,75 \cdot 0,9 \cdot 2,96} = 1 + \left[6 - 2 \cdot \left(\frac{22,75}{2,96 \cdot 0,74 \cdot 30} \right)^2 \right] \cdot \frac{\rho \cdot \left(\frac{434,78}{30} \right)}{\frac{22,75 \cdot 0,9}{2,96 \cdot 0,74 \cdot 30}}$$

Despejando la cuantía geométrica se obtiene:

$$\rho = 0,0488$$

A continuación, se calculará el número de barras que se usará suponiendo que el diámetro de cada una es de 40 mm.

$$\rho = \frac{A_S}{A_C} \rightarrow A_S = 15,48 \cdot 0,0488 = 0,755 \text{ m}^2$$

Esto supone un número total de barras de 602 a repartir entre las dos caras a partes iguales. Debido a que 301 barras de 40 mm en cada cara no cumplen la distancia mínima entre barras, se optará por hacer grupos de 2 barras de 40 mm. A continuación, se calculará el diámetro equivalente del grupo:

$$A_e = 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 40^2 = 2513,3 \text{ mm}^2$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4 \cdot A_e}{\pi}} = 56,57 \text{ mm}$$

Se obtiene finalmente 302 grupos de barras de 40 mm, repartiéndose entre las dos caras. Cada cara contará con 151 grupo de 2 barras de 40 mm siendo la separación entre cada grupo de 11 cm en la cara externa y 9 cm en la cara interna.

Se comprueba con el programa de MATLAB complementario obteniéndose el mismo número de barras para el diámetro equivalente dado.

Además, se dispondrá de armadura circunferenciales cuya misión es la de evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón y contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortante.

El diámetro de esta armadura circunferencial no debe ser inferior a la cuarta parte de diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, siendo en este caso el diámetro igual a 16 mm.

La separación entre armaduras circunferencial no será menor a $S \leq 15 \cdot \phi$ siendo aconsejable no adoptar valores mayores a 30 cm. El menor valor entre los dos es 30 cm por lo que optará por una separación de 30 cm entre cada barra circunferencial.

3.12. Comprobación de estado límite de fisuración. Cálculo de la anchura de fisura

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración consiste en satisfacer que la abertura de fisuración sea menor o igual a la abertura de fisuración máxima, que viene

definida Tabla O2 de DNV-OS-C502 y que para este caso tratarse de estructuras marinas la abertura máxima no podrá superar 0,4 mm.

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando el momento de servicio sea mayor que el momento de fisuración, el cuál viene dado por:

$$M_f = \left[\left(1,6 - \frac{1000}{1000} \right) \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{45^2} \right] \cdot \frac{1 \cdot 1^2}{6} \cdot 1000 = 3,83 \cdot 10^5 N \cdot m$$

Se seguirá el procedimiento de cálculo descrito en el apartado 2.8.5.1.

Losa

A continuación, se realizará la comprobación de la abertura de fisuración en la losa para la armadura que se determinó por el cálculo a flexión para todas aquellas zonas que superen el momento de fisuración calculado previamente. Estas zonas se identifican fácilmente en el Anexo IV donde se muestran los resultados obtenidos con el Salome-CodeAster. Se realizará los cálculos en primer lugar para la armadura superior radial en su zona central, ya que se supera el momento de fisuración:

$$M_d = 8,248 \cdot 10^5 N \cdot m > M_f$$

En esta zona se encuentra una armadura de 3 barras de 40 mm de diámetro separadas 380 mm. El área del hormigón que envuelve a las armaduras de tracción es:

$$A_{c,eficaz} = (60 + 7,5 \cdot 40) \cdot 1000 = 360000 \text{ mm}^2$$

La sección total de las barras situadas en el área eficaz del hormigón es:

$$A_s = 3 \cdot \frac{\pi i}{4} \cdot 40^2 = 3759,9 \text{ mm}^2$$

Por lo que la cuantía es $\rho = 0,01$

Con estos datos se procede al cálculo de la separación media de fisura:

$$s_m = 2 \cdot 60 + 0,2 \cdot 380 + 0,4 \cdot 0,125 \frac{40}{0,01} = 396 \text{ mm}$$

El alargamiento medio de las armaduras se calcula:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{M_f}{M_d} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Siendo:

$$\left[1 - k_2 \left(\frac{M_f}{M_d} \right)^2 \right] = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{3,83 \cdot 10^5}{8,248 \cdot 10^5} \right)^2 = 0,89 > 0,4$$

$$\sigma_s = \frac{8,248 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 0,94 \cdot 3759,9} = 291,7 \text{ MPa}$$

Por lo que el alargamiento es:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{291,7}{200000} \cdot 0,89 = 1,3 \cdot 10^{-3}$$

Y, por tanto, la anchura característica es:

$$w_k = 1,7 \cdot 396 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 0,89 \text{ mm} > 0,4 \text{ mm}$$

Por lo tanto, no cumple con el criterio de fisuración. Para solucionarlo, se opta por la colocación de más barras de diámetros menores con el fin de disminuir la separación entre barras. Será necesario su colocación únicamente en la zona central de la armadura.

Se ha añadido 5 barras de 16 mm entre cada dos barras de 40 mm, haciendo un total de 3 barras de 40 mm y 10 barras de 16 mm en un ancho de 1 m. La separación entre barras para este caso es de 9 cm.

A continuación, en la tabla 29, se muestra una tabla con los resultados para esta nueva disposición y las comprobaciones para aquellas zonas de la cartela que superan el momento de fisuración.

En el caso de la armadura inferior radial del borde externo se ha tenido que añadir en una zona de 2 m desde el borde a lo largo del perímetro, 4 barras más de 40 mm y una armadura de refuerzo de 15 barras de 20 mm.

La armadura circunferencial se tendrá que aumentar el número de barras en a la zona central superior hasta 25 de diámetro 16 mm. En la armadura inferior, en el empotramiento se tendrá que aumentar la armadura principal hasta las 25 barras de 16 mm de diámetro más la armadura de refuerzo con la misma cantidad de barras.

Tabla 29. Comprobación de fisuración en la losa

	M_f (Nm)	M_d (Nm)	$b \times h$ (m)	Barras	ρ	s (mm)	s_m (mm)	ϵ_{sm}	w_k (mm)
Armadura superior Radial Zona central	$3,83 \cdot 10^5$	$8,25 \cdot 10^5$	1 x 1	3 ϕ 40 + 10 ϕ 16	0,016	90	263	$8,46 \cdot 10^{-4}$	0,38
Armadura inferior Radial Borde externo	$3,83 \cdot 10^5$	$1,83 \cdot 10^6$	1 x 1	6 ϕ 40 + 15 ϕ 20	0,034	67	192	$9,70 \cdot 10^{-4}$	0,32
Armadura inferior Radial Borde interno	$3,83 \cdot 10^5$	$8,25 \cdot 10^5$	1 x 1	10 ϕ 40	0,035	90	195	$3,90 \cdot 10^{-4}$	0,13
Armadura superior Circuf. Zona central	$3,83 \cdot 10^5$	$7,75 \cdot 10^5$	1 x 1	25 ϕ 16	0,014	40	185,1	$8,99 \cdot 10^{-4}$	0,28
Armadura inferior Circuf. Bordes	$3,83 \cdot 10^5$	$1,4 \cdot 10^6$	1 x 1	25 ϕ 16 + 25 ϕ 16	0,028	40	156,6	$8,90 \cdot 10^{-4}$	0,24

Las armaduras sombreadas expresan que se ha tenido que aumentar el número de barra respecto al cálculo por flexión.

Pared y compartimentación

El momento de fisuración para esto elementos es:

$$M_f = \left[\left(1,6 - \frac{600}{1000} \right) \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{45^2} \right] \cdot \frac{1 \cdot 0,6^2}{6} \cdot 10^6 = 2,28 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Los momentos que se han obtenido de la simulación por Salome-CodeAster no superan al momento de fisuración, por lo que no será necesario la comprobación de este criterio.

3.13. Fatiga

El estudio de la fatiga se calculará para la losa en su empotramiento exterior ya que es el lugar donde se da el momento más desfavorable del elemento.

El momento mínimo para el escenario de carga planteado es de 128,63 MN, dando lugar a una excentricidad de 1 m, por lo que se puede considerar que sobre la base actuará una carga centrada. La presión uniforme tendrá un valor de 90423,9 Pa.

Con este valor, se obtiene la tensión más desfavorable de la base a través de la simulación en el Salome y cuyo valor es: $\sigma_{min} = 4,99 \cdot 10^6 Pa$. La tensión máxima obtenida en para el momento de vuelco más desfavorable del escenario de carga es: $\sigma_{max} = 1,096 \cdot 10^7 Pa$.

$$f_{cd,fat} = 30 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 24,6 MPa$$

Por lo que la comprobación queda:

$$\frac{1,096 \cdot 10^7}{24,6 \cdot 10^6} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{4,99 \cdot 10^6}{24,6 \cdot 10^6} \rightarrow 0,45 \leq 0,6 \leq 0,9$$

Por lo que no es necesario la comprobación a fatiga del hormigón.

Armadura

Se calculará la tensión máxima y mínima a partir de:

$$\sigma = \frac{M}{A_s \cdot z}$$

Donde z es la distancia (d-x/3) siendo x la distancia hasta la fibra neutra. El valor de canto útil es de 0,94 m para la losa y el de la fibra de 0,5875 m por lo que z=0,74.

$$\sigma_{min} = \frac{8,32 \cdot 10^5 N \cdot m}{\left(6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 40^2 + 15 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 20^2\right) \cdot 0,74m} = 91,8 MPa$$

$$\sigma_{max} = \frac{1,828 \cdot 10^6 N \cdot m}{\left(6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 40^2 + 15 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 20^2\right) \cdot 0,74m} = 201,62 MPa$$

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min} = 109,8 MPa$$

Para obtener el valor límite del Eurocódigo se determinará en primer lugar el número de ciclos de las barras por la formulación expuesta en el apartado M 202 de la DNV-OS-C502 [11]:

$$\log_{10} N = C_3 - C_4 \log_{10} \Delta\sigma_s$$

Donde C_3 y C_4 toman los valores de la tabla 2 de dicha normativa ya que para la diferencia de tensiones calculada es 13,35 y 3,5 respectivamente.

Por lo tanto, $N=7,6 \cdot 10^5$ por lo que el límite de la tensión en la barra es el expuesto en el apartado 2.9 de esta memoria, siendo $\Delta\sigma_{RSK} = 162,5 \text{ MPa}$.

Por lo tanto, se cumple con lo expuesto en la instrucción española y el Eurocódigo.

3.14. Pandeo

La comprobación a pandeo del soporte será necesaria si la esbeltez de este no supera la esbeltez límite.

En primer lugar, se comienza con el cálculo de la longitud de pandeo L_0 (m), teniendo en cuenta que el soporte mide 41 m de longitud y que se considerará empotrado libre:

$$L_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ m}$$

A continuación, se calcula la esbeltez el soporte:

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{82}{\sqrt{\frac{\frac{\pi}{64} \cdot (7,4^4 - 5,92^4)}{15,48}}}} = 34,61$$

Antes de calcular la esbeltez límite se calcula el axil reducido: $v = \frac{22,7453}{15,48 \cdot 30} = 0,049$

La excentricidad es: $e = 7,7 \text{ m}$.

Por lo que la esbeltez límite es:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{0,16}{0,049} \cdot \left[1 + \frac{0,24}{\frac{7,7}{7,4}} \right]} = 70,2$$

Por lo tanto, no será necesario comprobar el pandeo del soporte.

3.15. Cumplimiento de los criterios de diseño

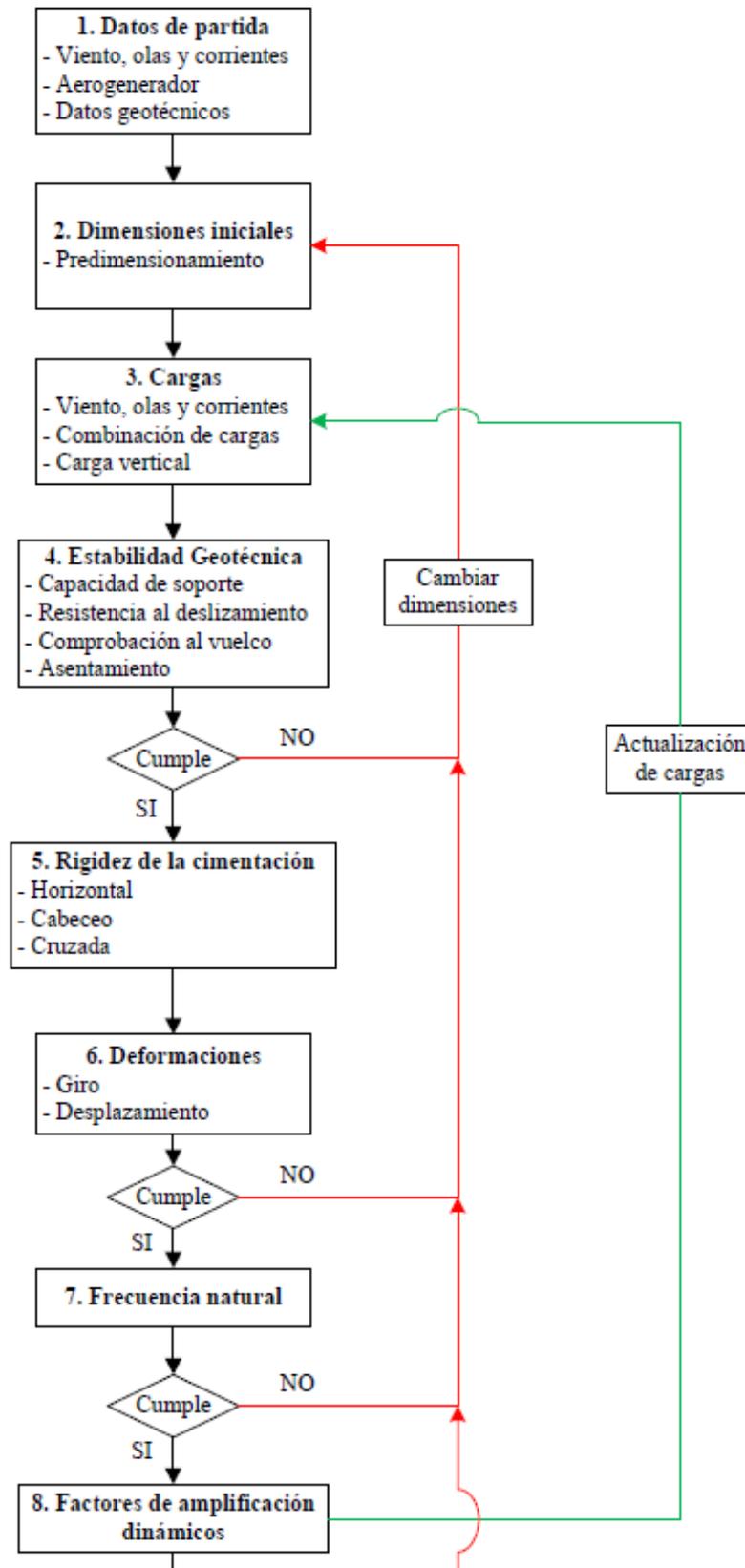
Las diferentes comprobaciones se muestran resumidas en la siguiente tabla:

Tabla 30. Cumplimiento de los criterios de diseño

Estado límite	Criterio	Valor
ULS	$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$	3638,9 > 248,54 kN/m²
	$FS_{vuelco} = \frac{M_{res}}{M_d} > 1,5$	$FS_{vuelco} = \frac{1395}{868,36} = 1,61$
	$H_d < Sr$	9,06 MN < 79,23 MN
	Resistencia a pandeo	Cumple
ELS	Desp. x < 0,2 m	0,034 cm < 20 cm
	Rot < 0,25°	0,03° < 0,25°
	$(1.1) \cdot 1P_{max} < f_n < 3P_{min}$	0,22 – 0,3066 – 0,24 Hz
	Se < 150 mm	60,3 mm < 150 mm
FLS	Comprobación fatiga en hormigón y armaduras	Cumple

Se cumple los criterios de diseño a excepción de la frecuencia natural del sistema como se comento anteriormente.

4. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO



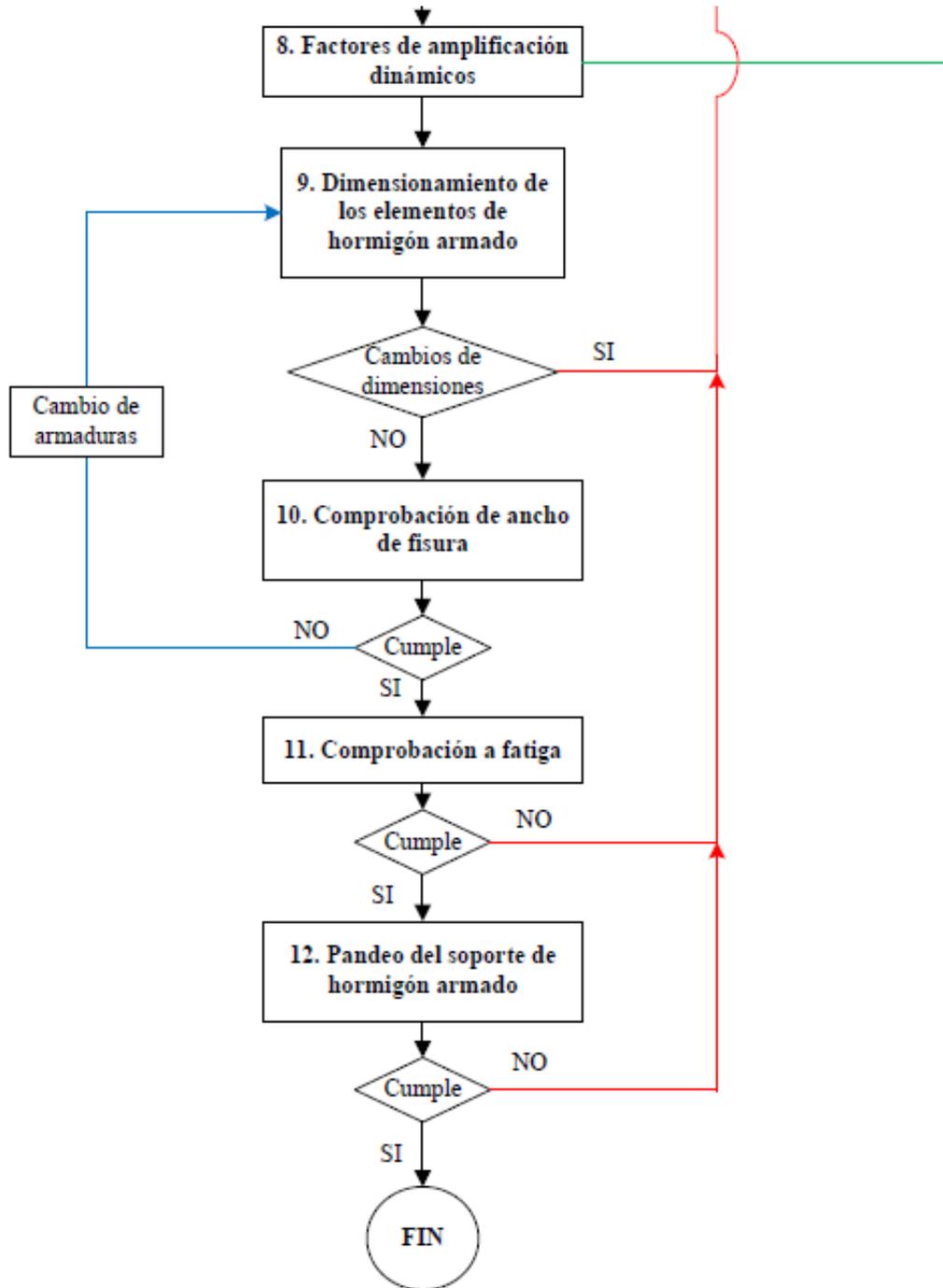


Figura 27. Diagrama de flujo del procedimiento de cálculo

5. CONCLUSIONES

El dimensionamiento de la cimentación superficial se ha llevado a cabo cumpliendo con todos los requisitos de estabilidad del sistema. Sin embargo, no se ha podido obtener una frecuencia natural dentro del estrecho rango de valores permisible especificado para la turbina VESTAS V164 de 8 MW.

Del análisis de la frecuencia para las dimensiones iniciales de la torre eólica se observó que los cambios en la cimentación no influyen en la frecuencia, al tener una masa y una rigidez relativamente grandes. El único parámetro que se podría variar sería el espesor del soporte de hormigón. Disminuyendo este espesor se consigue bajar la frecuencia natural, pero implicaría el fallo del soporte debido a la pérdida de resistencia e impediría imposibilitar la colocación del sistema de anclaje de la torre y las armaduras necesarias.

Por otro lado, la primera frecuencia natural está determinada en gran medida por las características de la turbina eólica (masa y rigidez). Usar una masa más grande en la parte superior permite obtener una frecuencia natural más baja, pero para este caso, no es una opción factible debido al gran aumento de esta masa para conseguir resultado. Por otra parte, un aumento de la altura de la torre de 1 m supone una disminución de la frecuencia natural un 1,4 % y un aumento del momento de diseño de un 0,71 %. Esto supondría un aumento de 20 m de la longitud de la torre, lo que conlleva un aumento del diámetro de la base hasta 41,5 m, manteniendo los restantes parámetros de la cimentación constante y donde no se ha tenido en cuenta la variación del parámetro del viento como el factor de escala o la K de Weibull lo que podría suponer un aumento mayor de la cimentación. Demás hay que tener en cuenta que al aumenta las cargas en gran medida supone el aumento del diámetro y/o espesor del soporte. Aumentar un metro el diámetro o del espesor lleva a un aumento de la frecuencia del 8%.

Se observó además que, la variación de las dimensiones de la torre, disminuyendo el espesor al inicialmente propuesto, permite una reducción de la frecuencia en un 3,8% pero sin entrar en la banda de valores permitidos. La solución para este caso sería adoptar nuevos rangos de velocidades de operación del rotor, siendo necesario un aumento de la velocidad inferior hasta 6,3 rpm en lugar de 4,8 rpm de la turbina elegida. Con esta nueva velocidad inferior de operación, haciendo diversas suposiciones y aproximaciones debido a la falta de datos del control de esta turbina, supondría una disminución de energía de un 2,6 %.

Respecto al dimensionamiento de los elementos de hormigón, se puede determinar que la comprobación a fisuración es la que determina para este caso el armado de la losa de la cimentación, haciendo que se aumente de manera considerable la cantidad de barras para cumplir con este criterio.

6. REFERENCIAS

- [1] DET NORSKE VERITAS AS, *DNV-OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures*. 2014.
- [2] L. Arany, S. Bhattacharya, J. Macdonald, and S. J. Hogan, “Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 92, no. November 2015, pp. 126–152, 2017.
- [3] *IEC 61400-1 Wind turbine generator systems - Part 1: Design Requirements*. 2005.
- [4] *International Standard IEC 61400-3 Wind turbines - Part 3: Design requirements for offshore wind turbines*. 2009.
- [5] Jose María Rodríguez Ortiz, Jesús Serra Gesta, and Carlos Oteo Mazo, “Curso Aplicado De Cimentaciones.pdf.” Colegio oficial de arquitectos de Madrid, 1989.
- [6] B. M. Das, *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*, Séptima ed. Cengage Learning, 2012.
- [7] H.-Y. Fang, *Foundation Engineering Handbook*, Second Edi. VAN NOSTRAND REINHOLD, 1991.
- [8] J. P. Wolf, *DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION*. Pretince-Hall, 1985.
- [9] S. Malhotra, “Selection, design and construction of offshore wind turbine foundations,” *Wind Turbines*, pp. 231–264, 2011.
- [10] J. D. Abascal, *Teoría de Estructuras*. .
- [11] DET NORSKE VERITAS AS, “DNV-OS-C502 Offshore Concrete Structures,” no. September. 2012.
- [12] Álvaro García Mesenguer, Francisco Morán Cabré, and Juan Carlos Arroyo Portero, *Hormigón Armado*, 15^a. Gustavo Gili, 2009.
- [13] D. J. Bird, “Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-98),” 1998.
- [14] Van Nostrand Reinhold Company, *Handbook of concret engineering*, Second Edi. 1984.
- [15] “Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for

buildings.” .

- [16] L. Arany, S. Bhattacharya, J. H. G. Macdonald, and S. J. Hogan, “Closed form solution of Eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and SSI,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 83, pp. 18–32, 2016.
- [17] C. Desmond, J. Murphy, L. Blonk, and W. Haans, “Description of an 8 MW reference wind turbine,” *J. Phys. Conf. Ser.*, vol. 753, no. 9, 2016.

ANEXO I:
ESTUDIO PREVIO.
DATOS DE PARTIDA

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE

ÍNDICE

1. OBJETO	4
2. UBICACIÓN	4
2.1. ANÁLISIS DE LA UBICACIÓN PROPUESTA	4
2.1.1. Zonificación ambiental	4
2.1.2. Batimetría	5
2.1.3. Recurso eólico.....	6
3. UBICACIÓN FINAL.....	8
3.1. DATOS DE VIENTO.....	8
3.2. DATOS OLEAJE.....	10
3.3. DATOS DE LAS CORRIENTES MARINAS.....	13
3.4. DATOS GEOTÉCNICOS	13
4. ELECCIÓN DEL AEROGENERADOR	14
5. BIBLIOGRAFÍA	15

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos de la ubicación final	8
Tabla 2. Velocidad media del viento a 10 m de altura	9
Tabla 3. Velocidades del viento a 100 m.....	9
Tabla 4. Altura máxima de la ola Hm25.....	11
Tabla 5. Velocidad de la corriente marina.....	13

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonificación ambiental Islas Canarias. Fuente [2]	5
Figura 2. Costa de Teguisse y San Bartolomé de Tirajana	5
Figura 3. Batimetría de la Costa de Teguisse	6
Figura 4. Batimetría de la costa de San Bartolomé de Tirajana.	6
Figura 5. Velocidad Media Anual a 80 m de altura. Fuente [2].	7
Figura 6. Velocidad media anual a 80 m de altura. Costa de Teguisse.....	7
Figura 7. Velocidad Media anual a 80 m de altura. San Bartolomé de Tirajana	7
Figura 8. Dirección del viento. Fuente [5].....	10
Figura 9. Composición del lecho marino.....	13

1. OBJETO

En este anexo se establecerán las condiciones de partidas para llevar a cabo el dimensionamiento de la cimentación. Los datos que son necesarios inicialmente son:

- Recurso eólico.
- Profundidad de la lámina de agua.
- Oleaje y corriente marinas.
- Legislación.

Esta información estará condicionada por la ubicación escogida para la localización del aerogenerador.

2. UBICACIÓN

El primer paso para el diseño de la cimentación es la elección de una ubicación factible y que presentan las condiciones adecuadas. Para ello, se valorará la profundidad de la lámina de agua, recurso eólico de la zona y legislación.

Inicialmente, se proponen tres ubicaciones:

- Canal entre Fuerteventura y Lanzarote.
- Costa de Teguise en Lanzarote.
- Costa de San Bartolomé de Tirajana, Sureste de Gran Canaria.

2.1. Análisis de la ubicación propuesta

Las diferentes ubicaciones serán estudiadas atendiendo a la zonificación ambiental, batimetría y recurso eólico de la zona.

2.1.1. Zonificación ambiental

Lo primero que se evaluará será si las localizaciones son aptas para la instalación de parque eólicos offshore. En la Figura 1 se muestra las restricciones para las Islas Canarias, mostrándose en rojo las zonas de exclusión, en amarillo las zonas aptas con condicionantes ambientales y en verde las zonas aptas. Esta información procede del Ministerio de Energía, Turismo y Agenda Digital, del Gobierno de España, a través del Instituto para Diversificación y Ahorro de Energía (IDAE) [1].

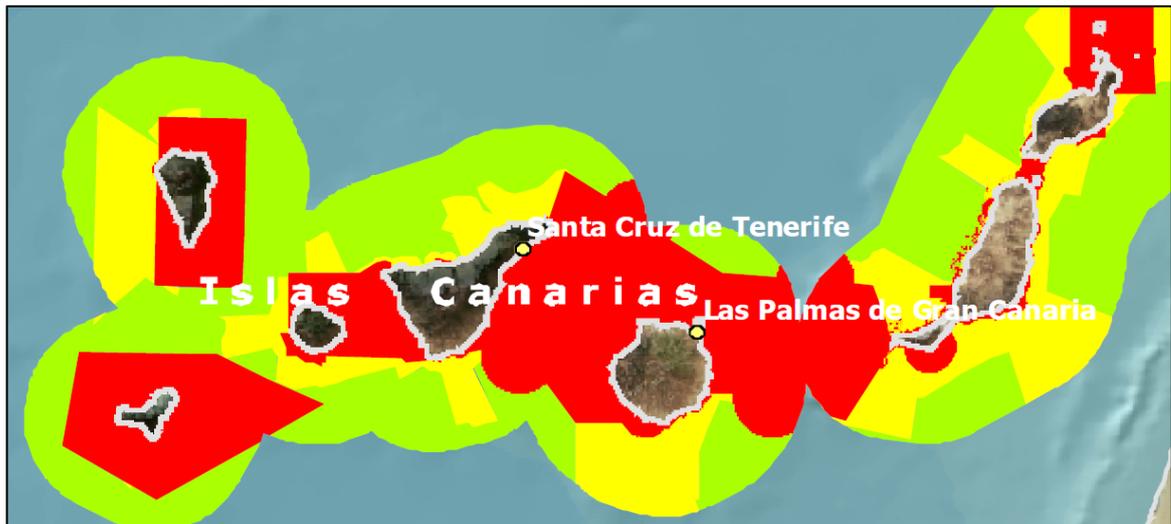


Figura 1. Zonificación ambiental Islas Canarias. Fuente [2]

Debido a estas restricciones, se tiene que descartar el canal de Fuerteventura y Lanzarote ya que se encuentra como zona de exclusión. La costa de Tegüise se encuentra como zona apta con condicionante y la costa de San Bartolomé de Tirajana a partir de una cierta distancia de la costa también se encuentra como zona apta con condicionantes, tal y como se muestra en la Figura 2.

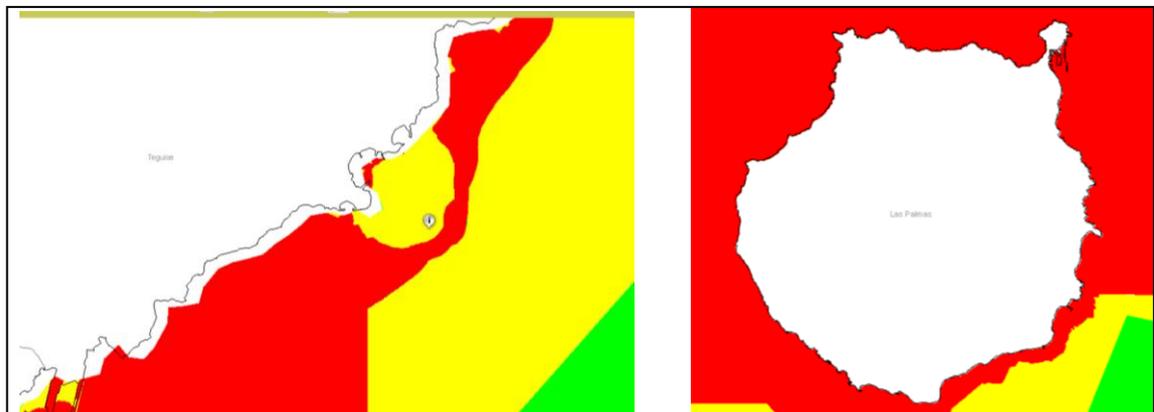


Figura 2. Costa de Tegüise y San Bartolomé de Tirajana

2.1.2. Batimetría

La batimetría es uno de los parámetros a tener en cuenta, ya que no es posible salvar grandes profundidades con este tipo de cimentaciones, además de encarecer considerablemente el coste de producción a medida que se aumenta la profundidad de la instalación. Para obtener la profundidad del lecho marino, hará uso de la información geográfica facilitada por el Observatorio Ambiental de Granadilla (OAG) [2].

La Figura 3 se puede observar la batimetría de la costa de Tegüise y en la Figura 4 la de la costa de san Bartolomé de Tirajana.

Las ubicaciones restantes presentan una batimetría aceptable, no superándose los 50 m de profundidad. La costa de Tegui se es la que tiene menor profundidad de las dos ubicaciones, 15 m, pero tiene la desventaja de esta muy cerca de la costa, a 860 m. Respecto a la cosa de San Bartolomé de Tirajana, se ha optado por una profundidad de 30 m, ya que se encuentra dentro de las zonas aptas, tal y como se comentó en el apartado anterior. Esta ubicación se encuentra a 3150 metros de la costa.



Figura 3. Batimetría de la Costa de Tegui se

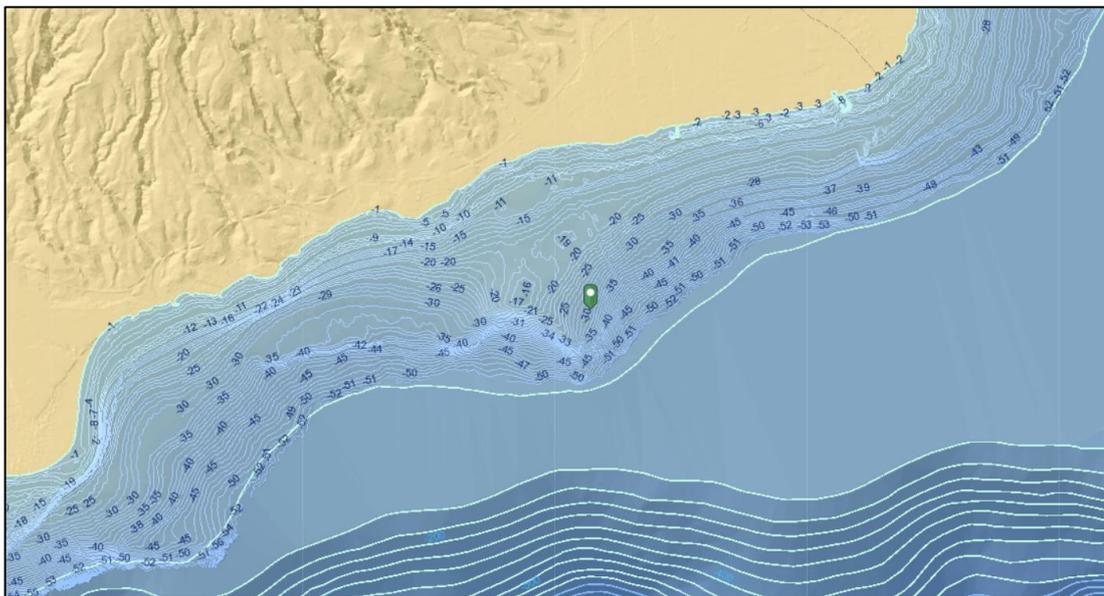


Figura 4. Batimetría de la costa de San Bartolomé de Tirajana.

2.1.3. Recurso eólico

El IDEA también aporta el mapa eólico de las Islas Canarias. En la Figura 5 se muestra la velocidad media anual a 80 m de altura. En las Figuras 6 y 7 se encuentra amplificado.

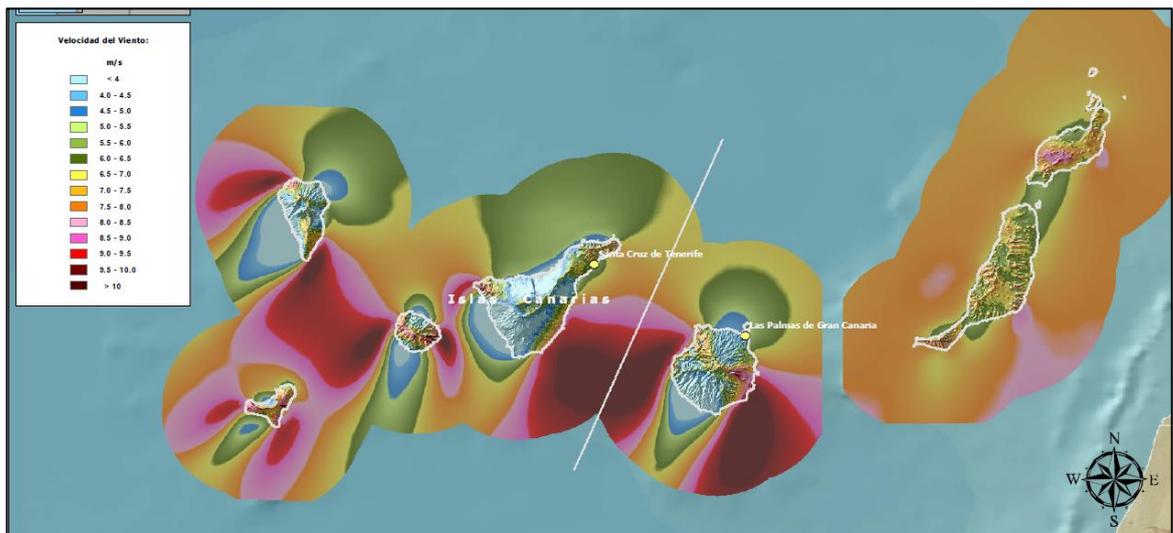


Figura 5. Velocidad Media Anual a 80 m de altura. Fuente [2].

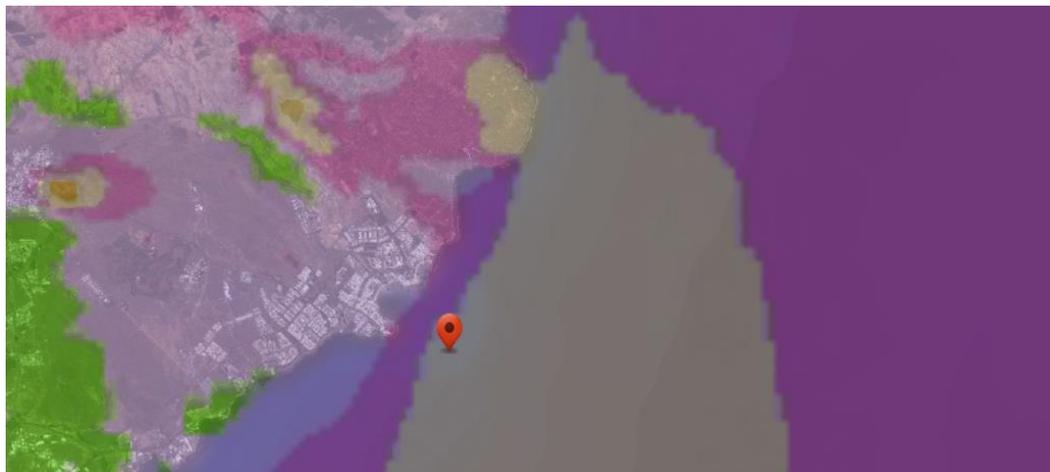


Figura 6. Velocidad media anual a 80 m de altura. Costa de Tegise.

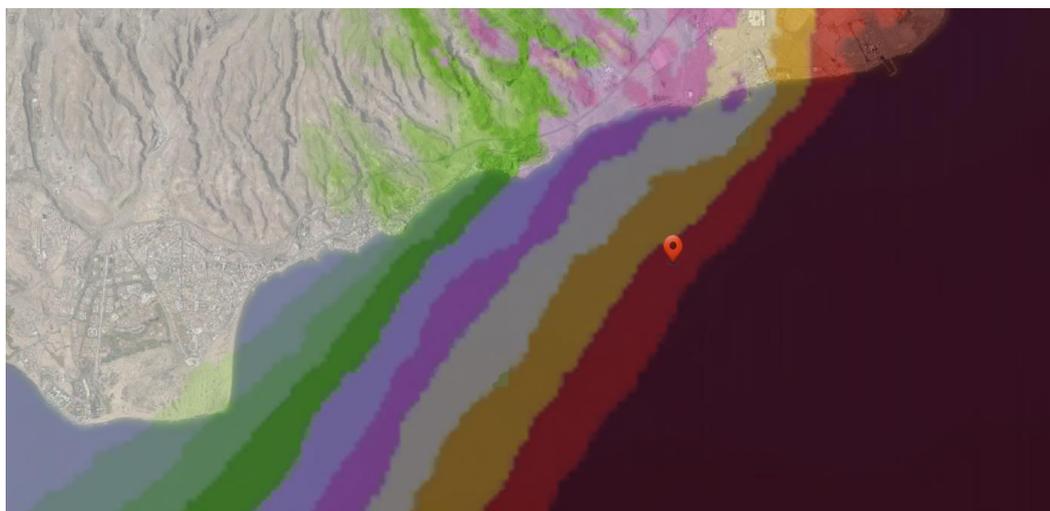


Figura 7. Velocidad Media anual a 80 m de altura. San Bartolomé de Tirajana

De las dos ubicaciones, la de San Bartolomé de Tirajana presenta un mayor potencial eólico, con una velocidad media de 9 – 9,5 m/s frente a los 7 – 7,5 m/s de Teguiuse.

3. UBICACIÓN FINAL

La localización escogida será la correspondiente a la costa de San Bartolomé de Tirajana, en el Sureste de Gran Canaria. Las coordenadas de la ubicación corresponden con la profundidad de 30 metros mostrada en la Figura 4. La siguiente tabla se resumen los datos de la localización:

Tabla 1. Datos de la ubicación final

Coordenadas	X: 452880 Y: 3071194
Distancia de la costa	3150 m
Profundidad	30 m

Cabe destacar además a favor de la ubicación seleccionada, la cercanía a puerto, con lo que facilita la operación de transporte y montaje del conjunto, tanto aerogenerador, como de la cimentación.

Es importante destacar, que la zona está sujeta a condicionantes, como así designa el IDAE [1] en su mapa de zonas hábiles para eólica marina, sin embargo, al tratarse de un proyecto de carácter académico, se supone que es una zona factible para la ubicación del aerogenerador.

A continuación, se hará una recopilación de los datos de viento, oleaje, corriente marinas y morfología de lecho marino para la ubicación escogida.

3.1. Datos de viento

En este apartado se indicará la velocidad del viento de cada mes para un periodo de tiempo que comprende enero de 2017, hasta el mes de enero de 2018. Los datos de se han obtenido por medio de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) para la zona del aeropuerto de Gando, zona cercana a la ubicación del aerogenerador.

Velocidad media del viento

La velocidad media del viento en los trece de meses de estudio es de 10.8 m/s, medidos a 10 m de altura sobre el nivel del mar, correspondiente a la altura de la estación anemométrica. Se accede a estos datos por medio de la AEMET [4].

Tabla 2. Velocidad media del viento a 10 m de altura

Mes	Velocidad (m/s) (10 m)
ENERO	7,8
FEBRERO	12,4
MARZO	10,9
ABRIL	10,6
MAYO	11,1
JUNIO	14,2
JULIO	15,1
AGOSTO	14,2
SEPTIEMBRE	12,3
OCTUBRE	8,7
NOVIEMBRE	8
DICIEMBRE	7,2
ENERO	7,9
Media	10,8

Estos datos serán necesarios extrapolarlos a la altura de buje del aerogenerador, a 100 m. Los nuevos valores de la velocidad media se calcularán a partir de:

$$V_{100} = V_{10} \cdot \left(\frac{Z_{100}}{Z_{10}}\right)^{\alpha} \quad (1)$$

α : coeficiente dependiente de la rugosidad.

Para superficie de agua, la clase de rugosidad es 0 por lo que la longitud de rugosidad z_0 es 0,0002 m. Sabiendo que la longitud de la rugosidad (z_0) es inferior a 0,1, el parámetro α se puede calcular mediante la siguiente expresión aproximada:

$$\alpha = 0,24 + 0,04 \cdot \ln z_0 + 0,003 \cdot (\ln z_0)^2 \quad (2)$$

Obteniéndose un valor de:

$$\alpha = 0,11694$$

Aplicando la expresión (1), se calcula las velocidades del viento a la altura de 100 m.

Tabla 3. Velocidades del viento a 100 m.

Mes	Velocidad (m/s) (100 m)
ENERO	10,2
FEBRERO	16,2
MARZO	14,3
ABRIL	13,9
MAYO	14,5

JUNIO	18,6
JULIO	19,8
AGOSTO	18,6
SEPTIEMBRE	16,1
OCTUBRE	11,4
NOVIEMBRE	10,5
DICIEMBRE	9,4
ENERO	10,3
Media	14,1

La dirección dominante de viento en esta ubicación es la NNE, tal y como se indica en el tomo 6 de los datos de recurso eólico del Instituto Tecnológico de Canarias y en la Figura 8.

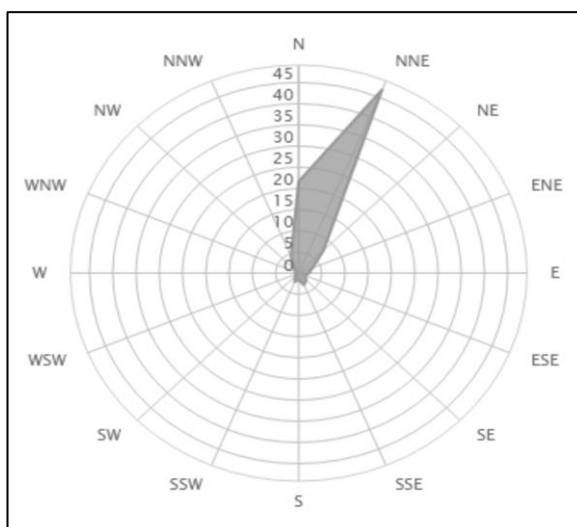


Figura 8. Dirección del viento. Fuente [5]

3.2. Datos oleaje

Los siguientes datos han sido tomados para periodos de retorno de muestreo 25 y 50 años. La boya seleccionada para la recopilación de los datos es la boya cercana a la costa de Telde, al este de la isla de Gran Canaria. Se toman como correctos, los datos proporcionados, debido a la cercanía de la situación de la boya a la ubicación del aerogenerador, siendo además la única fuente de datos disponible en la zona sureste de la isla.

Los datos que se han tomado con el fin de realizar el diseño y dimensionamiento de la instalación han sido los siguientes:

Altura significativa de la ola con un periodo de retorno de 50 años (HS50)

Esta altura significativa de ola se refiere a una ola de altura equivalente a la altura

significativa de la ola registrada en 50 años. La ola significativa es la media del tercio más alto de todas las olas en el transcurso del estado del mar en 3 horas. Los datos han sido facilitados por puertos del estado [6].

$$HS50 = 6,57 m$$

Periodo pico de la ola con un periodo de retorno de 50 años (TS50)

Este periodo pico muestra el valor máximo de la superación del umbral marcado para el periodo en 50 años [6]:

$$TS50 = 15,2 s$$

Altura máxima de ola con un periodo de retorno de 25 años (Hm25)

La altura máxima de ola es la ola más alta, registrada en el mismo estado de mar anterior, durante tres horas, en un periodo de estudio de 25 años [6]:

Tabla 4. Altura máxima de la ola Hm25

Mes	Año	Hm(m)
ENERO	1994	9,5
FEBRERO	2012	7,6
MARZO	2001	6,8
ABRIL	2004	6,8
MAYO	2015	5,8
JUNIO	2017	6,4
JULIO	2017	5,6
AGOSTO	2017	5,6
SEPTIEMBRE	1998	5,3
OCTUBRE	1998	6,5
NOVIEMBRE	2015	5,7
DICIEMBRE	2006	7,2

$$Hm25 = 9,5 m$$

Periodo máximo de la ola con un periodo de retorno de 25 años (Tm25)

Este periodo máximo hace referencia, al periodo del estado de mar donde se encuentra la ola máxima en el periodo de 25 años. Se calcula mediante la expresión detallada en la DNV-OS-J101 [7]:

$$Tm25 = 11,1 \cdot \sqrt{\frac{H_m}{g}} = 11,1 \cdot \sqrt{\frac{9,5}{9,8}} = 10,92 s \quad (3)$$

Una vez se poseen los datos, de los periodos de retorno de entre 25 y 50 años, es necesario conocer los mismos datos de las olas, pero para el periodo de 1 año. Para ello se realizan estimaciones conservadoras por medio de las expresiones recogidas en la DNV-OS-J101

Altura significativa de la ola con un periodo de retorno de 1 año (HS1)

Se puede escoger un valor de confianza del 80%, o puede ser hallado mediante la distribución de Weibull, obteniendo un valor aproximado de:

$$HS1 = 4,60 m$$

Periodo pico de la ola con un periodo de retorno de 1 año (TS1)

Este periodo pico para 1 año, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$TS1 = 11,1 \cdot \sqrt{\frac{HS}{g}} \quad (4)$$

$$TS1 = 7,60 s$$

Altura máxima de ola con un periodo de retorno de 1 año (Hm1)

La altura máxima de ola para 1 año, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$Hm = HS \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \ln(N)} \quad (5)$$

Siendo N, el número de olas en el periodo de 3 horas, que se calcula como:

$$N = \frac{3 \text{ horas}}{TS1} = \frac{10800 s}{TS1} \quad (6)$$

$$Hm1 = 8,6 m$$

Periodo máximo de la ola con un periodo de retorno de 1 año (Tm1)

El periodo máximo se calcula mediante la ecuación (3), mostrada anteriormente, tomando un valor de:

$$TS1 = 11,1 \cdot \sqrt{\frac{8,6}{9,8}} = 10,39 s$$

3.3. Datos de las corrientes marinas

Los datos de la velocidad y dirección de las Corrientes marinas han sido extraídos de la información aportada por puestos del estado [6].

Tabla 5. Velocidad de la corriente marina

Mes	Año	Velocidad (cm/s)	Dir
ENERO	2003	71,1	194
FEBRERO	2014	55,0	236
MARZO	2018	87,1	138
ABRIL	2013	58,5	199
MAYO	2014	84,3	303
JUNIO	2002	78,2	238
JULIO	2015	79,6	267
AGOSTO	2013	96,0	230
SEPTIEMBRE	1997	82,7	256
OCTUBRE	2014	70,3	227
NOVIEMBRE	2014	73,8	236
DICIEMBRE	2009	66,7	244

3.4. Datos geotécnicos

La información ha sido obtenida estudio ecocartográfico del arco sur de Gran Canaria, que realizó el ministerio de Medio Ambiente en el año 2000 [8].

El lecho marino para la ubicación escogida se muestra en la Figura 9, donde el color amarillo representa sedimento fino. Sin embargo, no se poseen datos del suelo, a mayores profundidades, ni datos de perforaciones para saber qué perfil morfológico posee el fondo marino.



Figura 9. Composición del lecho marino

4. ELECCIÓN DEL AEROGENERADOR

La elección del aerogenerador se realiza en base al estudio de cuatro modelos de diferentes fabricantes, con diferentes rangos de potencia. Los aerogeneradores elegidos para el estudio han sido los siguientes:

- Vestas V-164 - 8.0 MW
- Senvion 126 - 6.2 MW
- Gamesa - 5.0 MW
- Enercon E-126 EP - 4MW

La comparación entre este modelo se lleva a cabo en el Anexo II.

Una vez obtenidos todos los datos necesarios para tomar la decisión, se escoge el modelo del fabricante **Vestas V164 - 8.0 MW**.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ministerio de Industria Turismo y Comercio, Ministerio de Medio Ambiente, and Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación, “Estudio estratégico ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos,” 2009.
- [2] DET NORSKE VERITAS AS, *DNV-OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures*. 2014.
- [2] IDAE. *Atlas Eólico*. Consultada el 1 de febrero de 2018.
<http://atlaseolico.idae.es/index.php?pag=introduccion>
- [3] Observatorio Ambiental de Granadilla (OAG). *Recortes de Batimetría*. Consultada el 1 de febrero de 2018.
<https://www.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=7aceb7b46dfd43adae2829f09770cdc5>
- [4] Agencia Estatal de Meteorología. AEMET. Consultada el 1 de febrero de 2018.
<http://www.aemet.es/>.
- [5] WINDFINDER. Consultada el 1 de febrero de 2018.
<https://es.windfinder.com/#3/52.5170/13.4000>
- [6] Puertos del Estado. Consultada el 1 de febrero de 2018.
http://portus.puertos.es/Portus_RT/?locale=es
- [7] DET NORSKE VERITAS AS, *DNV-OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures*. 2014.
- [8] Ministerio de agricultura y pesca, alimentación y medio ambiente. *Ecocartografía de Las Palmas. España*. Consultada el 1 de febrero de 2018.
<http://www.mapama.gob.es/es/costas/temas/proteccion-costa/ecocartografias/>.

ANEXO II: ELECCIÓN DEL AEROGENERADOR

**DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE**

ÍNDICE

1. OBJETO	5
2. ANÁLISIS DE LOS DATOS DE VIENTO	5
3. ELECCIÓN DEL AEROGENERADOR	21
3.1. ENERGÍA PRODUCIDA	21
3.1.1. <i>Factor de capacidad</i>	22
3.1.2. <i>Horas equivalentes</i>	22
3.2. RELACIÓN PRECIO – POTENCIA INSTALADA	23
4. CONCLUSIÓN	24
5. BIBLIOGRAFÍA	25

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Velocidad media de cada mes.....	6
Tabla 2. Constante de Weibull de la localización.....	6
Tabla 3. Factores de escala para cada mes.....	7
Tabla 4. Distribución de Weibull Enero 2017	8
Tabla 5. Probabilidad de Weibull FEBRERO 2017	9
Tabla 6. Probabilidad de Weibull MARZO 2017.....	10
Tabla 7. Probabilidad de Weibull ABRIL 2017	11
Tabla 8. Probabilidad de Weibull MAYO 2017	12
Tabla 9. Probabilidad de Weibull JUNIO 2017.....	13
Tabla 10. Probabilidad de Weibull JULIO 2017	14
Tabla 11. Probabilidad de Weibull AGOSTO 2017	15
Tabla 12. Probabilidad de Weibull SEPTIEMBRE 2017.....	16
Tabla 13. Probabilidad de Weibull OCTUBRE 2017.....	17
Tabla 14. Probabilidad de Weibull NOVIEMBRE 2017	18
Tabla 15. Probabilidad de Weibull DICIEMBRE 2017	19
Tabla 16. Probabilidad de Weibull ENERO 2018.....	20
Tabla 17. Energía producida por cada modelo	21
Tabla 18. Factor de capacidad y horas equivalentes.....	22
Tabla 19. Precio/potencia de cada modelo	23
Tabla 20. Costes específicos.....	23
Tabla 21. Beneficio esperado por año	24

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Distribución de Weibull ENERO 2017	8
Figura 2. Distribución de Weibull Febrero 2017	9
Figura 3. Distribución de Weibull MARZO 2017	10
Figura 4. Distribución de Weibull ABRIL 2017	11
Figura 5. Distribución de Weibull MAYO 2017	12
Figura 6. Distribución de Weibull JUNIO 2017	13
Figura 7. Distribución de Weibull Julio 2017.....	14
Figura 8. Distribución de Weibull AGOSTO 2017	15
Figura 9. Distribución de Weibull SEPTIEMBRE 2017	16
Figura 10. Distribución de Weibull OCTUBRE 2017.....	17
Figura 11. Distribución de Weibull NOVIEMBRE 2017.....	18
Figura 12. Distribución de Weibull DICIEMBRE 2017	19
Figura 13. Distribución de Weibull ENERO 2018	20

1. OBJETO

El objeto de este anexo es la determinación de la turbina eólica que permita optimizar el recurso eólico de la ubicación seleccionada. Para ello, se comparará cuatro modelos diferentes de aerogenerador, analizando diferentes parámetros, como la producción de energía, factor de carga y relación económica.

Los cuatro aerogeneradores escogidos, de diferentes rangos de potencia, serán de eje horizontal y tripala, siendo los más utilizados actualmente. Los cuatro modelos escogidos son:

- Vestas V-164 - 8.0 MW
- Senvion 126 - 6.2 MW
- Gamesa - 5.0 MW
- Enercon E-126 EP - 4MW

2. ANÁLISIS DE LOS DATOS DE VIENTO

En este apartado se llevará a cabo el estudio del potencial eólico disponible. Para se utilizará la función de Weibull que permitirá la obtención de la distribución de velocidades de viento a lo largo de un periodo determinado. La función de probabilidad de Weibull viene determinada por:

$$p(v) = \frac{k}{c} \cdot \left(\frac{v}{c}\right)^{k-1} \cdot e^{-\left(\frac{v}{c}\right)^k} \quad (1)$$

Siendo:

v: Velocidad del viento (m/s).

k: factor de forma.

c: Factor de escala (m/s), valor próximo a la velocidad media.

A continuación, se calcularán cada uno de esos parámetros.

Velocidad de viento.

Se utilizan los datos de velocidad media de viento, de cada mes, a 100 metros de altura, especificados en el anejo “Estudio previo. Datos de partida”, resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 1. Velocidad media de cada mes

Mes	Velocidad (m/s) (100 m)
ENERO 2017	10,2
FEBRERO 2017	16,2
MARZO 2017	14,3
ABRIL 2017	13,9
MAYO 2017	14,5
JUNIO 2017	18,6
JULIO 2017	19,8
AGOSTO 2017	18,6
SEPTIEMBRE 2017	16,1
OCTUBRE 2017	11,4
NOVIEMBRE 2017	10,5
DICIEMBRE 2017	9,4
ENERO 2018	10,3
Media	14,1

Factor de forma

El factor de forma se extrae del tomo 6 del recuro eólico de canarias del Instituto Tecnológico de Canarias (ITC) [1]. Con las coordenadas del emplazamiento obtenemos los siguientes datos:

Tabla 2. Constante de Weibull de la localización

Coord. X (UMT)	Coord. Y (UMT)	Vel. Viento (40m)	K Weib (40m)	Vel. Viento (60m)	K Weib (60m)	Vel. Viento (80m)	K Weib (80m)	Dirección Predomina.
452850	3069850	8,810	1,925	9,210	1,890	9,530	1,850	NNE

La constante de Weibull a la altura de 100 metros se halla aplicando la siguiente fórmula:

$$k' = k \cdot \left[\frac{1 - 0,088 \cdot \ln\left(\frac{z}{10}\right)}{1 - 0,088 \cdot \ln\left(\frac{z'}{10}\right)} \right] \quad (2)$$

$$k_{100} = 1,850 \cdot \left[\frac{1 - 0,088 \cdot \ln\left(\frac{80}{10}\right)}{1 - 0,088 \cdot \ln\left(\frac{100}{10}\right)} \right] = 1,896$$

Factor de escala

El factor de escala muestra la relación que existe entre la variación de velocidad y la altura. Para calcular el factor de escala se utiliza la siguiente expresión:

$$c = \frac{\bar{V}}{\Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right)} \quad (3)$$

\bar{V} : Velocidad media de cada mes. Para este caso es 14,1 m/s.

Γ : función Gamma. Para este caso toma el valor de:

$$\Gamma\left(1 + \frac{1}{1,896}\right) = 0,88757$$

Los factores de escala para cada mes:

Tabla 3. Factores de escala para cada mes

Mes	Velocidad (m/s) (100 m)	C
ENERO	10,2	11,503553
FEBRERO	16,2	18,287700
MARZO	14,3	16,075478
ABRIL	13,9	15,633034
MAYO	14,5	16,370441
JUNIO	18,6	20,942366
JULIO	19,8	22,269699
AGOSTO	18,6	20,942366
SEPTIEMBRE	16,1	18,140218
OCTUBRE	11,4	12,830886
NOVIEMBRE	10,5	11,798516
DICIEMBRE	9,4	10,618664
ENERO	10,3	11,651035
Valor medio		15,927997

Una vez determinado todos los parámetros, se lleva a cabo la distribución de Weibull para cada mes.

ENERO 2017

Tabla 4. Distribución de Weibull Enero 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,009911	0,009911	7,374145
1-2	1,5	0,026028	0,035939	19,364467
2-3	2,5	0,039737	0,075676	29,563964
3-4	3,5	0,051120	0,126795	38,033201
4-5	4,5	0,060056	0,186851	44,681590
5-6	5,5	0,066478	0,253329	49,459438
6-7	6,5	0,070421	0,323750	52,393271
7-8	7,5	0,072027	0,395778	53,588388
8-9	8,5	0,071530	0,467308	53,218480
9-10	9,5	0,069232	0,536540	51,508933
10-11	10,5	0,065480	0,602021	48,717470
11-12	11,5	0,060638	0,662659	45,114685
12-13	12,5	0,055062	0,717721	40,966344
13-14	13,5	0,049084	0,766805	36,518744
14-15	14,5	0,042994	0,809800	31,987870
15-16	15,5	0,037033	0,846833	27,552570
16-17	16,5	0,031387	0,878219	23,351566
17-18	17,5	0,026188	0,904407	19,483780
18-19	18,5	0,021521	0,925928	16,011270
19-20	19,5	0,017425	0,943352	12,963988
20-21	20,5	0,013905	0,957258	10,345575
21-22	21,5	0,010940	0,968198	8,139523
22-23	22,5	0,008488	0,976686	6,315123
23-24	23,5	0,006496	0,983182	4,832828
24-25	24,5	0,004904	0,988086	3,648759

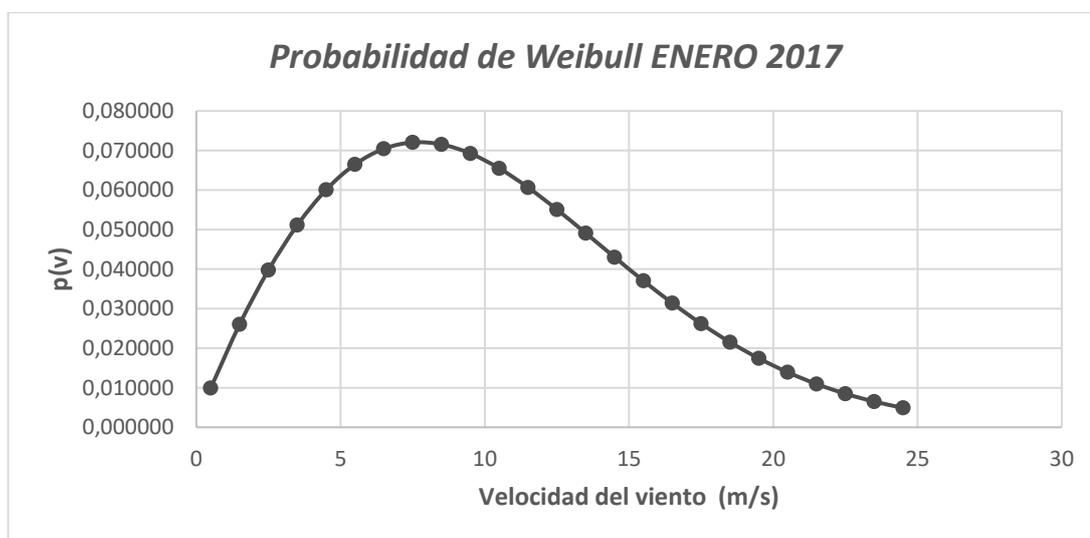


Figura 1. Distribución de Weibull ENERO 2017

FEBRERO 2017

Tabla 5. Probabilidad de Weibull FEBRERO 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,004122654	0,004122654	2,770423737
1-2	1,5	0,010943249	0,015065903	7,353863306
2-3	2,5	0,017046213	0,032112116	11,45505507
3-4	3,5	0,022572473	0,054684589	15,16870185
4-5	4,5	0,027528804	0,082213393	18,499356
5-6	5,5	0,031896646	0,114110039	21,43454608
6-7	6,5	0,035655621	0,14976566	23,96057755
7-8	7,5	0,038791646	0,188557306	26,06798631
8-9	8,5	0,041300173	0,229857479	27,75371596
9-10	9,5	0,043187326	0,273044805	29,021883
10-11	10,5	0,044469926	0,317514731	29,88379034
11-12	11,5	0,045174825	0,362689556	30,35748214
12-13	12,5	0,045337797	0,408027352	30,46699947
13-14	13,5	0,045002144	0,453029497	30,24144102
14-15	14,5	0,044217123	0,49724662	29,71390685
15-16	15,5	0,043036292	0,540282912	28,92038812
16-17	16,5	0,041515857	0,581798769	27,89865582
17-18	17,5	0,039713084	0,621511852	26,68719214
18-19	18,5	0,037684822	0,659196675	25,32420051
19-20	19,5	0,035486193	0,694682868	23,84672187
20-21	20,5	0,03316946	0,727852328	22,28987704
21-22	21,5	0,030783106	0,758635434	20,68624745
22-23	22,5	0,02837113	0,787006564	19,06539946
23-24	23,5	0,025972547	0,812979111	17,45355126
24-25	24,5	0,023621095	0,836600206	15,87337582

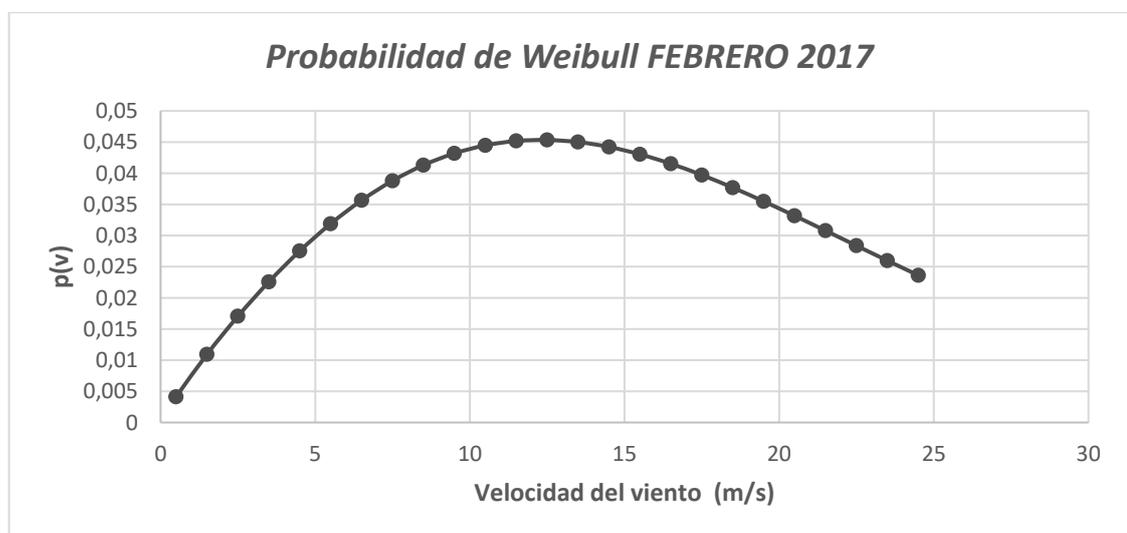


Figura 2. Distribución de Weibull Febrero 2017

MARZO 2017

Tabla 6. Probabilidad de Weibull MARZO 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,005262453	0,005262453	3,915265053
1-2	1,5	0,013939209	0,019201662	10,37077154
2-3	2,5	0,021627387	0,040829049	16,09077596
3-4	3,5	0,028476531	0,06930558	21,18653902
4-5	4,5	0,034474751	0,103780331	25,64921466
5-6	5,5	0,039587472	0,143367803	29,45307949
6-7	6,5	0,043787242	0,187155045	32,5777079
7-8	7,5	0,047063532	0,234218577	35,01526785
8-9	8,5	0,049425939	0,283644516	36,77289842
9-10	9,5	0,050904348	0,334548864	37,87283523
10-11	10,5	0,051547415	0,38609628	38,35127704
11-12	11,5	0,051420003	0,437516283	38,25648218
12-13	12,5	0,050599999	0,488116282	37,64639961
13-14	13,5	0,04917481	0,537291092	36,58605881
14-15	14,5	0,047237766	0,584528858	35,14489763
15-16	15,5	0,044884642	0,6294135	33,39417391
16-17	16,5	0,042210454	0,671623954	31,40457763
17-18	17,5	0,039306628	0,710930582	29,24413111
18-19	18,5	0,036258653	0,747189235	26,97643772
19-20	19,5	0,033144237	0,780333472	24,65931246
20-21	20,5	0,030031995	0,810365467	22,34380432
21-22	21,5	0,026980644	0,837346111	20,07359879
22-23	22,5	0,024038672	0,861384783	17,88477221
23-24	23,5	0,021244431	0,882629214	15,80585652
24-25	24,5	0,018626565	0,901255779	13,85816433

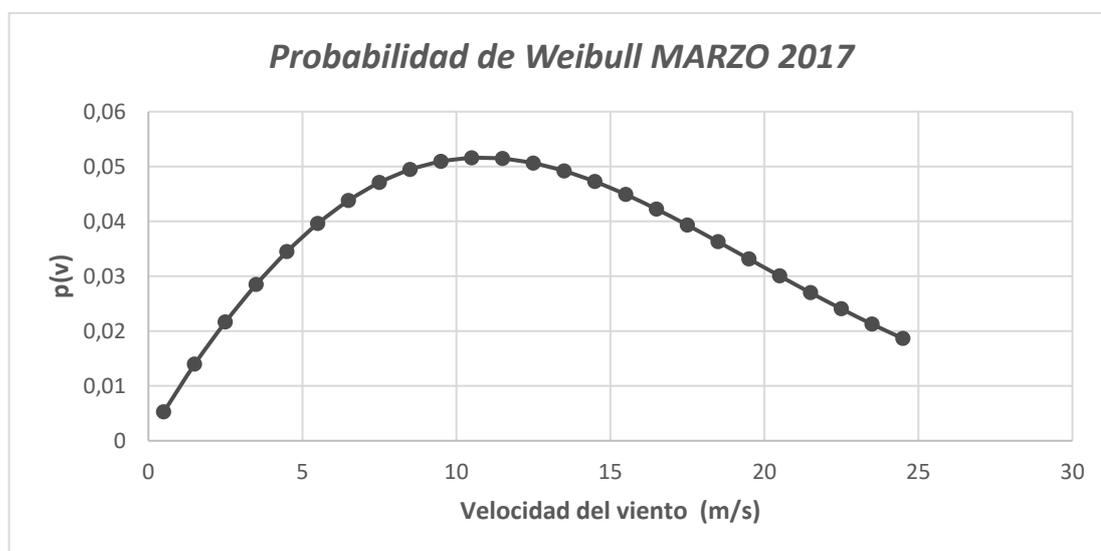


Figura 3. Distribución de Weibull MARZO 2017

ABRIL 2017

Tabla 7. Probabilidad de Weibull ABRIL 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,005547928	0,005547928	3,994508145
1-2	1,5	0,014687583	0,020235511	10,5750599
2-3	2,5	0,022765982	0,043001493	16,39150677
3-4	3,5	0,029933051	0,072934544	21,55179685
4-5	4,5	0,036171351	0,109105895	26,04337298
5-6	5,5	0,041442309	0,150548204	29,83846246
6-7	6,5	0,045717546	0,196265751	32,91663347
7-8	7,5	0,048989002	0,245254753	35,27208174
8-9	8,5	0,051271957	0,29652671	36,91580893
9-10	9,5	0,052604762	0,349131472	37,87542854
10-11	10,5	0,053046718	0,40217819	38,19363694
11-12	11,5	0,052674827	0,454853017	37,92587524
12-13	12,5	0,051579889	0,506432906	37,13752021
13-14	13,5	0,049862303	0,556295209	35,90085809
14-15	14,5	0,04762784	0,603923048	34,29204459
15-16	15,5	0,044983633	0,648906681	32,38821562
16-17	16,5	0,042034551	0,690941232	30,26487651
17-18	17,5	0,038880087	0,729821319	27,99366295
18-19	18,5	0,03561185	0,76543317	25,64053233
19-20	19,5	0,032311684	0,797744854	23,26441275
20-21	20,5	0,029050429	0,826795283	20,91630874
21-22	21,5	0,025887276	0,852682559	18,63883869
22-23	22,5	0,022869668	0,875552227	16,46616077
23-24	23,5	0,020033654	0,89558588	14,42423058
24-25	24,5	0,01740462	0,9129905	12,53132645

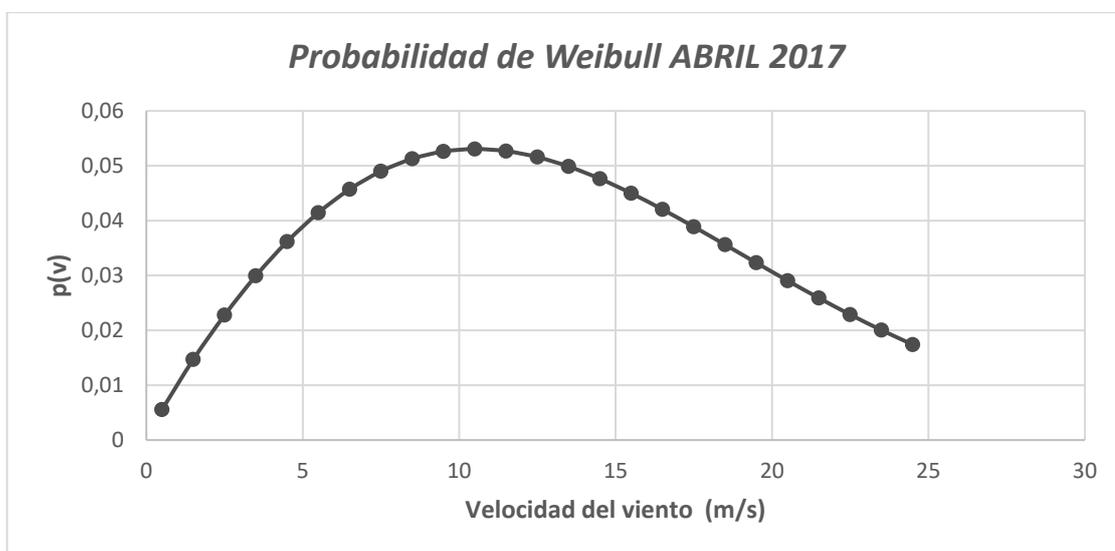


Figura 4. Distribución de Weibull ABRIL 2017

MAYO 2017

Tabla 8. Probabilidad de Weibull MAYO 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,004122654	0,004122654	2,770423737
1-2	1,5	0,010943249	0,015065903	7,353863306
2-3	2,5	0,017046213	0,032112116	11,45505507
3-4	3,5	0,022572473	0,054684589	15,16870185
4-5	4,5	0,027528804	0,082213393	18,499356
5-6	5,5	0,031896646	0,114110039	21,43454608
6-7	6,5	0,035655621	0,14976566	23,96057755
7-8	7,5	0,038791646	0,188557306	26,06798631
8-9	8,5	0,041300173	0,229857479	27,75371596
9-10	9,5	0,043187326	0,273044805	29,021883
10-11	10,5	0,044469926	0,317514731	29,88379034
11-12	11,5	0,045174825	0,362689556	30,35748214
12-13	12,5	0,045337797	0,408027352	30,46699947
13-14	13,5	0,045002144	0,453029497	30,24144102
14-15	14,5	0,044217123	0,49724662	29,71390685
15-16	15,5	0,043036292	0,540282912	28,92038812
16-17	16,5	0,041515857	0,581798769	27,89865582
17-18	17,5	0,039713084	0,621511852	26,68719214
18-19	18,5	0,037684822	0,659196675	25,32420051
19-20	19,5	0,035486193	0,694682868	23,84672187
20-21	20,5	0,03316946	0,727852328	22,28987704
21-22	21,5	0,030783106	0,758635434	20,68624745
22-23	22,5	0,02837113	0,787006564	19,06539946
23-24	23,5	0,025972547	0,812979111	17,45355126
24-25	24,5	0,023621095	0,836600206	15,87337582

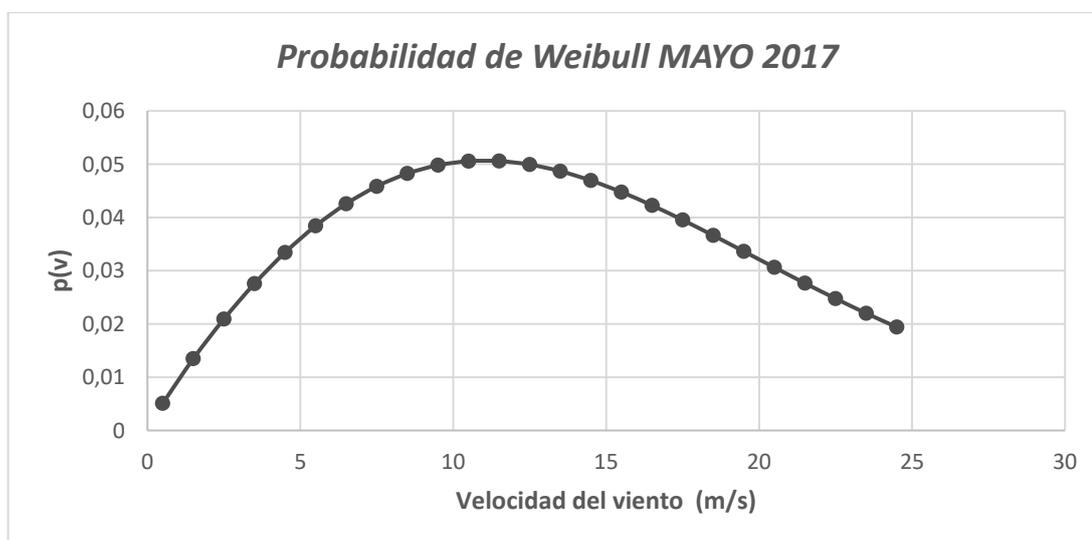


Figura 5. Distribución de Weibull MAYO 2017

JUNIO 2017

Tabla 9. Probabilidad de Weibull JUNIO 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,003189325	0,003189325	2,29631415
1-2	1,5	0,008480484	0,011669809	6,105948563
2-3	2,5	0,013252763	0,024922572	9,541989057
3-4	3,5	0,017631028	0,0425536	12,69434041
4-5	4,5	0,021632163	0,064185763	15,57515714
5-6	5,5	0,025249353	0,089435116	18,17953429
6-7	6,5	0,028470319	0,117905435	20,49862945
7-8	7,5	0,031283707	0,149189142	22,52426892
8-9	8,5	0,033681843	0,182870985	24,25092699
9-10	9,5	0,03566198	0,218532964	25,67662532
10-11	10,5	0,037226791	0,255759755	26,8032892
11-12	11,5	0,038384426	0,294144181	27,63678656
12-13	12,5	0,03914828	0,333292461	28,18676166
13-14	13,5	0,039536566	0,372829027	28,46632786
14-15	14,5	0,039571753	0,412400781	28,49166239
15-16	15,5	0,03927991	0,45168069	28,28153503
16-17	16,5	0,038689996	0,490370686	27,85679678
17-18	17,5	0,037833125	0,528203811	27,23985005
18-19	18,5	0,036741832	0,564945643	26,45411935
19-20	19,5	0,035449359	0,600395002	25,52353848
20-21	20,5	0,033988983	0,634383985	24,47206741
21-22	21,5	0,032393403	0,666777388	23,32325
22-23	22,5	0,030694195	0,697471583	22,09982066
23-24	23,5	0,028921342	0,726392924	20,82336589
24-25	24,5	0,027102839	0,753495764	19,51404436

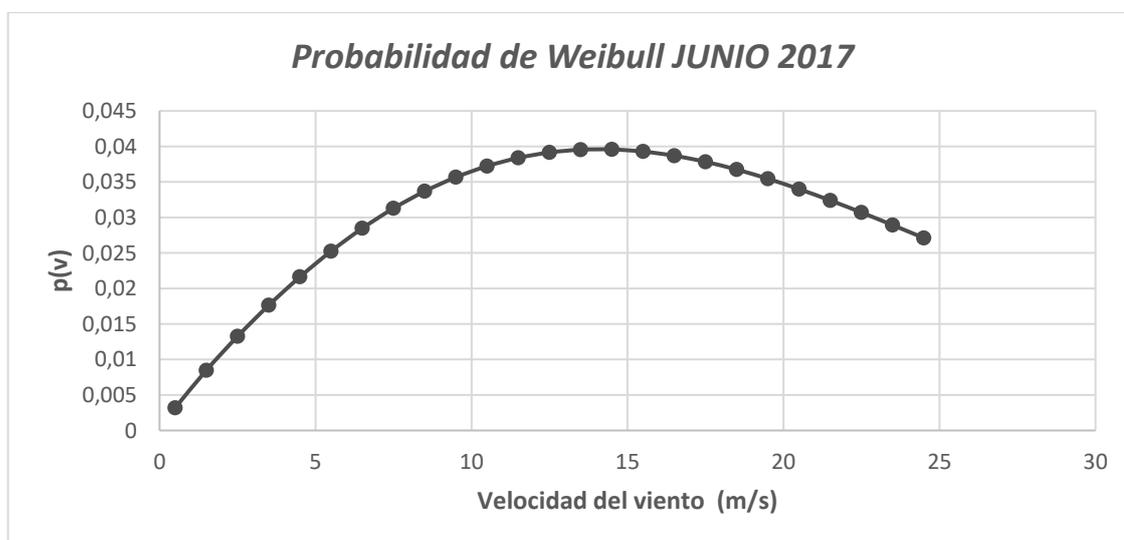


Figura 6. Distribución de Weibull JUNIO 2017

JULIO 2017

Tabla 10. Probabilidad de Weibull JULIO 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,002838894	0,002838894	2,112137164
1-2	1,5	0,007553591	0,010392485	5,6198716
2-3	2,5	0,011818606	0,022211091	8,793042902
3-4	3,5	0,015750548	0,037961639	11,71840745
4-5	4,5	0,01936864	0,057330278	14,41026802
5-6	5,5	0,022669803	0,080000082	16,86633363
6-7	6,5	0,025644884	0,105644966	19,07979382
7-8	7,5	0,028284366	0,133929332	21,0435684
8-9	8,5	0,030580862	0,164510194	22,75216121
9-10	9,5	0,0325303	0,197040494	24,20254328
10-11	10,5	0,034132471	0,231172965	25,39455879
11-12	11,5	0,035391208	0,266564173	26,33105853
12-13	12,5	0,036314328	0,302878501	27,01786
13-14	13,5	0,036913426	0,339791927	27,46358875
14-15	14,5	0,037203542	0,376995469	27,67943553
15-16	15,5	0,03720276	0,41419823	27,67885371
16-17	16,5	0,036931742	0,451129972	27,47721611
17-18	17,5	0,036413235	0,487543207	27,09144708
18-19	18,5	0,035671564	0,52321477	26,53964328
19-20	19,5	0,034732117	0,557946888	25,84069508
20-21	20,5	0,033620858	0,591567746	25,01391853
21-22	21,5	0,032363853	0,623931599	24,0787067
22-23	22,5	0,030986838	0,654918437	23,05420726
23-24	23,5	0,029514828	0,684433265	21,95903201
24-25	24,5	0,027971777	0,712405042	20,81100237

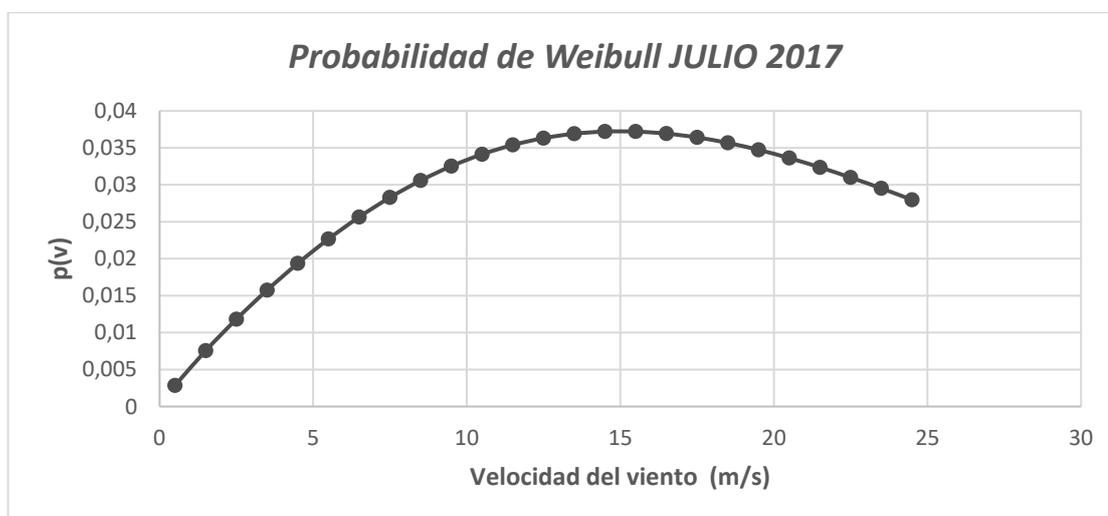


Figura 7. Distribución de Weibull Julio 2017

AGOSTO 2017

Tabla 11. Probabilidad de Weibull AGOSTO 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,003189325	0,003189325	2,372857955
1-2	1,5	0,008480484	0,011669809	6,309480182
2-3	2,5	0,013252763	0,024922572	9,860055359
3-4	3,5	0,017631028	0,0425536	13,11748509
4-5	4,5	0,021632163	0,064185763	16,09432904
5-6	5,5	0,025249353	0,089435116	18,78551876
6-7	6,5	0,028470319	0,117905435	21,1819171
7-8	7,5	0,031283707	0,149189142	23,27507788
8-9	8,5	0,033681843	0,182870985	25,05929122
9-10	9,5	0,03566198	0,218532964	26,53251283
10-11	10,5	0,037226791	0,255759755	27,69673218
11-12	11,5	0,038384426	0,294144181	28,55801278
12-13	12,5	0,03914828	0,333292461	29,12632038
13-14	13,5	0,039536566	0,372829027	29,41520546
14-15	14,5	0,039571753	0,412400781	29,44138446
15-16	15,5	0,03927991	0,45168069	29,22425287
16-17	16,5	0,038689996	0,490370686	28,78535668
17-18	17,5	0,037833125	0,528203811	28,14784505
18-19	18,5	0,036741832	0,564945643	27,33592333
19-20	19,5	0,035449359	0,600395002	26,37432309
20-21	20,5	0,033988983	0,634383985	25,28780299
21-22	21,5	0,032393403	0,666777388	24,10069167
22-23	22,5	0,030694195	0,697471583	22,83648134
23-24	23,5	0,028921342	0,726392924	21,51747808
24-25	24,5	0,027102839	0,753495764	20,16451251

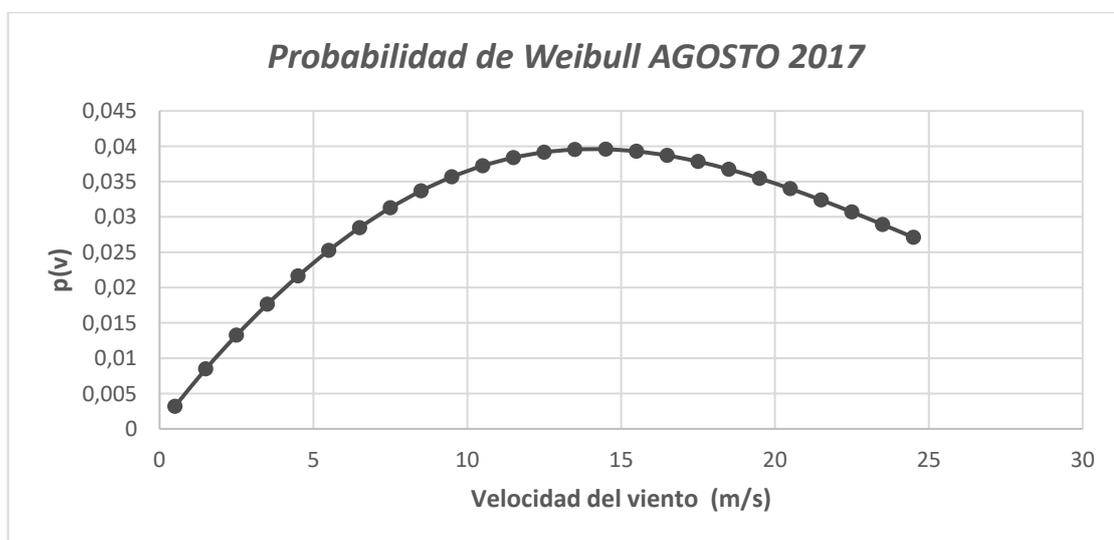


Figura 8. Distribución de Weibull AGOSTO 2017

SEPTIEMBRE 2017

Tabla 12. Probabilidad de Weibull SEPTIEMBRE 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,00418635	0,00418635	3,014171676
1-2	1,5	0,011111008	0,015297358	7,999926018
2-3	2,5	0,017303711	0,032601069	12,45867187
3-4	3,5	0,022906176	0,055507245	16,49244675
4-5	4,5	0,027924303	0,083431548	20,10549818
5-6	5,5	0,032338665	0,115770213	23,28383861
6-7	6,5	0,036128378	0,151898591	26,01243242
7-8	7,5	0,03927933	0,191177921	28,28111745
8-9	8,5	0,041787433	0,232965354	30,08695175
9-10	9,5	0,043659742	0,276625096	31,43501447
10-11	10,5	0,044914418	0,321539514	32,33838088
11-12	11,5	0,04557999	0,367119504	32,81759255
12-13	12,5	0,045694165	0,412813669	32,89979891
13-14	13,5	0,045302342	0,45811601	32,61768598
14-15	14,5	0,044455944	0,502571955	32,00827973
15-16	15,5	0,043210687	0,545782642	31,11169479
16-17	16,5	0,041624844	0,587407486	29,96988774
17-18	17,5	0,039757589	0,627165075	28,6254642
18-19	18,5	0,037667471	0,664832546	27,12057938
19-20	19,5	0,035411059	0,700243606	25,49596263
20-21	20,5	0,033041788	0,733285394	23,79008745
21-22	21,5	0,030609027	0,763894421	22,03849973
22-23	22,5	0,028157374	0,792051795	20,27330902
23-24	23,5	0,025726168	0,817777962	18,52284063
24-25	24,5	0,023349223	0,841127185	16,81144022

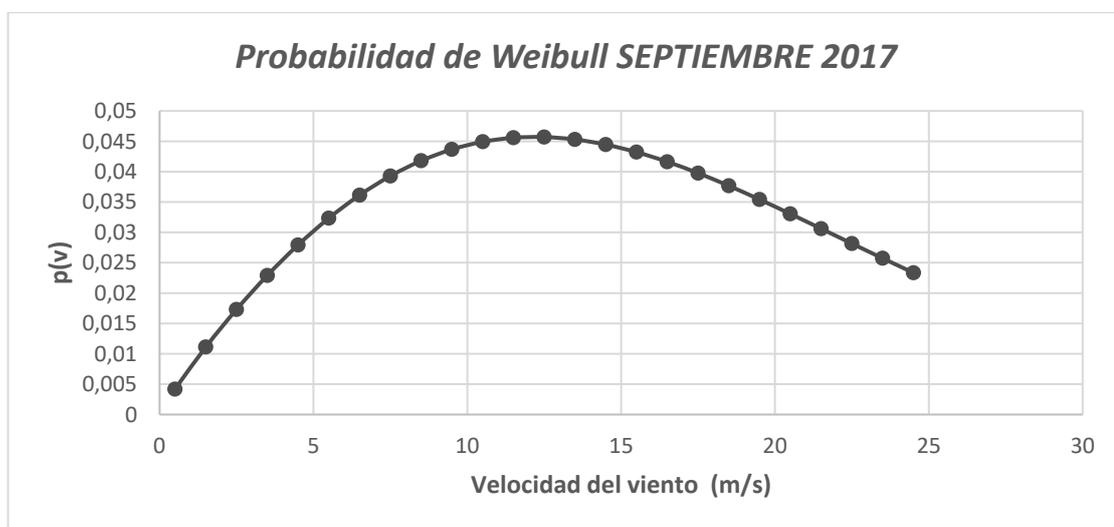


Figura 9. Distribución de Weibull SEPTIEMBRE 2017

OCTUBRE 2017

Tabla 13. Probabilidad de Weibull OCTUBRE 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,008062233	0,008062233	5,998301606
1-2	1,5	0,021244395	0,029306629	15,80583015
2-3	2,5	0,032643105	0,061949734	24,2864703
3-4	3,5	0,042384329	0,104334063	31,53394091
4-5	4,5	0,050392413	0,154726476	37,49195514
5-6	5,5	0,056601682	0,211328158	42,1116514
6-7	6,5	0,060999291	0,272327449	45,38347223
7-8	7,5	0,063634849	0,335962298	47,34432775
8-9	8,5	0,064617672	0,40057997	48,07554833
9-10	9,5	0,064107846	0,464687816	47,69623727
10-11	10,5	0,062304005	0,526991821	46,35417994
11-12	11,5	0,0594297	0,586421521	44,21569688
12-13	12,5	0,055719727	0,642141249	41,45547719
13-14	13,5	0,051407505	0,693548754	38,24718394
14-15	14,5	0,046714252	0,740263006	34,75540362
15-16	15,5	0,041840457	0,782103464	31,12930019
16-17	16,5	0,036959862	0,819063325	27,49813704
17-18	17,5	0,032215937	0,851279263	23,9686574
18-19	18,5	0,027720664	0,878999926	20,62417397
19-20	19,5	0,023555266	0,902555192	17,52511769
20-21	20,5	0,019772493	0,922327686	14,71073512
21-22	21,5	0,016400001	0,938727686	12,20160055
22-23	22,5	0,013444379	0,952172065	10,00261782
23-24	23,5	0,010895457	0,963067522	8,106219908
24-25	24,5	0,008730543	0,971798065	6,495523788

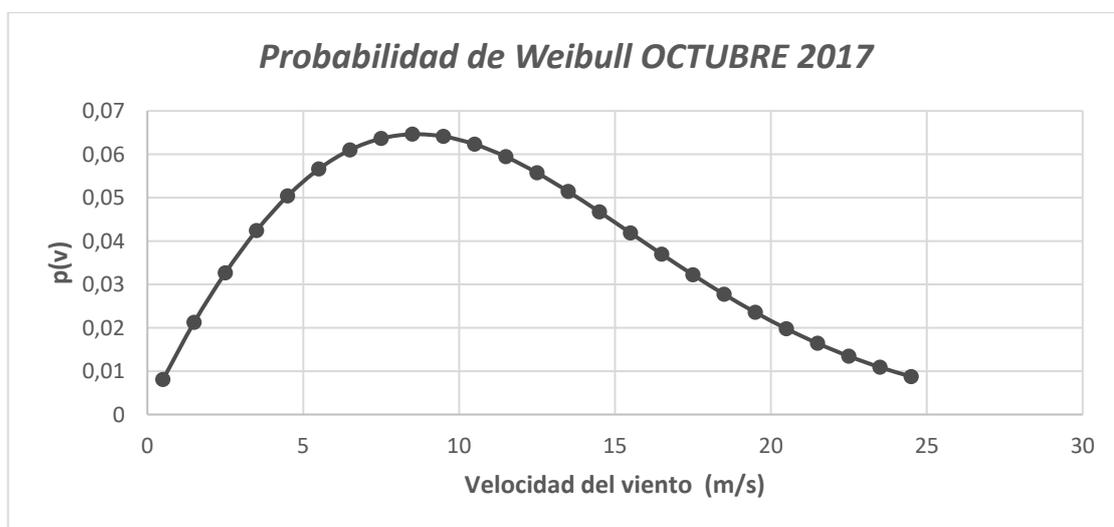


Figura 10. Distribución de Weibull OCTUBRE 2017

NOVIEMBRE 2017

Tabla 14. Probabilidad de Weibull NOVIEMBRE 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,009448213	0,009448213	6,802713578
1-2	1,5	0,024832374	0,034280588	17,87930957
2-3	2,5	0,03797297	0,072253558	27,34053826
3-4	3,5	0,048964423	0,12121798	35,25438451
4-5	4,5	0,057696315	0,178914296	41,54134694
5-6	5,5	0,064100058	0,243014353	46,15204162
6-7	6,5	0,068195637	0,311209991	49,10085877
7-8	7,5	0,070097217	0,381307208	50,46999616
8-9	8,5	0,070002667	0,451309874	50,40192004
9-10	9,5	0,068175162	0,519485036	49,08611637
10-11	10,5	0,06492115	0,584406186	46,74322833
11-12	11,5	0,060567668	0,644973854	43,60872107
12-13	12,5	0,055441205	0,70041506	39,91766781
13-14	13,5	0,049849711	0,750264771	35,89179177
14-15	14,5	0,044068698	0,794333469	31,72946262
15-16	15,5	0,038331863	0,832665332	27,59894165
16-17	16,5	0,03282614	0,865491472	23,63482069
17-18	17,5	0,027690731	0,893182203	19,93732664
18-19	18,5	0,023019415	0,916201618	16,57397854
19-20	19,5	0,01886526	0,935066878	13,58298705
20-21	20,5	0,015246901	0,950313779	10,97776858
21-22	21,5	0,012155545	0,962469323	8,751992145
22-23	22,5	0,009562037	0,97203136	6,884666833
23-24	23,5	0,007423461	0,979454822	5,344892222
24-25	24,5	0,00568891	0,985143732	4,096015086

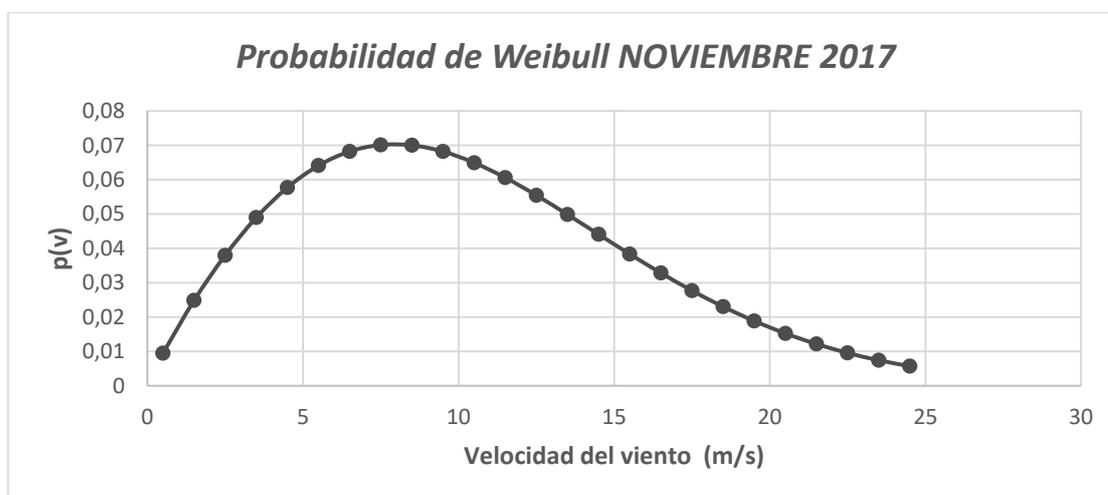


Figura 11. Distribución de Weibull NOVIEMBRE 2017

DICIEMBRE 2017

Tabla 15. Probabilidad de Weibull DICIEMBRE 2017

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,01153044	0,01153044	8,578647137
1-2	1,5	0,030187668	0,041718108	22,45962493
2-3	2,5	0,045829162	0,087547269	34,09689637
3-4	3,5	0,058482389	0,146029658	43,51089719
4-5	4,5	0,067989118	0,214018776	50,58390348
5-6	5,5	0,074302126	0,288320902	55,28078163
6-7	6,5	0,077532287	0,365853189	57,6840218
7-8	7,5	0,077940594	0,443793783	57,98780221
8-9	8,5	0,075907862	0,519701645	56,47544929
9-10	9,5	0,071894535	0,591596181	53,48953426
10-11	10,5	0,066398117	0,657994297	49,40019894
11-12	11,5	0,05991355	0,717907848	44,5756815
12-13	12,5	0,052900227	0,770808075	39,35776879
13-14	13,5	0,045757722	0,816565797	34,04374528
14-15	14,5	0,038810961	0,855376758	28,87535506
15-16	15,5	0,032304325	0,887681082	24,03441748
16-17	16,5	0,02640336	0,914084442	19,64409985
17-18	17,5	0,021202251	0,935286693	15,77447442
18-19	18,5	0,016735026	0,952021719	12,45085953
19-20	19,5	0,012988603	0,965010322	9,663520566
20-21	20,5	0,00991603	0,974926352	7,377526118
21-22	21,5	0,007448728	0,98237508	5,541853711
22-23	22,5	0,005506935	0,987882015	4,09715944
23-24	23,5	0,004007959	0,991889974	2,981921743
24-25	24,5	0,002872194	0,994762168	2,136912336

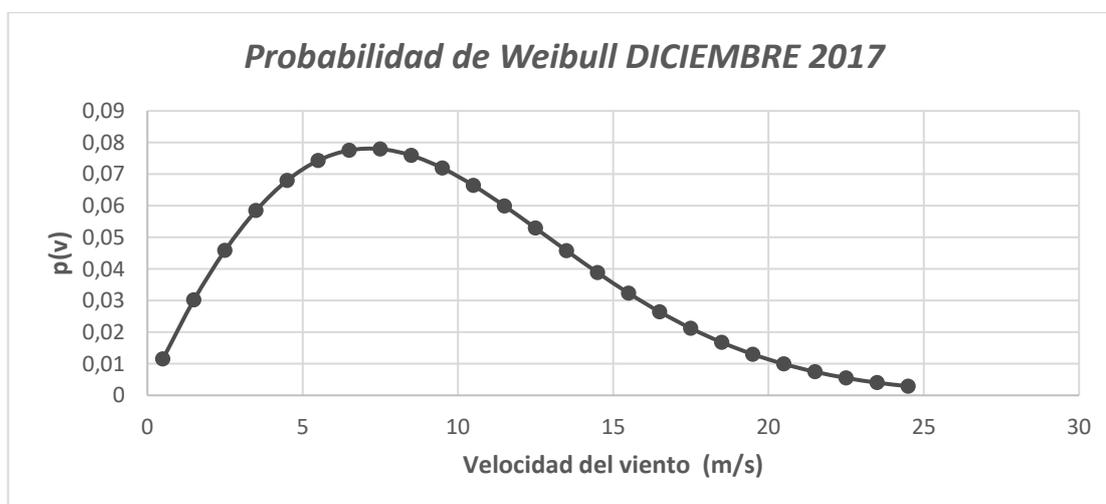


Figura 12. Distribución de Weibull DICIEMBRE 2017

ENERO 2018

Tabla 16. Probabilidad de Weibull ENERO 2018

Intervalo	Velocidad del viento	Probabilidad de Weibull	Suma frecuencias	Horas
0-1	0,5	0,009675619	0,009675619	7,198660385
1-2	1,5	0,025419288	0,035094907	18,91195063
2-3	2,5	0,038839758	0,073934665	28,89677991
3-4	3,5	0,050025205	0,12395987	37,21875259
4-5	4,5	0,058859612	0,182819482	43,79155115
5-6	5,5	0,06527508	0,248094562	48,56465961
6-7	6,5	0,069298975	0,317393538	51,55843776
7-8	7,5	0,071058525	0,388452063	52,86754258
8-9	8,5	0,070768693	0,459220756	52,65190749
9-10	9,5	0,068711855	0,527932611	51,12162017
10-11	10,5	0,065213855	0,593146466	48,51910832
11-12	11,5	0,060619635	0,653766101	45,10100841
12-13	12,5	0,055270803	0,709036903	41,12147716
13-14	13,5	0,049486799	0,758523702	36,81817809
14-15	14,5	0,043550638	0,80207434	32,40167483
15-16	15,5	0,0376996	0,83977394	28,04850236
16-17	16,5	0,032120694	0,871894634	23,89779627
17-18	17,5	0,026950351	0,898844985	20,05106093
18-19	18,5	0,022277503	0,921122488	16,57446227
19-20	19,5	0,01814911	0,939271598	13,50293782
20-21	20,5	0,014577168	0,953848766	10,84541288
21-22	21,5	0,011546342	0,965395107	8,590478195
22-23	22,5	0,009021501	0,974416608	6,71199638
23-24	23,5	0,006954625	0,981371232	5,174240768
24-25	24,5	0,005290738	0,986661971	3,936309135

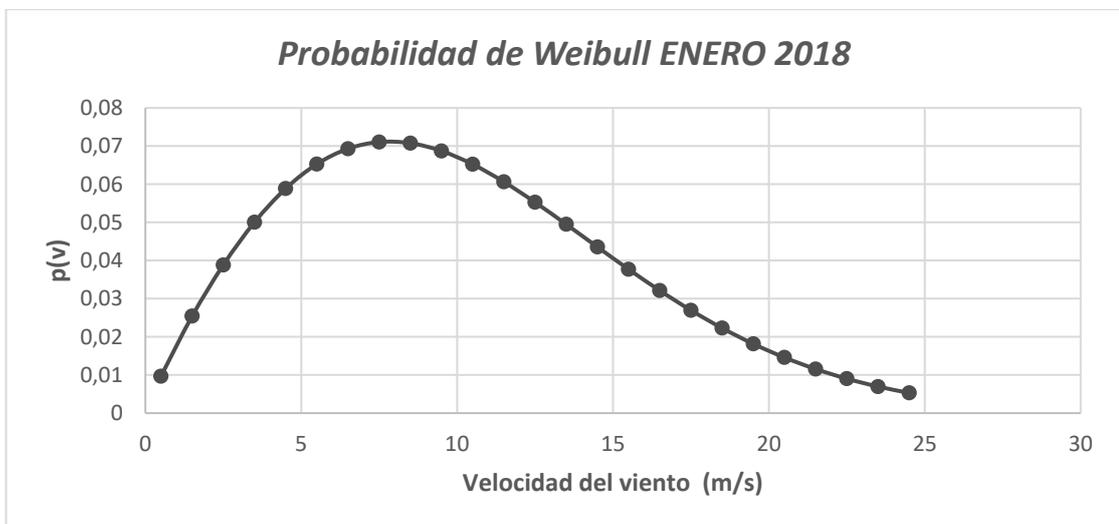


Figura 13. Distribución de Weibull ENERO 2018

3. ELECCIÓN DEL AEROGENERADOR

La elección del modelo escogido vendrá dada por el estudio de la energía producida y la relación precio potencia de cada turbina.

3.1. Energía producida

La producción de energía es la relación entre la potencia de aerogenerador para un intervalo de velocidad y el tiempo en se que se da dicho intervalo:

$$E = \sum P \cdot t \quad (4)$$

Siendo

E = Energía producida durante el mes (kW·h).
P = Potencia en un intervalo de velocidad (kW).
t = tiempo del intervalo de velocidad (horas).

El tiempo de duración de cada intervalo se calculó siguiendo las diferentes probabilidades halladas en cada mes y teniendo en cuenta la duración en horas del mes completo.

Una vez se obtienen estos datos se realiza el cálculo de la energía producida por cada modelo de aerogenerador. A continuación, se muestra una tabla resumen con la cantidad de energía producida a lo largo de los 13 meses de estudio, por cada modelo, así como su producción de energía media.

Tabla 17. Energía producida por cada modelo

Modelo	ΣE (kW·h)	E. Media (kW·h)
Vestas V164-8 MW	44560287,42	3427714,417
Senvion 126 - 6,2 MW	32143104,25	2472546,48
Gamesa G132- 5 MW	27804204,44	2138784,957
Enercon E 126 EP - 4 MW	22952154,68	1765550,36

El modelo que produce más energía es el Vestas, pero es debido a que es el que tiene a la potencia nominal más alta entre las cuatro opciones. Al compararse diferentes modelos de aerogeneradores con distintas potencias nominales, es difícil encontrar una solución óptima atendiendo solamente a la energía producida, con lo deberá estudiar, además, el factor de capacidad, las horas equivalentes y diferentes costes asociados para elegir la mejor opción.

3.1.1. Factor de capacidad

El factor de capacidad se define como la relación entre la energía generada por un aerogenerador, durante un período dado y la que se hubiera producido si durante ese período hubiese estado funcionando continuamente a potencia nominal (P_N).

$$FC = \frac{E}{P_N \cdot t} \quad (5)$$

Donde:

E: energía producida en un periodo de tiempo ($\text{kW}\cdot\text{h}$).

P_N : Potencia nominal (kW).

t: Periodo de tiempo en horas

3.1.2. Horas equivalentes

Las horas equivalentes son el número de horas que un aerogenerador debería trabajar a la potencia nominal para producir la misma cantidad de energía en el periodo de tiempo considerado. Se expresa como:

$$HE = \frac{E}{P_N} \quad (6)$$

A continuación, se muestra un resumen de estos dos parámetros para cada modelo:

Tabla 18. Factor de capacidad y horas equivalentes

Modelos	FC	HE
Vestas V164 - 8 MW	0,59	5570
Senvion 126 - 6,2 MW	0,55	5184
Gamesa G132- 5 MW	0,59	5561
Enercon E 126 EP - 4 MW	0,60	5738

Una vez obtenidos los resultados, se comprueba que los aerogeneradores escogidos están cercanos al 60% de factor de capacidad, bastantes superiores a la media normal que se sitúa entre 20% y 30%, lo que indica que el emplazamiento escogido es muy bueno para posicionar el aerogenerador. Por el momento, se puede apreciar que los modelos de Vestas, Gamesa y Enercon son los que mejores resultados dan para la ubicación seleccionada.

3.2. Relación precio – potencia instalada

Mediante esta relación se puede establecer lo que cuesta cada MW instalado (€/MW) pudiendo conocer la inversión inicial que se ha de realizar. En este caso se divide el precio del aerogenerador entre la potencia nominal que es capaz de suministrar.

Sólo se ha podido obtener los datos del precio del aerogenerador de la marca Vestas, del resto se realiza una estimación, ya que, no se han podido recabar datos de los diferentes fabricantes. Se estima que el precio de cada MW instalado asciende a 1.125.000€.

Tabla 19. Precio/potencia de cada modelo

Modelos	Potencia Instalada (MW)	Coste (€)	Pecio/potencia (€/MW)
Vestas V164 - 8 MW	8	9000000	1125000,00
Senvion 126 - 6,2 MW	6,2	6918750	1125000,00
Gamesa G132- 5 MW	5	5625000	1125000,00
Enercon E 126 EP - 4 MW	4,2	4725000	1125000,00

A este coste se ha de asociar los costes de la obra civil y eléctrica, que se estimaría como un coste fijo. Sin embargo, no es objeto de este proyecto la realización de ningún tipo de paramenta eléctrica o subestación.

El coste específico, de designa como el precio de cada aerogenerador entre el área barrida por el rotor de dicho aerogenerador. Con este resultado se puede comprobar que aerogenerador es el que representa un coste mayor a la hora de instalarse:

Tabla 20. Costes específicos

Modelos	Precio del modelo (€)	Área Barrida (m ²)	Coste específico (€/m ²)
Vestas V164 - 8 MW	9000000	21124	426,06
Senvion 126 - 6,2 MW	6918750	12469	554,88
Gamesa G132- 5 MW	5625000	13685	411,03
Enercon E 126 EP - 4 MW	4725000	13847	341,23

Por último, se estudiará los ingresos esperados por año. Para ello, se establece un precio de generación estándar y se calculará el beneficio obtenido.

Tabla 21. Beneficio esperado por año

Modelos	Precio Generación (€/kWh)	ΣE (kW·h)	Beneficios (€)
Vestas V164 - 8 MW	0,053688	44560287,42	2392352,711
Senvion 126 - 6,2 MW		32143104,25	1725698,981
Gamesa G132- 5 MW		27804204,44	1492752,128
Enercon E 126 EP - 4 MW		22952154,68	1232255,28

4. CONCLUSIÓN

Atendiendo a los ingresos esperados por año, el modelo de Vestas es el que ofrece un mayor beneficio, aunque también es el segundo modelo que representa con mayor coste específico, y por lo tanto, un mayor coste a la hora de instalarse respecto a los otro modelo.

En cuanto a términos de producción de energía, el modelo Vestas es el que posee unos mejores parámetros respecto a los otros modelos, siendo el que más produce, con uno de los factores de capacidad más elevado.

El aerogenerador seleccionado, por consiguiente, es el Vestas V-164 8.0 MW, ya que, aunque tiene un coste superior al del resto, es el que mejor aprovecha las condiciones de viento de la zona, y más energía produce a lo largo del tiempo estudiado. Además, resulta interesante la elección de este aerogenerador ya que la tendencia actual está llevando a la colocación de aerogeneradores cada vez más grandes, por lo que el estudio de la cimentación para este modelo resulta de un gran interés.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Instituto Tecnológico de Canarias (ITC). *Recurso eólico de Canarias. Detalles de los datos numéricos Tomo 6*. Consultada el 1 de febrero de 2018.
<http://www.itccanarias.org/recursoeolico/>

ANEXO III:
PARQUES EÓLICOS OFFSHORE
DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE

ÍNDICE

1. OBJETO	4
2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES INSTALADAS	4
MIDDELGRUNDEN	4
NYSTED I (RØDSAND I).....	5
LILLGRUND.....	6
SPROGØ	8
THORNTONBANK.....	9
NYSTED II (RØDSAND II)	12
ELISA	15
3. REFERENCIAS.....	18

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Cimentación superficial de Middelgrunden	4
Figura 2. Contrucción de la cimentación en Rodsand I.....	5
Figura 3. Planta de la cimentación de Lillgrund	6
Figura 4. Sección de la cimentación de Lillgrund	7
Figura 5. Instalación en el lecho marino.....	7
Figura 6. Peso de la cimentación de Lillgrund	7
Figura 7. Sección de la cimentación de Sprogo.....	8
Figura 8. Planta de la base	9
Figura 9. Cimentación de Thorntonbank	10
Figura 10. Sección interior de la cimentación Thorntonbank.....	11
Figura 11. Cimentación Nysted II.....	13
Figura 12. Seatower	14
Figura 13. Tipo de cimentación de Blyth	14
Figura 14. Cimentaciones Híbridas. Blyth.....	15
Figura 15. Localización de ELISA. Fuente [12].....	15
Figura 16. Dimensiones de ELISA. Fuente [13]	16
Figura 17. Instalación de ELISA. Fuente [13].....	17

1. OBJETO

El objeto de este anexo es la descripción de los datos más relevantes de los diferentes parques eólicos offshore que se han instalado usando la cimentación superficial. A continuación, se presenta los parques más significativos ordenados por la fecha de construcción.

2. CIMENTACIONES SUPERFICIALES INSTALADAS

Middelgrunden

- Dinamarca
- Año: 2001
- Turbina: 2 MW
- Distancia de la costa: 3,5 km
- Profundidad: 4 – 8 m
- Diámetro del rotor: 76 m
- Altura total: 102 m
- Peso de la cimentación: 1800 t

Este parque, constituido por 20 aerogeneradores de 2 MW cada uno, se encuentra en las costas de Copenhague, Dinamarca, a una distancia de 3,5 y a una profundidad que varía entre los 4 y 8 m.

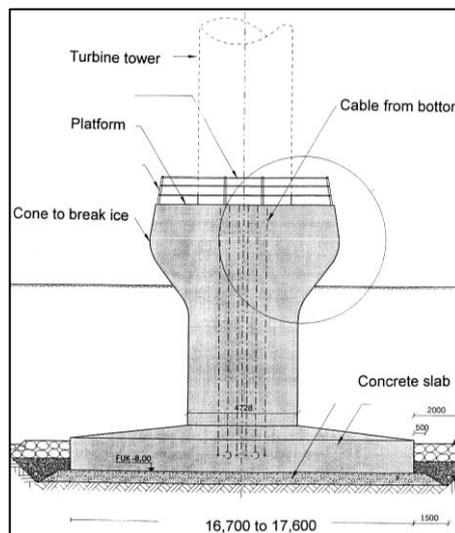


Figura 1. Cimentación superficial de Middelgrunden

La cimentación se basa en una cimentación por gravedad de hormigón armado y que se caracteriza por tener una base circular entre 16 y 17 metros de diámetro. Además, consta de

una forma cónica en su parte superior con el objetivo de reducir las cargas debidas al hielo. La altura total de la cimentación varía de 8 a 11,3 m y posee un peso de 1800 t [1].

Para la instalación de los aerogeneradores hizo falta una previa preparación del lecho marino ya que poseía una capa de lodo de 5 m de espesor. Esta capa fue eliminada y se instaló una capa de roca compactada como base para la cimentación. El transporte de cada cimentación fue llevada a cabo por barcos grúas que la transportaba mientras se mantenía semisumergida [2].

Nysted I (Rødsand I)

- Dinamarca
- Año: 2003
- Turbina: 2,3 MW
- Distancia de la costa: 9 - 10 km
- Profundidad: 7,5-12,75 m

Este parque está instalado a 10 km de la costa de Rødsand, al suroeste de Gedser, en Dinamarca, en un rango de profundidades entre 7,5 m y 12,75 m. Consta de 72 turbinas de 2,3 MW

El diseño consta de una base de forma hexagonal de celdas abiertas, con una dimensión de 17 m. Las celdas se rellenan de material de lastre para la instalación de la estructura en el fondo marino. Además, dispone de un soporte de hormigón armado y cuya parte superior cambia a una forma cónica debido a la presencia de cargas de hielo [3].



Figura 2. Construcción de la cimentación en Rødsand I

El peso de cada base fue de aproximadamente 1.300 toneladas antes del lastrado y 1.800 toneladas después del lastrado. Para cada cimentación se usó 513,9 m³ de hormigón armado y 459,72 m³ de material de relleno [4].

Fueron transportados mediante plataforma flotantes y posteriormente instalado en el lecho marino mediante grúas.

Lillgrund

- Suecia
- Año: 2007
- Turbina: 2,3 MW
- Distancia de la costa: 7 km.
- Profundidad: 4-10 m

El parque eólico de Lillgrund está situada en una zona poco profunda de Öresund, a 7 km de la costa de Suecia y a 9 km de la costa de Dinamarca. Consta de 49 aerogeneradores de 2,3 MW.

El diseño de la cimentación se basa en el usado en Nysted I. Son estructura de hormigón armado, con una base hexagonal con 6 celdas abiertas, un soporte hueco con forma cónica en la parte superior.

A continuación, se muestran los planos de la cimentación obtenidas de [5]:

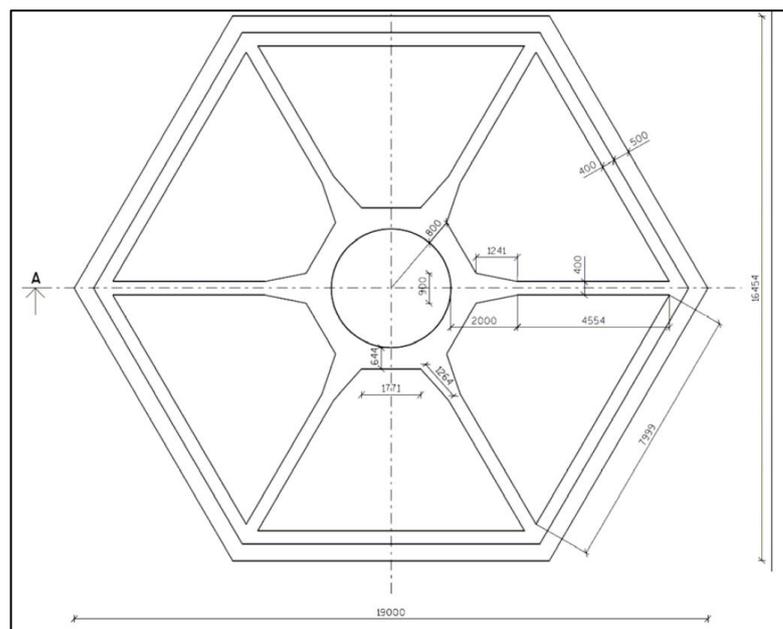


Figura 3. Planta de la cimentación de Lillgrund

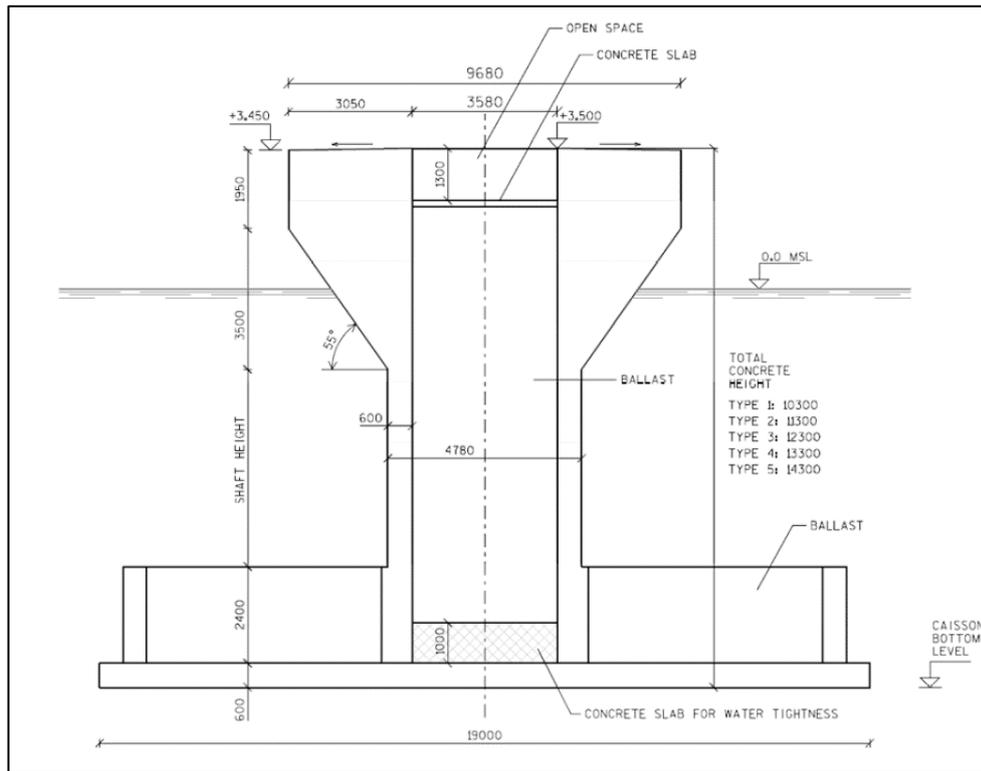


Figura 4. Sección de la cimentación de Lillgrund

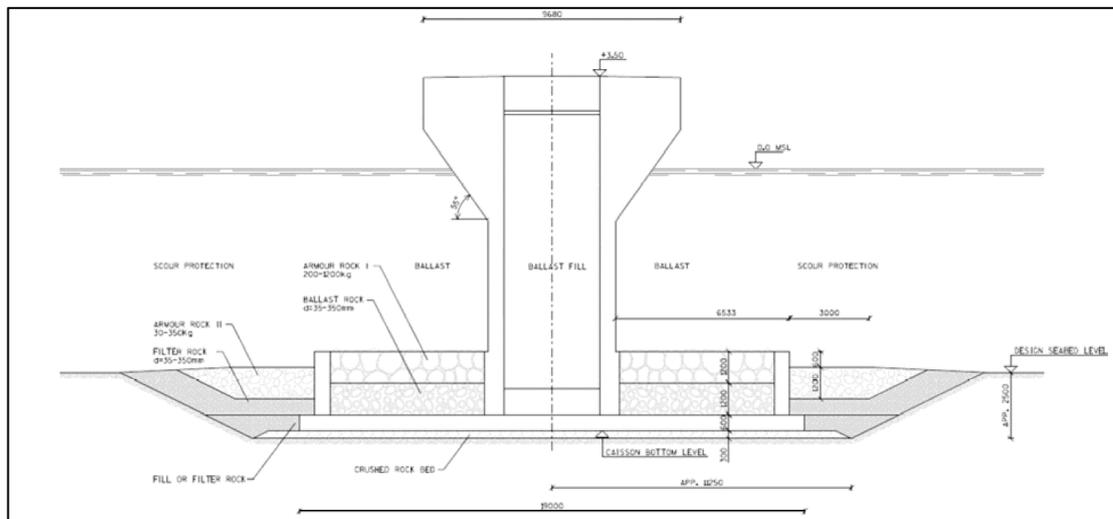


Figura 5. Instalación en el lecho marino.

El peso de la cimentación con el material de relleno y sin éste se muestra a continuación:

Type	Weight without ballast [tons]	Weight Ballast [tons]	Total weight [tons]
1	1299	803	2102
2	1318	822	2140
3	1337	841	2178
4	1356	860	2216
5	1375	879	2254

Figura 6. Peso de la cimentación de Lillgrund

El método de transporte fue el mismo que el utilizado para Nysted I y fue necesario la preparación de lecho marino mediante la eliminación de capas de arcilla y arena y la ejecución de una capa de rocas compactas.

Sprogø

- Dinamarca
- Año: 2009
- Turbina: 3 MW
- Distancia de la costa: 10,6 km
- Profundidad: 6 – 16 m

Este parque consta de 7 turbinas de 3 MW instaladas a 10 km de la costa de Sprogø, Dinamarca.

El diseño es el mismo que para los dos parques anteriores, con una base hexagonal de 20 – 22 m de ancho dividida en 6 celdas abiertas.

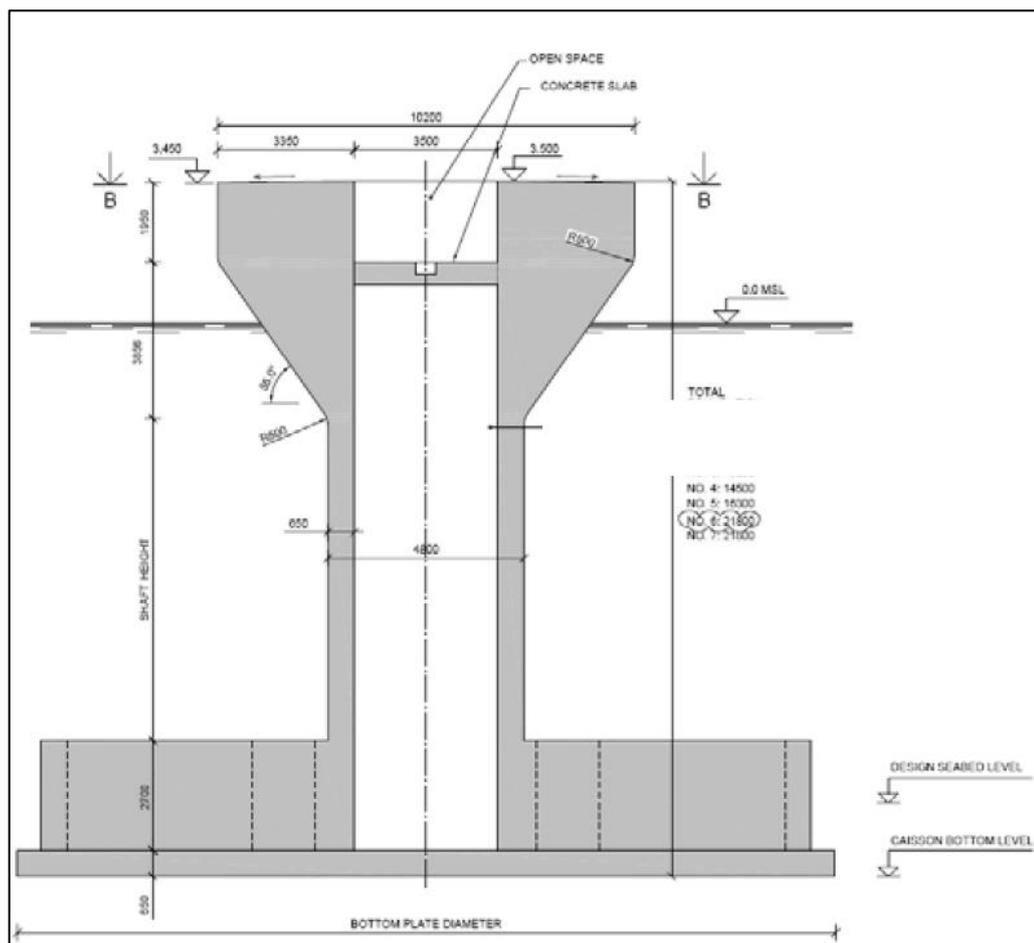


Figura 7. Sección de la cimentación de Sprogø.

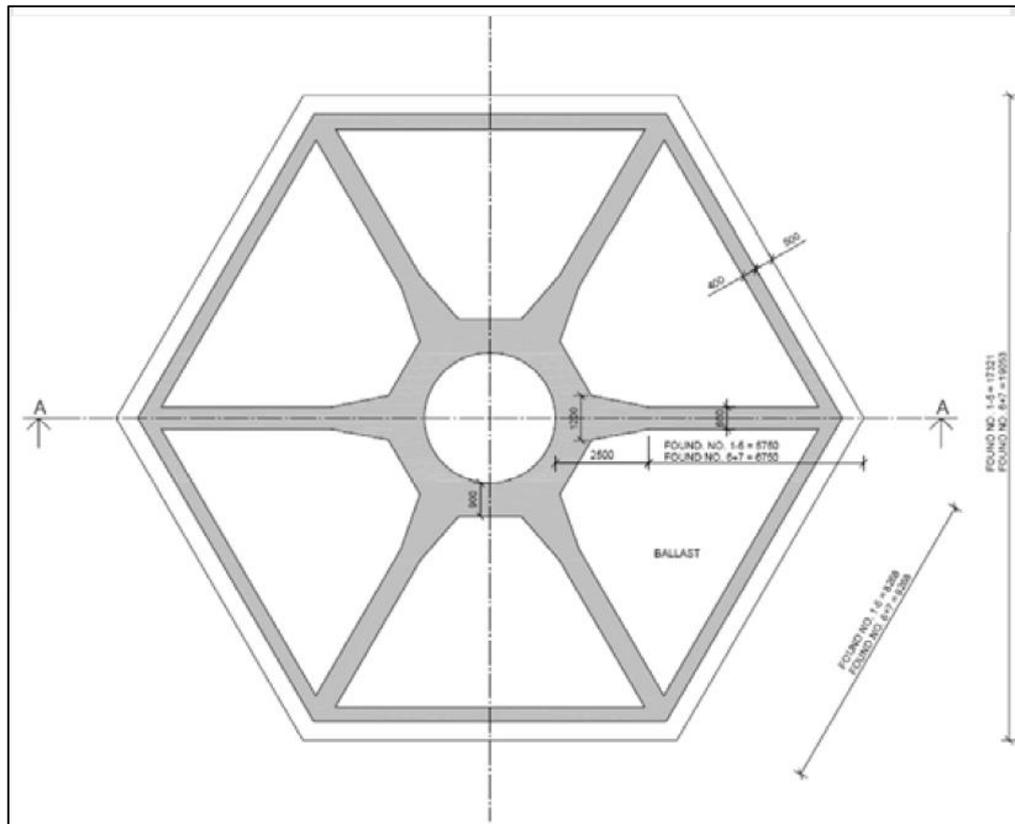


Figura 8. Planta de la base

Thorntonbank

- Bélgica
- Año: 2009
- Turbina: 5 MW
- Distancia de la costa: 26 km
- Profundidad: 12 – 27 m.

Este parque se encuentra a 26 km de la costa de Bélgica y alcanza una profundidad de 27 m, la mayor profundidad hasta ese momento alcanzada por este tipo de cimentaciones.

Cada cimentación consta de una placa base (losa de hormigón), una sección cónica, una sección cilíndrica y una plataforma superior. La placa base en forma de anillo tiene un diámetro exterior de 23,50 m, un diámetro interior de 8,50 m y una altura de 1,265 m de media. La sección cónica GBF se extiende 17,00 m (medida verticalmente) de la placa base, donde comienza con un diámetro de 17,00 m. La sección cilíndrica tiene un diámetro exterior de 6,50 m. El grosor total de la pared es de 0,50 m. La transición entre la sección cilíndrica y la sección cónica está en todo momento muy por debajo del nivel del agua, con lo que se garantiza la seguridad de las condiciones de amarre de los buques de mantenimiento durante la fase de explotación del parque eólico [6].

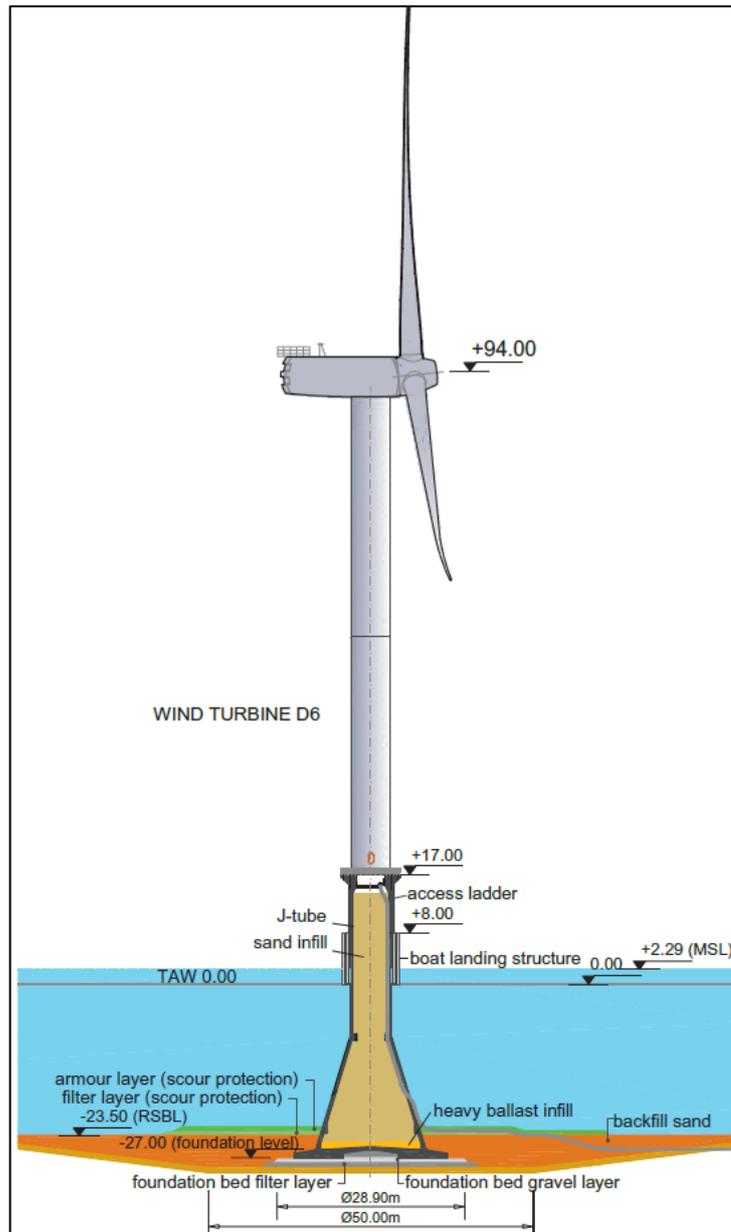


Figura 9. Cimentación de Thorntonbank

El peso de cada GBF individual varía entre 2.800 y 3.000 toneladas. Por cada cimentación se utilizó un promedio de 1.085 m³ de hormigón y unas 215 toneladas de acero de refuerzo. El hormigón cumple con la clase de resistencia de compresión C45/55, clase de entorno ES4 y clase de consistencia S3. La grava utilizada en el hormigón tiene una clasificación de 0-22 mm, mientras que el tipo de cemento es Cem III HSR 42.5 LA. El cemento se utilizó a razón de 450 kg / m³, con un factor agua / cemento de 0,36. En la parte inferior del lado interior de la sección cónica se aplican los tendones de post-tensión, de 32 piezas, cada uno de 1770 MPa de resistencia a la tracción, entre el nivel de la plataforma y los topes de anclaje.

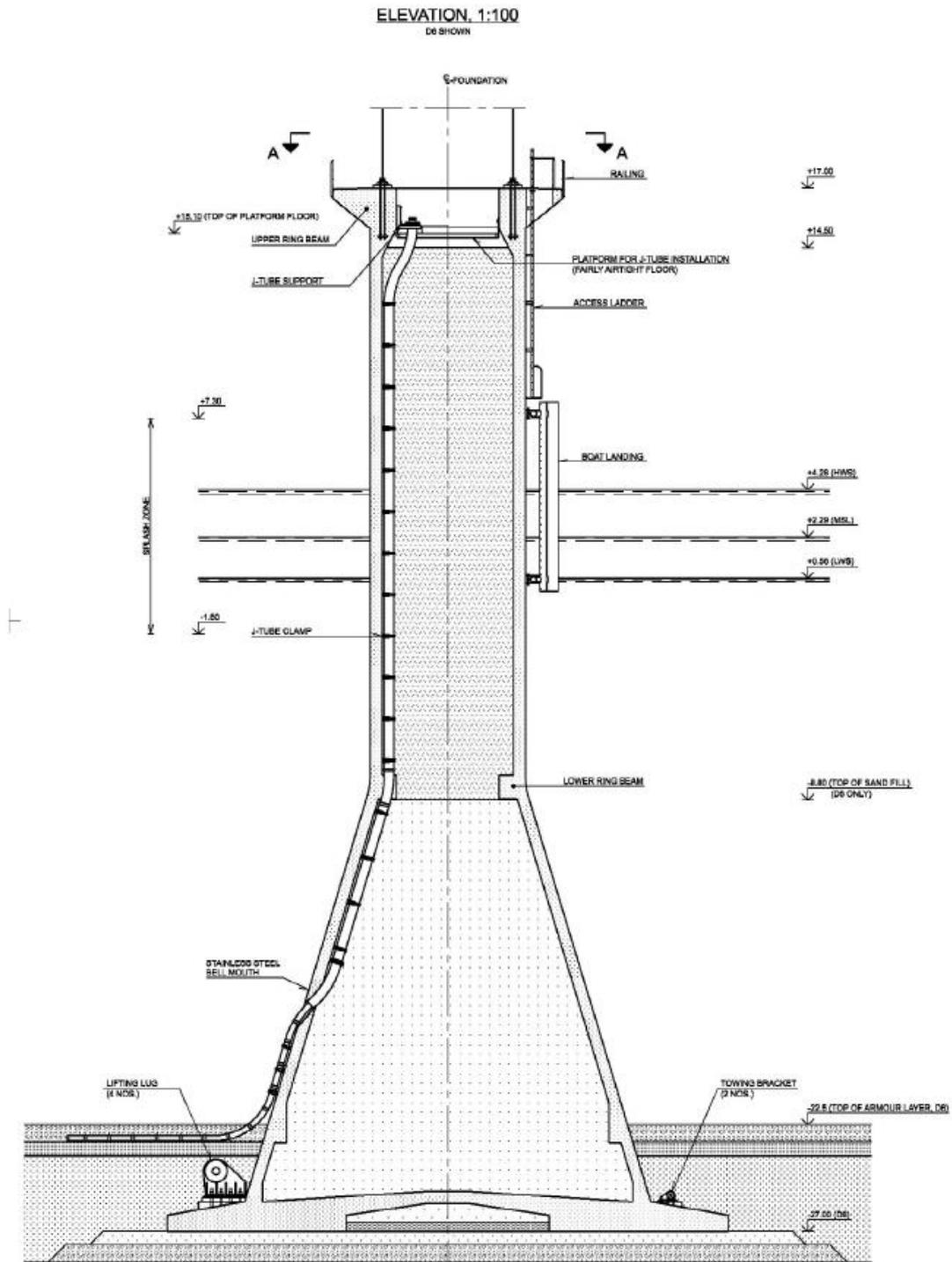


Figura 10. Sección interior de la cimentación Thorntonbank

Respecto al lecho marino se pueden distinguir las siguientes capas (de arriba hacia abajo):

- Arena densa, de gruesa a media, con un horizonte de grava en la parte inferior, espesor 10 m.
- Arcilla rígida (capa terciaria), en el fondo se encuentra una transición a material más limoso o arenoso, espesor 10 m.

- Arena densa, ligeramente limosa a arcillosa, espesor 3 m.
- Muy denso ligeramente limoso a arena fina arcillosa con vetas de arcilla, grosor 8 m.
- Arcilla terciaria rígida hasta el final.

En cada ubicación de las turbinas se requiere dragado del lecho marino para preparar el terreno. Esta preparación consistió en la formación de un foso de unos 7 m, con unas medidas de 50 m x 80 m en la parte inferior y con una pendiente de 1:8 a lo largo del eje principal y de 1:5 a lo ancho. Todo el material dragado estaba compuesto por arena densas y blandas y que aprovechan para el relleno del pozo una vez instalada la turbinas y como material de lastre.

Una vez realizado el dragado se procedió a la instalación de una superficie estable para la cimentación. Esta superficie consta de dos capas: una capa inferior circular que abarca desde el fondo del foso hasta 0,55 m por encima, compuesta por grava 0/63 mm; seguido por una capa circular de grava 10/80 mm.

Alrededor de cada base, se ha preparó un sistema de protección contra la erosión. El diseño consiste en un filtro y una capa de blindaje de materiales de roca.

Nysted II (Rødsand II)

- Dinamarca
- Año: 2010
- Turbina: 2,3 MW
- Distancia de la costa: 8,8 km
- Profundidad: 6-12 m

Nyted II consta de 90 turbinas situadas a 9 km de la costa cerca de Nysted I.

La cimentación de Nysted II sigue el patrón que Nysted I, pero cambia el diseño de la base, siendo prácticamente cuadrada, con chaflanes en las esquinas y con otra disposición de celdas abiertas. El eje hueco tiene un diámetro constante y en la parte superior de la cimentación tienen una forma cónica para reducir las cargas de hielo.

Estas cimentaciones tienen una huella de 17 metros x 17 metros, un diámetro de eje central de 5 metros y un peso vacío de 1.200 toneladas. La estructura fue rellena con aproximadamente 1.200 toneladas de piedras de lastre en las celdas inferiores y aproximadamente 300 toneladas de arena Norit en el soporte [7].



Figura 11. Cimentación Nysted II

Fécamp. (Seatower)

- Francia
- Año: 2015
- Turbina de 6 MW.
- Profundidad: 30 m
- Distancia a la costa: 15 km

La primera cimentación Seatower Crane-free Gravity ha sido instalada en el canal británico a unos 15 km de la costa francesa en el sitio offshore de Fécamp y con una profundidad de agua de 30 metros. Se trata de un proyecto para demostrar la validez de la cimentación patentada por Seatower [8].

La cimentación consta de una forma cónica hueca de hormigón armado con un soporte de acero, a diferencia de las cimentaciones anteriores cuyos soportes son de hormigón armado., diseñada para que se mantenga a flote y se transporte mediante remolcadores, reduciendo los costos y los riesgos de uso de buques pesados. Dispone de falda de acero en la parte inferior, que permite que la penetración en el lecho marino. El diámetro de la cimentación es de 23 m [9].

La base fue remolcada a su posición deseada por dos remolcadores y después desplegada dejando entrar el flujo del agua en el hueco de la cimentación. Posteriormente, se añadió material de relleno para la fijación al lecho marino.

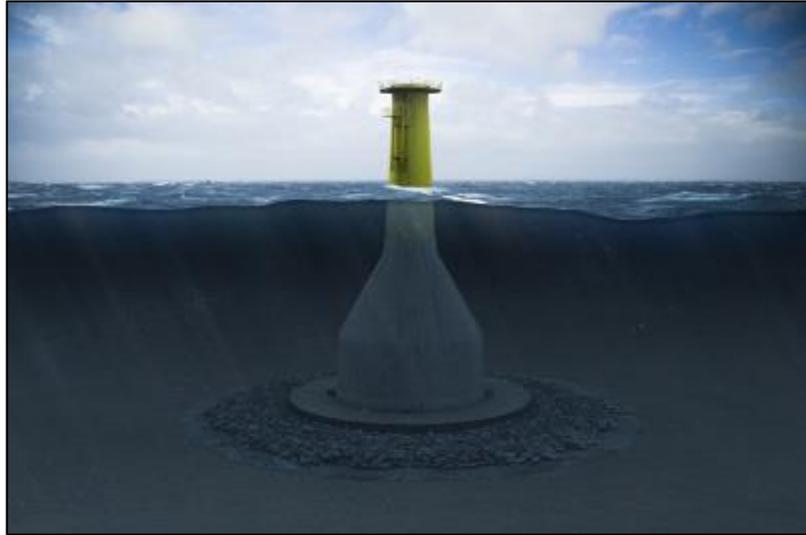


Figura 12. Seatower

Blyth Offshore Demonstrator Wind Farm

- Inglaterra
- Año: 2018
- Turbina: Vestas V164 8MW
- Distancia de la costa: 6 km
- Profundidad: 38 m
- Combinación de estructura de acero y hormigón

Se trata de un proyecto de demostración en el cual se han instalado 5 aerogeneradores de los 15 que se pretende instalar 15, en la costa de Blyth al norte de Inglaterra a una profundidad de 38 m [10].

El diseño trata de un híbrido entre una base de gravedad de hormigón armado y un monopilote. Consta de una base de hormigón armado de 30 m de diámetro que rodea un soporte de acero que se extiende hasta los 60 m desde la base hasta la plataforma de acceso. Cada cimentación se compone de más de 1.800 m³ de hormigón y pesa más de 15.000 toneladas cuando está totalmente instalado en el fondo marino [11].

Esta estructura de hormigón y acero flota en el mar para su transporte y es sumergidas en el lecho marino mediante el lastrado.

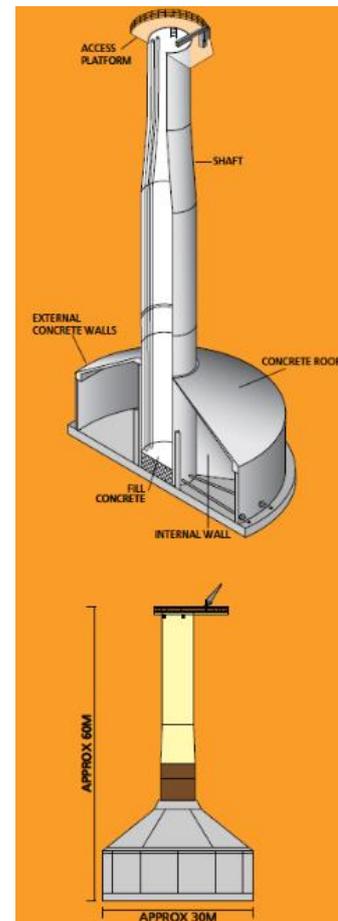


Figura 13. Tipo de cimentación de Blyth



Figura 14. Cimentaciones Híbridas. Blyth

ELISA

- Aguas de Plocan. Costa de Gran Canaria
- Año: 2018
- Turbina: 5 MW
- Profundidad: 30 m.

El proyecto ELISA/ELICAN supone el primer aerogenerador eólico marino instalado en España. Esta tecnología consiste en una torre telescópica íntegramente construida en hormigón, con una cimentación por gravedad [12]. La turbina se encuentra en las costas de Gran Canaria en las aguas de PLOCAN, tal y como se observa en la siguiente figura.



Figura 15. Localización de ELISA. Fuente [12]

El diseño se basa en una base circular de aproximadamente 30 m de diámetro y con una altura de 7 m. La cimentación servirá de apoyo a una torre telescópica de hormigón armado de 3 tramos. La torre permite ya que permite la auto-instalación de la estructura y el montaje completo de componentes en puerto, reduciendo las operaciones marinas, muy costosas y

dependientes de las condiciones climáticas. En la siguiente figura se puede observar las dimensiones de este prototipo.

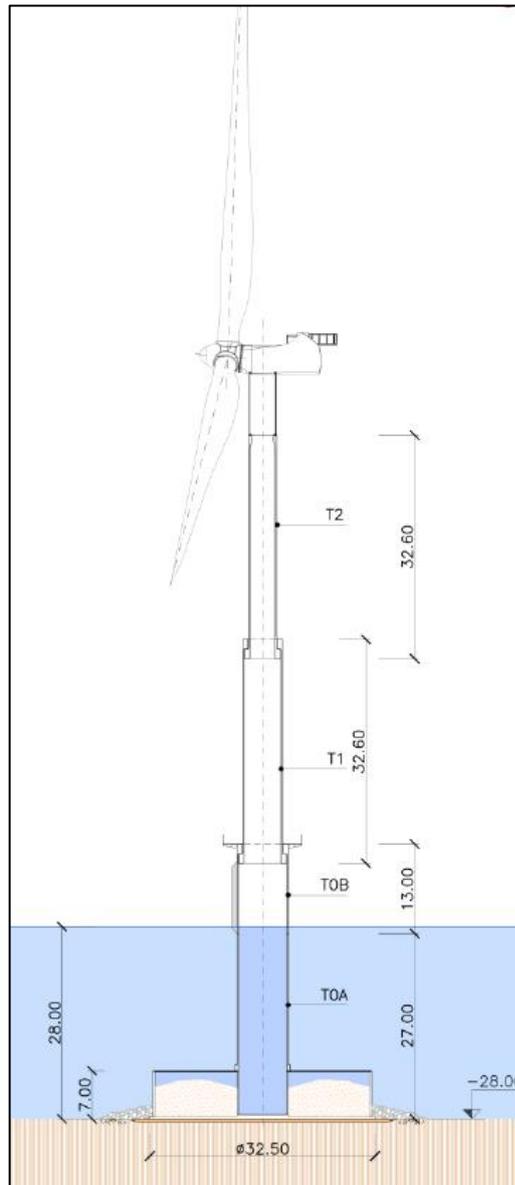


Figura 16. Dimensiones de ELISA. Fuente [13]

El transporte se realiza mediante la flotación de la estructura y el uso de remolcadores, por lo que no es necesario la utilización de grandes buques grúa, que implican un alto coste además de un riesgo importante, debido a su escasez y a la dependencia que suponen [14].

Una vez se ha completado el montaje en puerto y con la torre telescópica plegada, el conjunto completo puede remolcarse mediante remolcadores convencionales e instalarse en su emplazamiento. Para esta operación, se hará uso de la plataforma TIM, que consiste en una estructura metálicas y flotadores que incrementará la estabilidad durante el transporte e instalación del aerogenerador. Una vez completado el fondeo, la torre se despliega elevando

la turbina. En la figura siguiente se muestra el proceso de instalación en el lecho marino del aerogenerador.

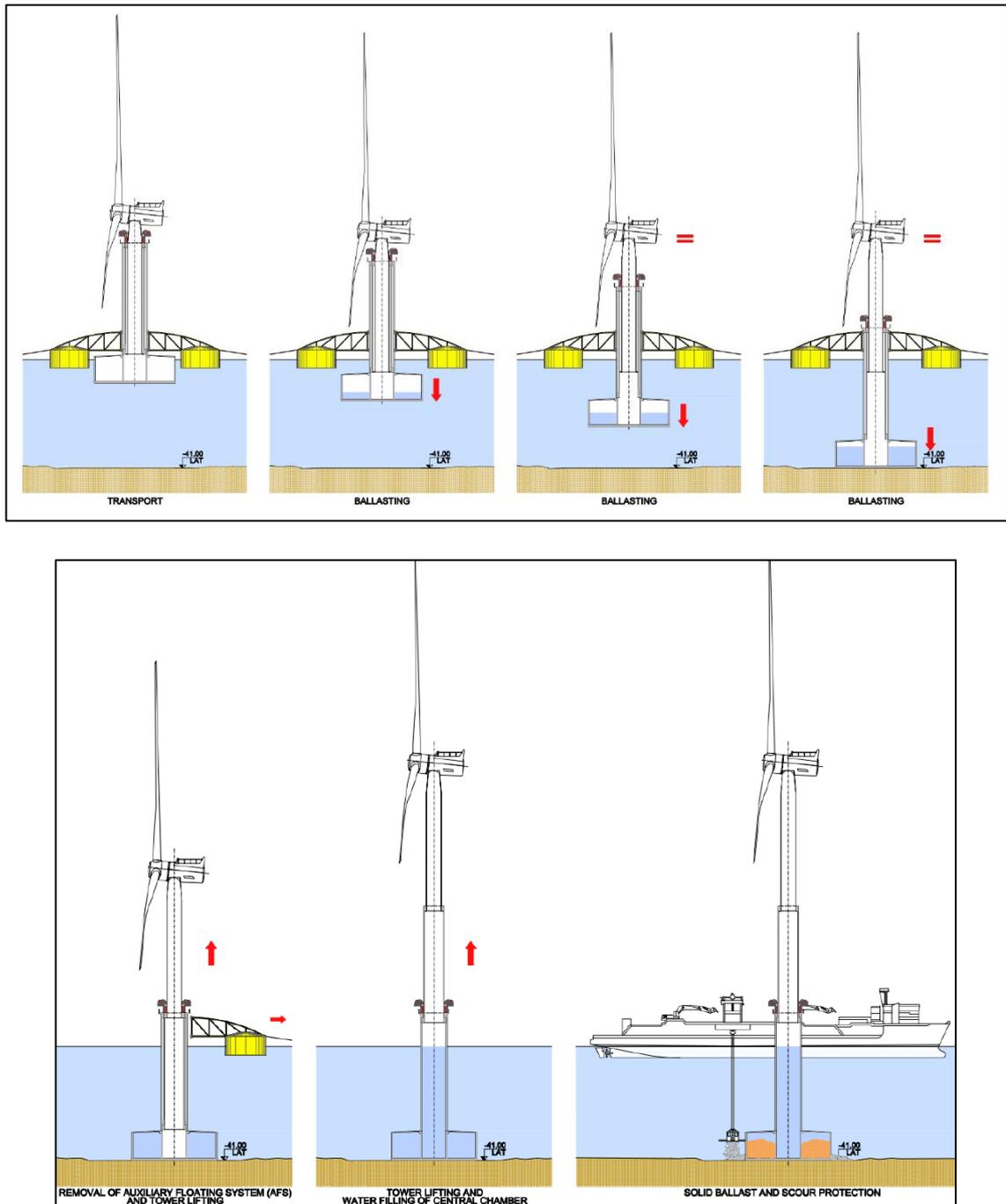


Figura 17. Instalación de ELISA. Fuente [13]

3. REFERENCIAS

- [1] T. M. W. T. C. Copenhagen Environment and Energy Office, “The Middelgrunden Offshore Wind Farm.” 2001.
- [2] I. Ruiz de Temiño Alonso, “Gravity Base Foundations for Offshore Wind Farms. Marine Operations and Installation Processes. Master in European Construction Engineering (Final thesis).,” 2013.
- [3] COWI, “Nysted Offshore Wind Farm at Rødsand, Denmark.” 2003.
- [4] AARSLEFF., “Nysted Offshore Wind Farm (Rødsand 1) Concrete foundations.” 2003.
- [5] Å. L. Joakim Jeppsson, Poul Erik Larsen, “Technical Description Lillgrund Wind Power Plant.” .
- [6] K. Peire, H. Nonneman, and E. Bosschem, “Gravity Base Foundations for the Thornton Bank Offshore Wind Farm,” *Terra Aqua*, vol. 115, pp. 19–29, 2009.
- [7] AARSLEFF, “Offshore Wind Farm Rødsand 2.” 2010.
- [8] 4COffshore, “Support Structure for Offshore Wind Turbines.” Consultada el 5 de febrero de 2018.
<https://www.4coffshore.com/news/support-structures-for-offshore-wind-turbines-aid3.html>.
- [9] Seatower, “Self-Installing Foundations Optimized For Production And Logistics.” Consultada el 5 de febrero de 2018
<http://seatower.com/>.
- [10] 4COffshore, “Blyth Offshore Demonstrator Wind Farm.” Consultada el 5 de febrero de 2018.
<https://www.4coffshore.com/windfarms/blyth-offshore-demonstrator-project---array-2-united-kingdom-uk70.html>.
- [11] O. R. E. Catapult, C. Parsons, T. Centre, and H. Quay, “Blyth Offshore Demonstrator presentations and Q&A sessions.” 2018.
- [12] ESTEYCO (2017) , “ELISA PROJECT.” Consultada el 5 de febrero de 2018.
<http://esteyco.com/projects/elisa/index.html> .
- [13] ESTEYCO, “ESTEYCO’S OFFSHORE TECHNOLOGY PRESENTATION,” 2017.
- [14] ESTEYCO (2017), “PROYECTO ELISA – ELICAN.” Consultada el 5 de febrero de 2018.
<http://www.esteyco.com/proyectos/proyecto-prueba-idi/> .

**ANEXO IV:
SALOME-MECA
CODE ASTER**

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	5
2. RESULTADOS	5
2.1. LOSA.....	5
2.1.1. <i>Transporte</i>	6
2.1.2. <i>Operación</i>	10
2.2. PARED.....	13
2.2.1. <i>Transporte</i>	14
2.2.2. <i>Operación</i>	17
2.3. CARTELA	21
2.3.1. <i>Transporte</i>	21
2.3.2. <i>Operación</i>	23

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sistema de coordenadas locales de cada elemento.....	5
Figura 2. Geometría y malla de la losa	6
Figura 3. Desplazamientos de la losa (transporte). Superior: desplazamiento en z; Intermedio: giro alrededor de x; Inferior: giro alrededor de y.....	7
Figura 4. Momento alrededor del eje y	8
Figura 5. Momento alrededor del eje x.....	8
Figura 6. Momento torsor	8
Figura 7. Cortante en x	9
Figura 8. Cortante en y	9
Figura 9. Tensiones equivalentes de Von Mises.....	9
Figura 10. Desplazamiento en z.....	10
Figura 11. Giro alrededor del eje x	10
Figura 12. Giro alrededor de y.....	11
Figura 13. Momento alrededor eje y.....	11
Figura 14. Momento alrededor eje x.....	11
Figura 15. Momento torsor	12
Figura 16. Cortante en x	12
Figura 17. Cortante en y	12
Figura 18. Tensión equivalente de Von Mises	13
Figura 19. Geometría y malla de la pared vertical de la base.....	13
Figura 20. Desplazamientos en x,y ,z	14
Figura 21. Giros alrededor de x,y,z	15
Figura 22. Axiles Pared (transporte).....	15
Figura 23. Momentos Pared (Transporte).....	16
Figura 24. Cortantes Pared (Transporte).....	16
Figura 25. Tensiones Von Mises. Pared (transporte).....	17
Figura 26. Desplazamientos x,y,z. Pared (operación).	18
Figura 27. Giros Pared (operación).....	19
Figura 28. Axiles Pared (operación).....	19
Figura 29. Momentos Pared (operación).	20
Figura 30. Cortantes Pared (operación).	20
Figura 31. Tensión Von Mises. Pared (operación).	20
Figura 32. Geometría y malla del elemento de compartimentación.....	21

Figura 33. Desplazamientos Compartimentación (transporte).	22
Figura 34. Axiles Compartimentación (transporte).	22
Figura 35. Tensiones Von Mises. Compartimentación (transporte).	22
Figura 36. Desplazamientos Compartimentación (operación).	23
Figura 37. Axiles Compartimentación (operación).	24
Figura 38. Tensiones Von Mises. Compartimentación (operación).	24

1. INTRODUCCIÓN

El dimensionamiento de los elementos que constituyen la cimentación requiere del conocimiento de los esfuerzos que aparecen. Para ello, cada elemento escrito en la memoria justificativa se va a simular como elemento lámina en Salome-CodeAster, con el fin de obtener desplazamiento, axiles, momento y cortantes para poder llevar a cabo lo cálculo de la armadura necesaria de cada parte.

Se ha planteado la simulación de cada pieza para dos hipótesis de trabajo diferentes:

- Transporte/instalación.
- Operación a lo largo de la vida útil.

2. RESULTADOS

Se muestran en este apartado los resultados obtenidos de la simulación de los elementos bajo las diferentes hipótesis. Sobre cada elemento actuará unas determinadas fuerzas que varían según los diferentes casos, por ello, en cada pieza se explicará las fuerzas actuantes específicas de cada caso.

El sistema de referencia que se muestra en los desplazamientos corresponde con el sistema coordenadas globales que se muestra en cada figura. Sin embargo, para los resultados de los esfuerzos, el sistema de referencia corresponde con el sistema de referencia local del elemento, que para todos los casos será el mostrado a continuación:

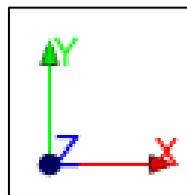


Figura 2.1.11. Sistema de coordenadas locales de cada elemento.

2.1. Losa

La base de la cimentación estará dividida en seis celas, separadas por lo elementos de compartimentación. Por ello, se estudiará sólo la parte correspondiente a una de las celdas (1/6 de la losa circular total), y cuya geometría se muestra en la Figura 2.

El elemento que se muestra estará empotrado por sus cuatro lados, los laterales debido a los elementos compartimentadores, el arco interior debido al cilindro de hormigón armado y el arco exterior debido a la pared que define la altura de la base.

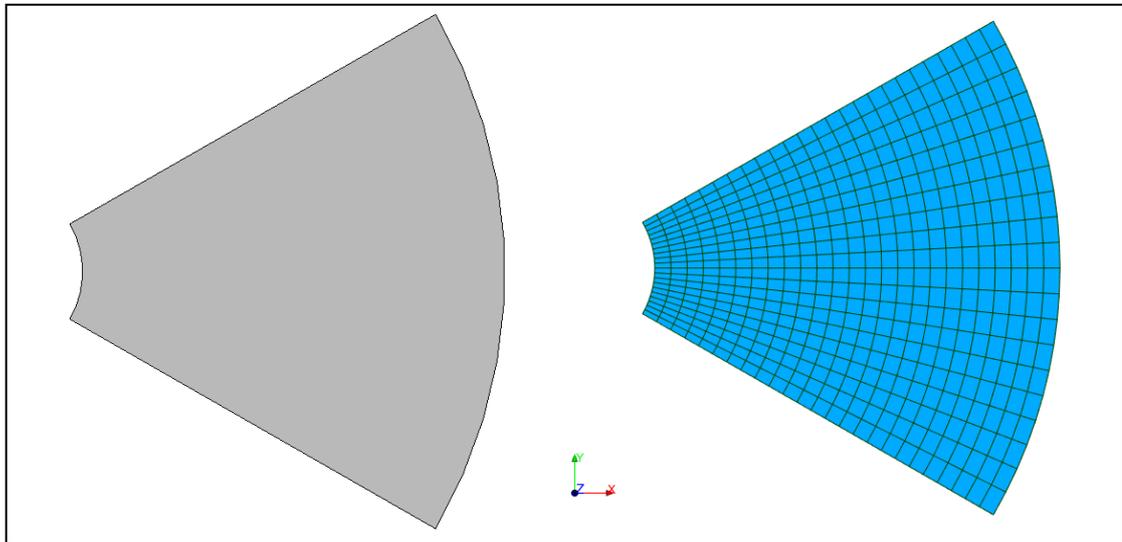


Figura 2. Geometría y malla de la losa

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para cada hipótesis, definiendo previamente las cargas a las que está sometido la losa en cada caso.

2.1.1. Transporte

Durante el transporte, la subestructura se encontrará sin el material de relleno y en condiciones de flotabilidad, encontrándose una parte de la base sumergida. Por ello, se considerará que, sobre la losa, actúa una presión uniforme hacia arriba debida a la reacción del peso propio de la subestructura con el agua y cuyo valor es:

$$N = 66,1049 \text{ MN}$$

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (D_e^2 - d^2) = \frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 7,4^2) = 1213,63 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{N}{A} = 54468,80 \text{ N/m}^2$$

Siendo N el peso de la subestructura, D_e el diámetro exterior de la base, d el diámetro exterior del soporte cilíndrico de la cimentación y q la presión uniforme.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos.

Desplazamientos

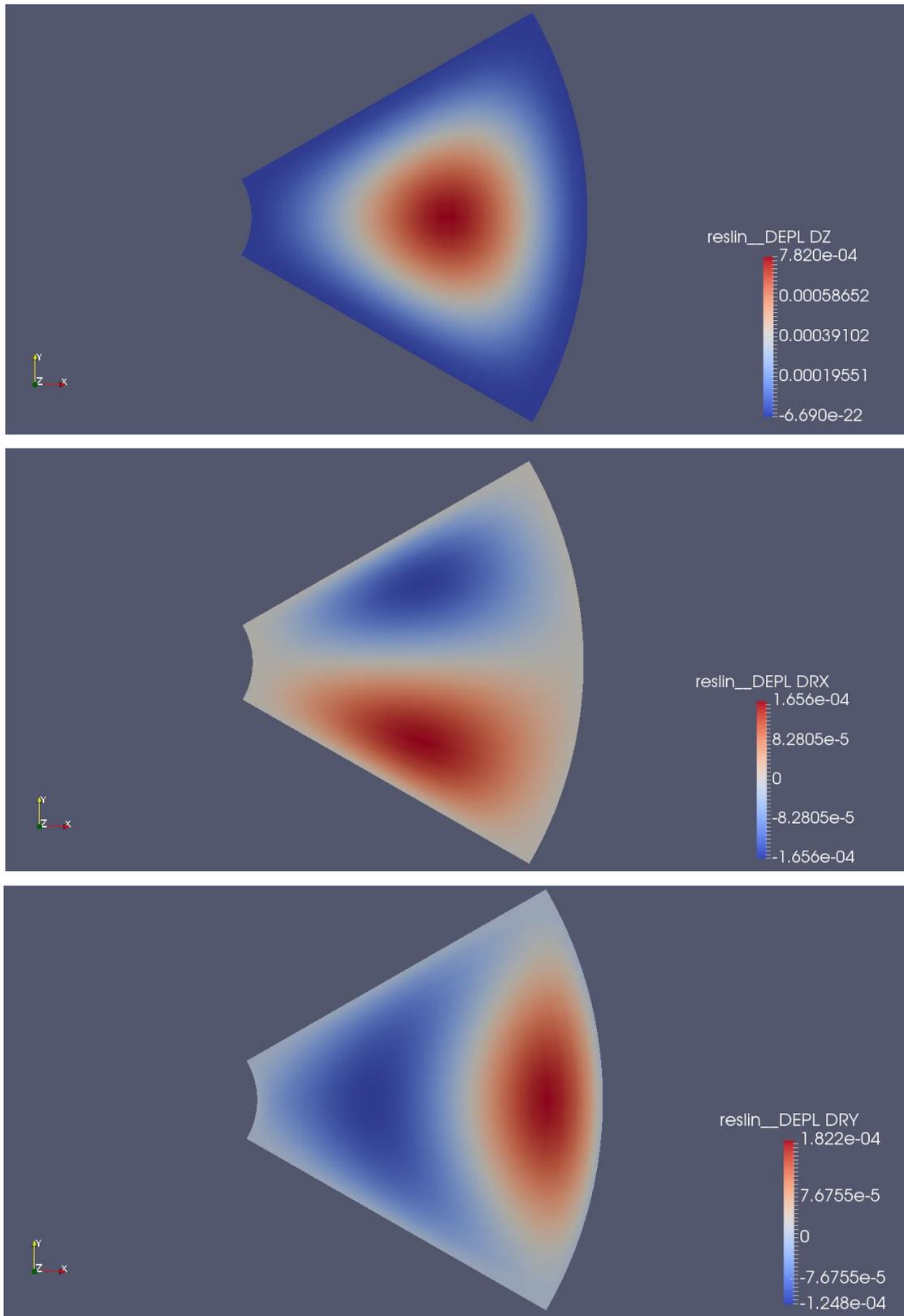


Figura 3. Desplazamientos de la losa (transporte). Superior: desplazamiento en z; Intermedio: giro alrededor de x; Inferior: giro alrededor de y.

Esfuerzos

- Momentos

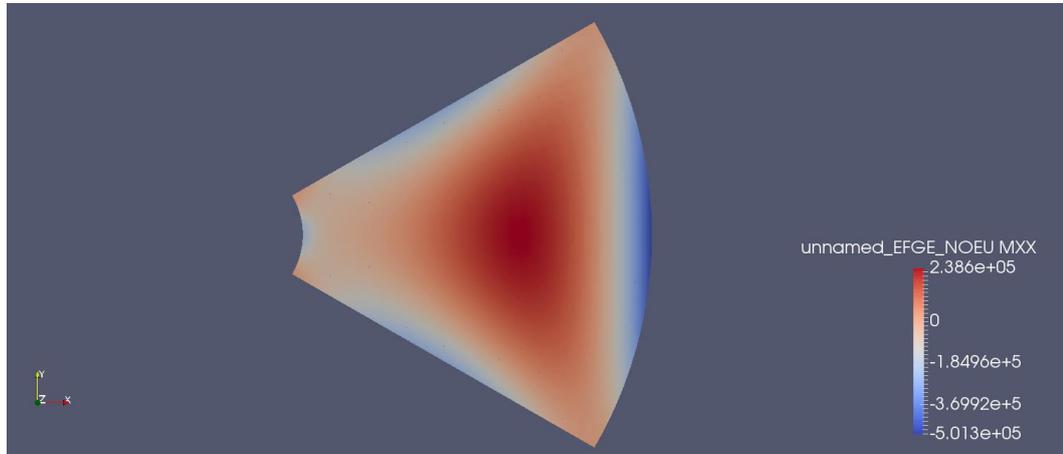


Figura 4. Momento alrededor del eje y

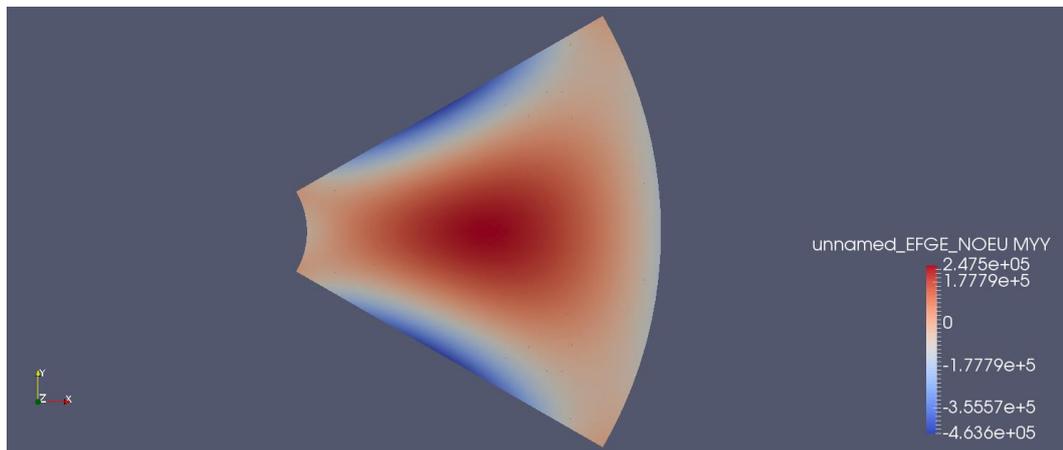


Figura 5. Momento alrededor del eje x

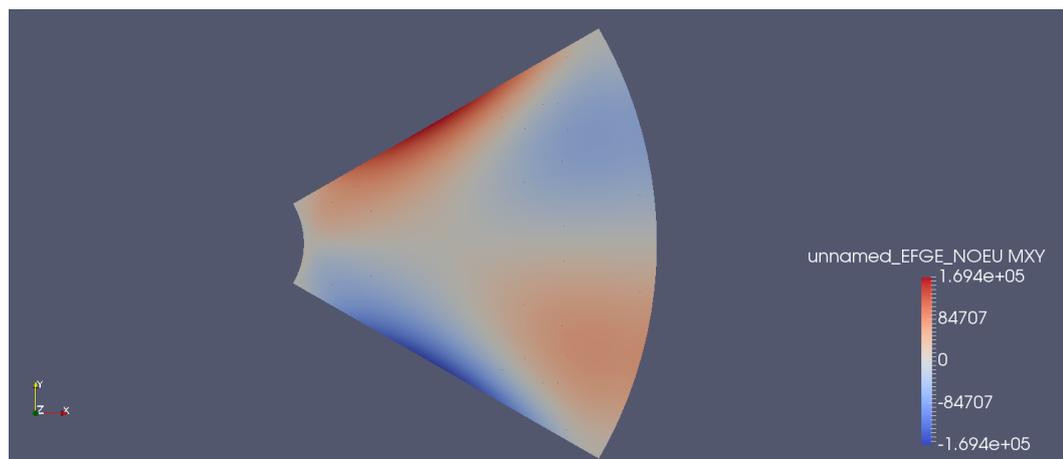


Figura 6. Momento torsor

- Cortantes

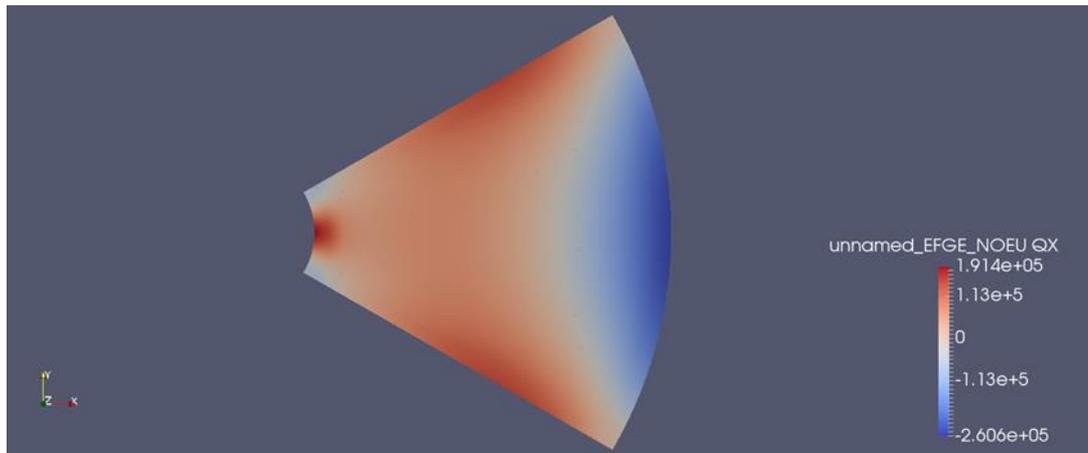


Figura 7. Cortante en x

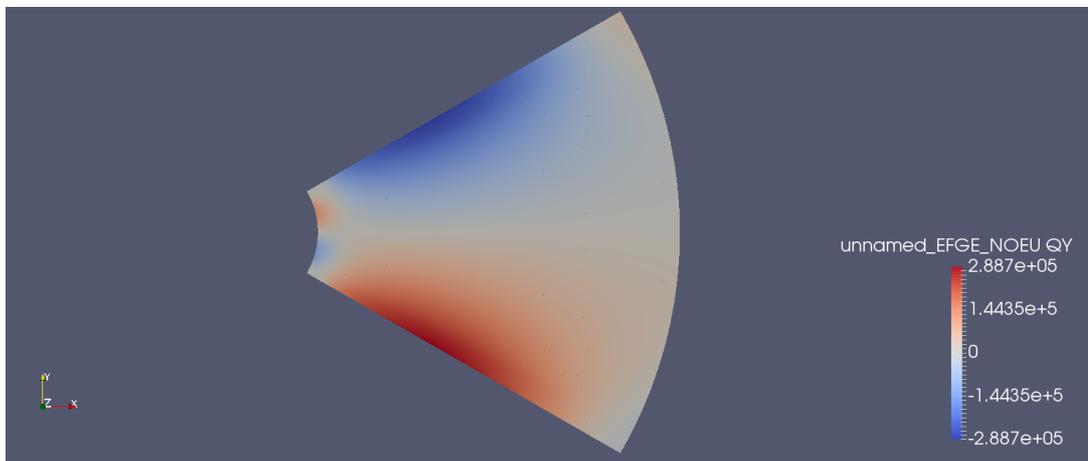


Figura 8. Cortante en y

- Tensiones equivalentes de Von Mises.

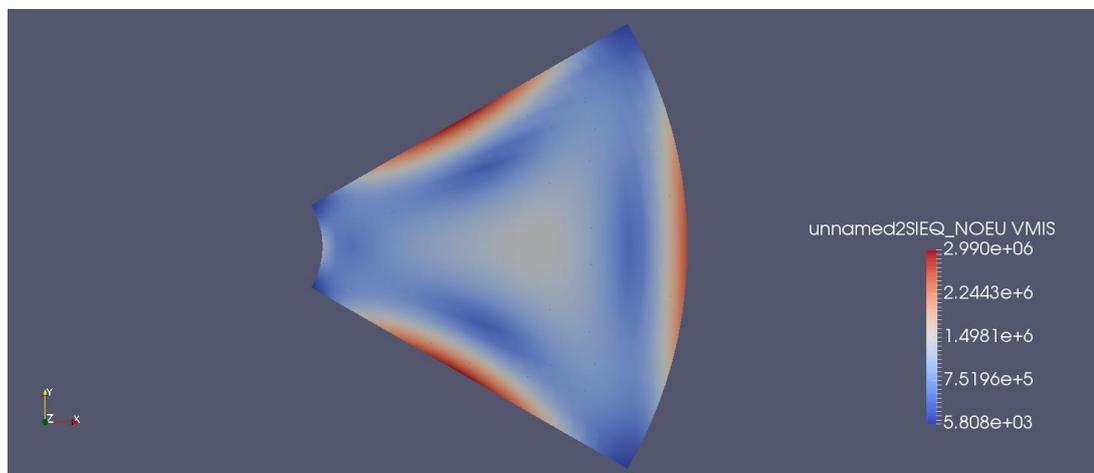


Figura 9. Tensiones equivalentes de Von Mises

2.1.2. Operación

Durante el periodo de funcionamiento del aerogenerador, la base de la cimentación está sometida a una distribución de presiones, en este caso triangular, tal y como se comentó en la memoria justificativa. La presión máxima en el borde exterior de la losa es:

$$q_{max} = 250184,99 \frac{N}{m^2}$$

Donde para el cálculo no se ha tenido en cuenta el peso propio de la base, pues estos pesos se equilibran con reacciones iguales y opuestas del suelo y no causan esfuerzos en la cimentación. Por tanto, la carga vertical de cálculo 82,3 MN con excentricidad $e=10,45$ m. La distancia, medida desde el borde, a la cual la presión se hace 0 es de 23,4 m.

Desplazamientos

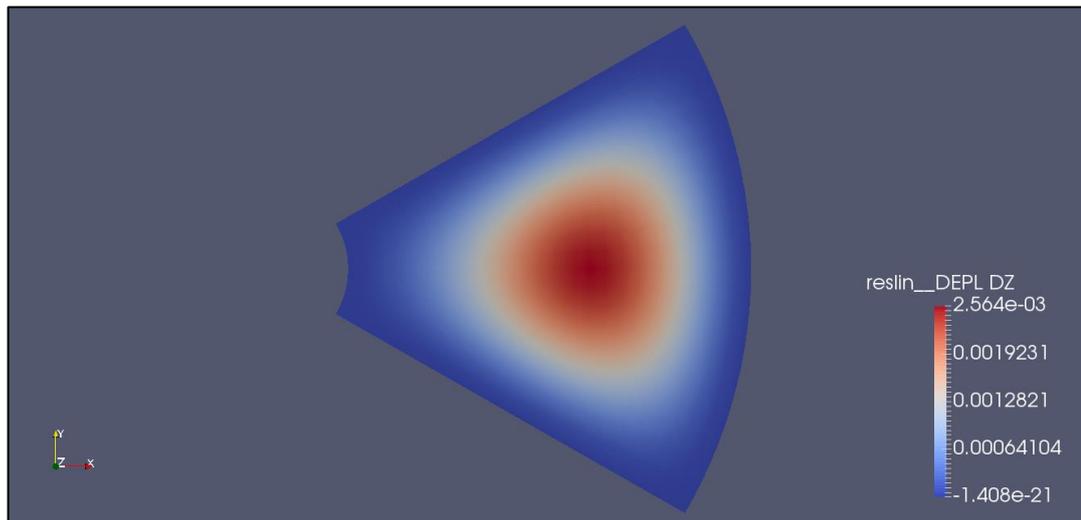


Figura 10. Desplazamiento en z

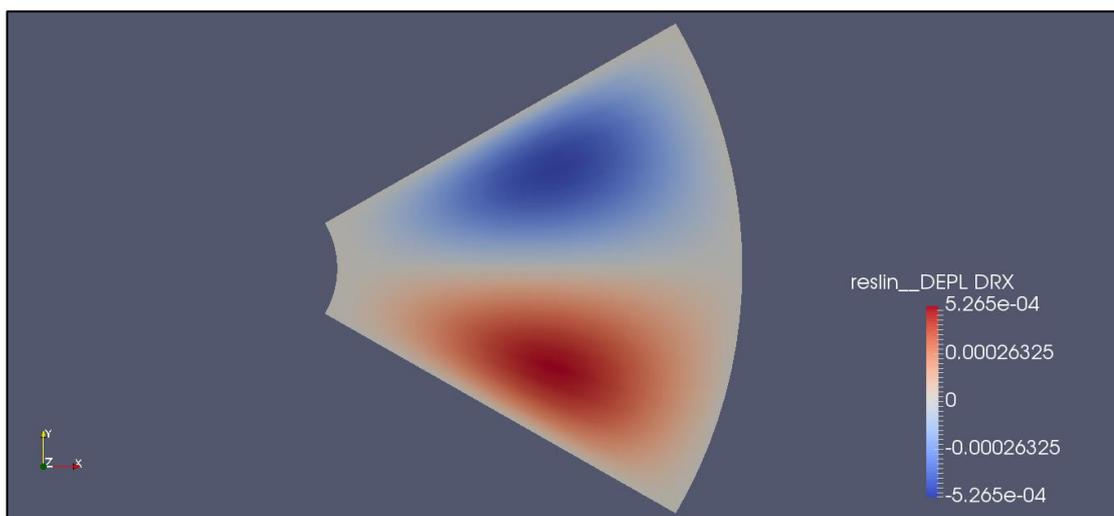


Figura 11. Giro alrededor del eje x

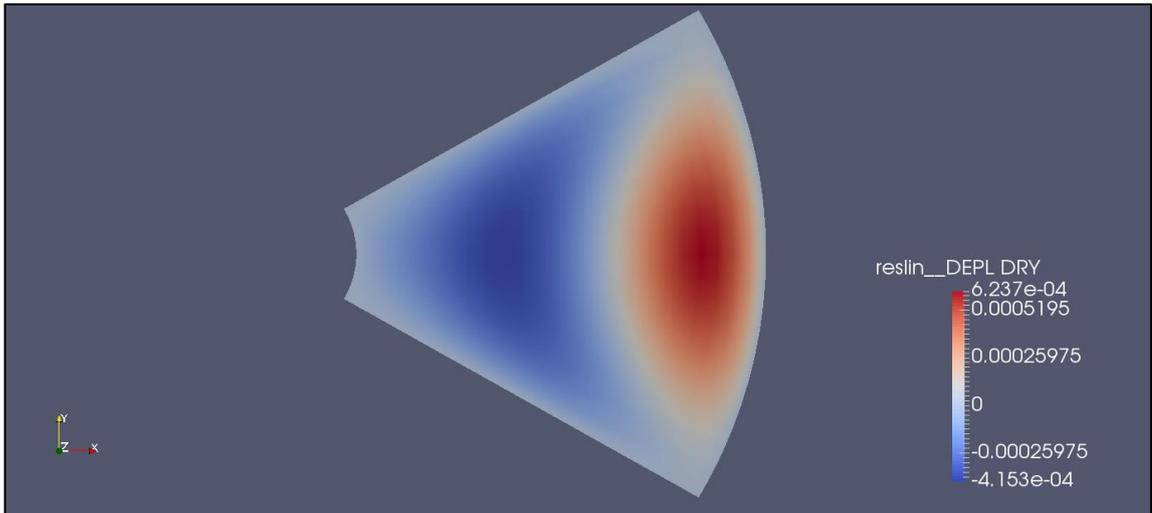


Figura 12. Giro alrededor de y.

Esfuerzos

- Momentos

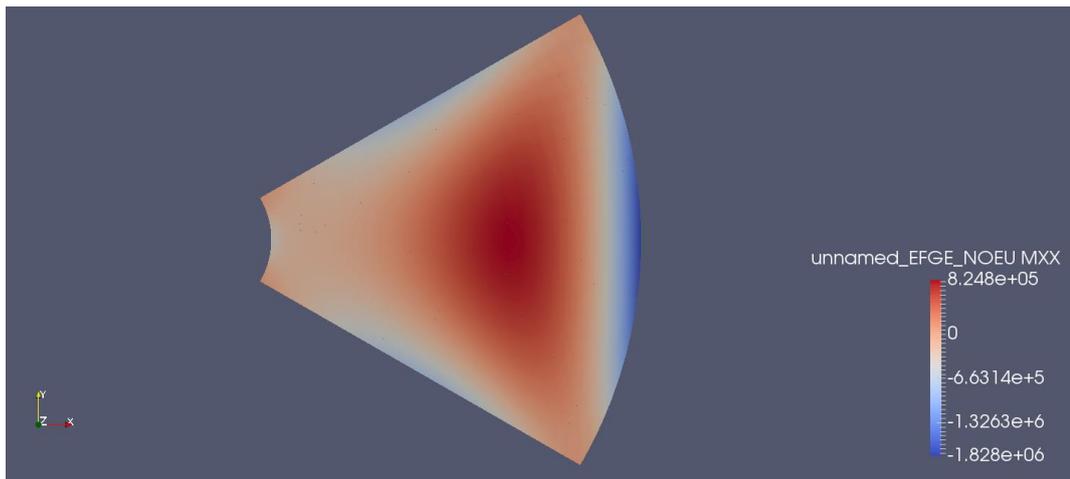


Figura 13. Momento alrededor eje y

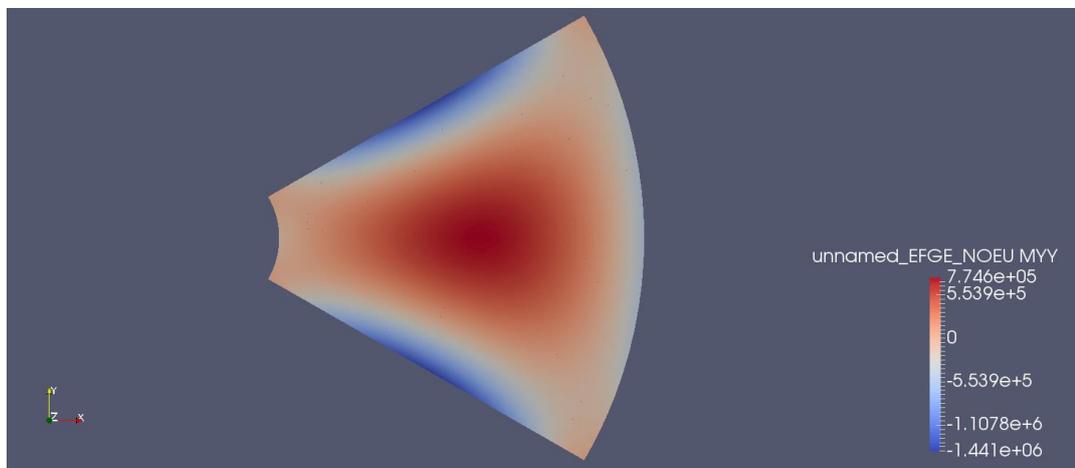


Figura 14. Momento alrededor eje x

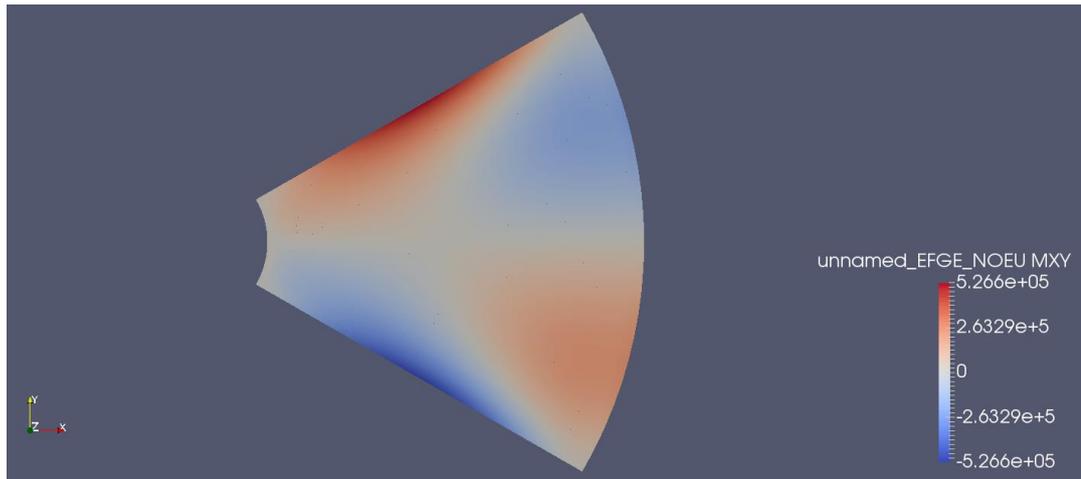


Figura 15. Momento torsor

- Cortantes

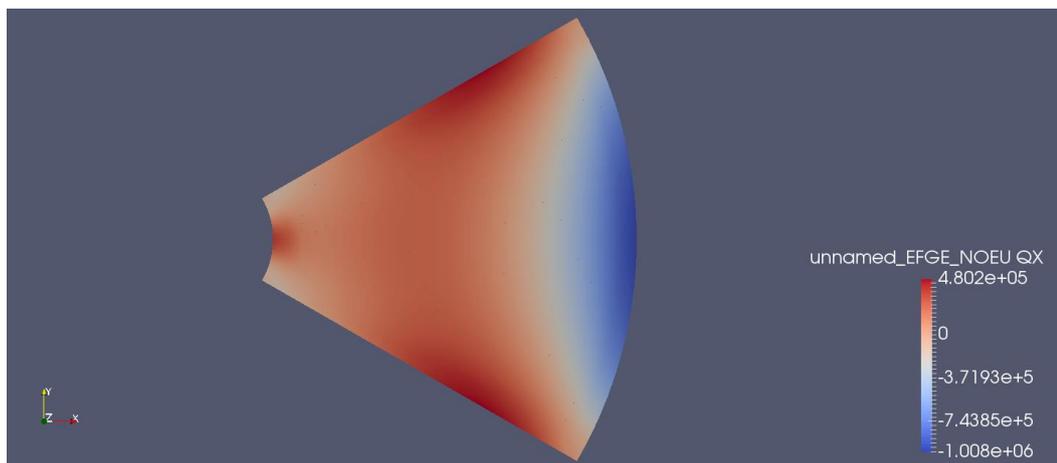


Figura 16. Cortante en x

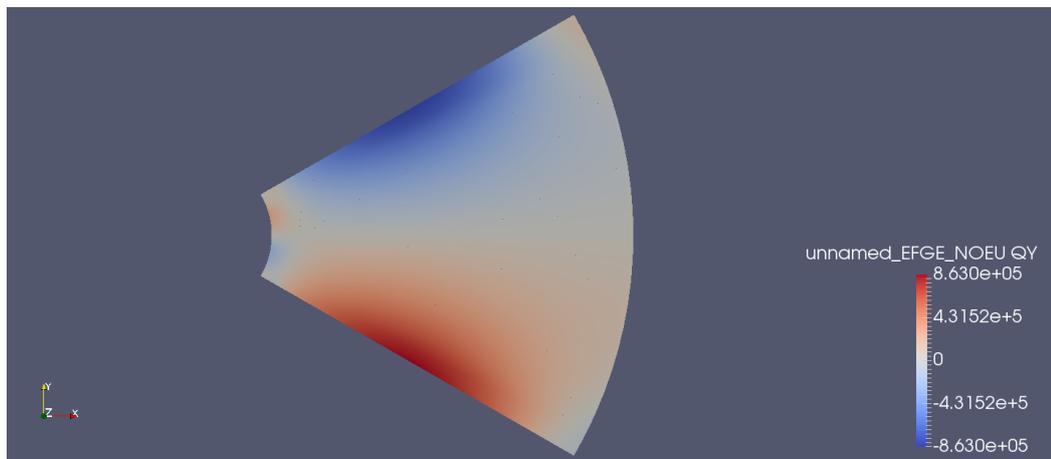


Figura 17. Cortante en y

- Tensión equivalente de Von Mises

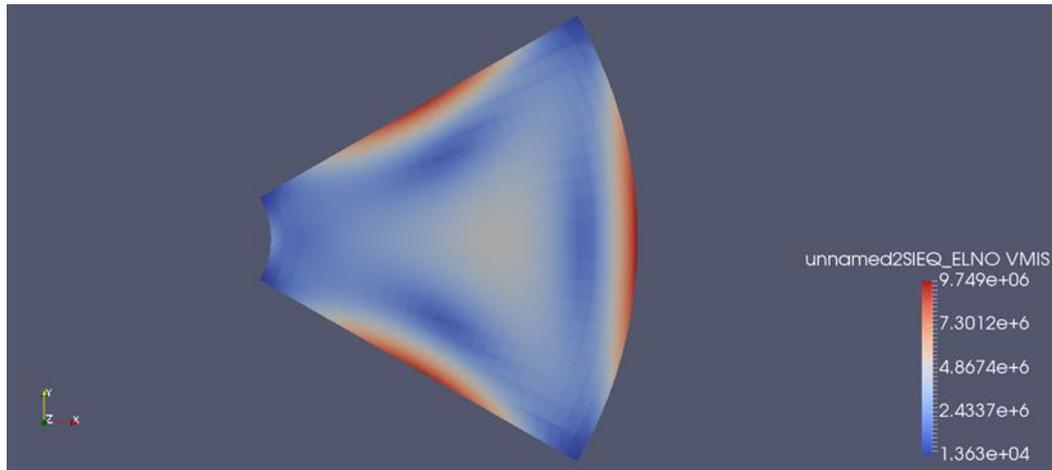


Figura 18. Tensión equivalente de Von Mises

2.2. Pared

Se analizará la pared correspondiente a una de las celdas, del mismo modo que en el elemento anterior, y cuya geometría se muestra en la Figura 19:

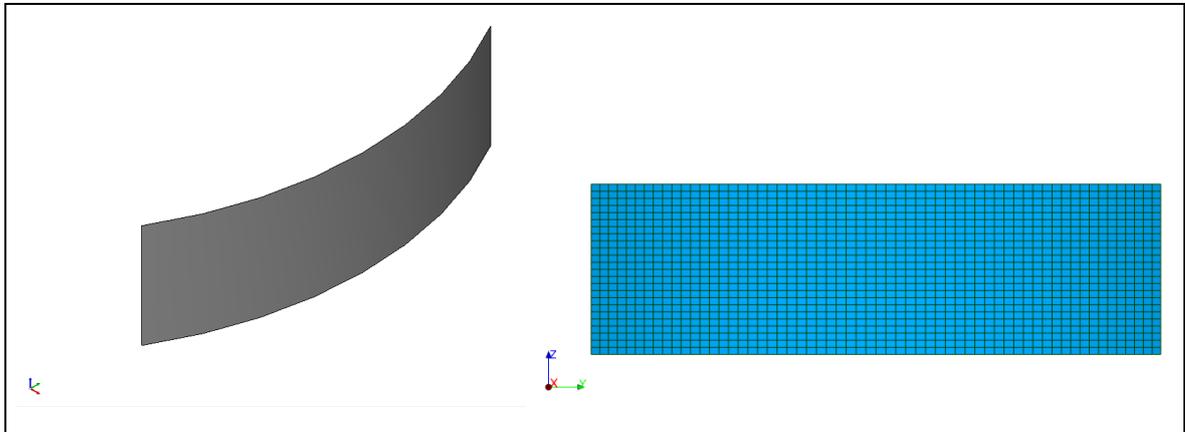


Figura 19. Geometría y malla de la pared vertical de la base

Se considerará que los extremos de la pieza están empotrados debidos a los elementos de compartimentación, la parte inferior se encontrará igualmente empotrada debida a la losa y el extremo superior estará libre.

Las cargas a las que se ve sometido este elemento variarán dependiendo de la hipótesis de estudio. A continuación, se comentará la carga a tener en cuenta y los resultados obtenidos en los dos casos de estudio.

2.2.1. Transporte

En el transporte, la base de la cimentación irá casi totalmente sumergida, por lo que teniendo en cuenta que las celdas interiores no están rellenas de material de lastre ni agua, sobre la pared actúa únicamente la presión hidrostática exterior sobre la altura sumergida. Teniendo en cuenta que la altura de la base (y por tanto de la pared) es de 6 m, la presión hidrostática será:

$$P = \gamma_w \cdot z = 10000 \cdot 6 = 60000 \text{ N}$$

Siendo γ_w el peso específico del agua (10 kN/m^3) y z la cota sumergida en m.

Desplazamientos

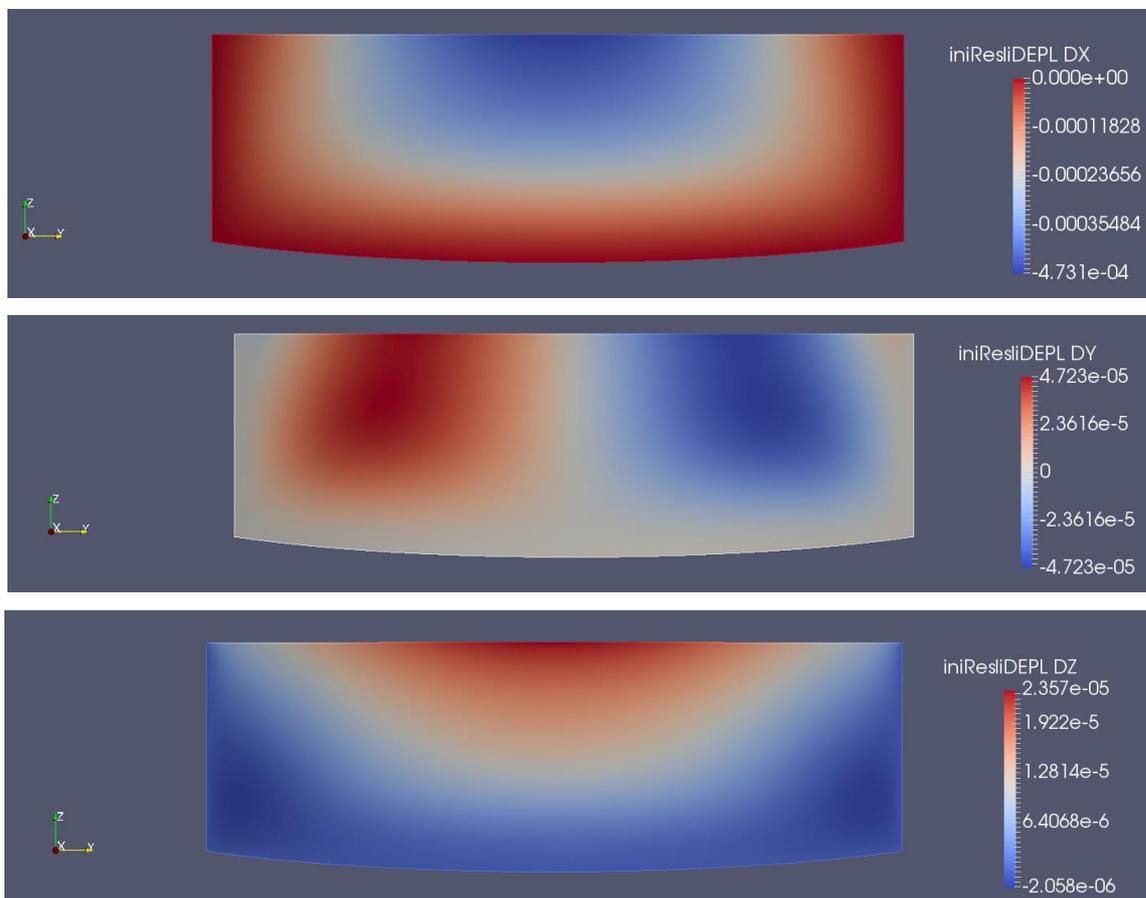
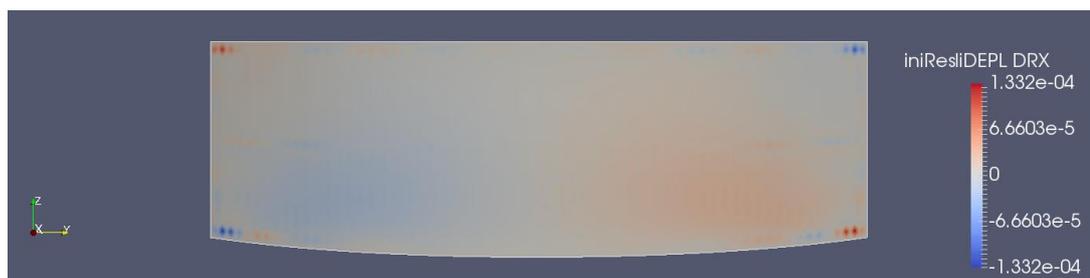


Figura 20. Desplazamientos en x,y,z



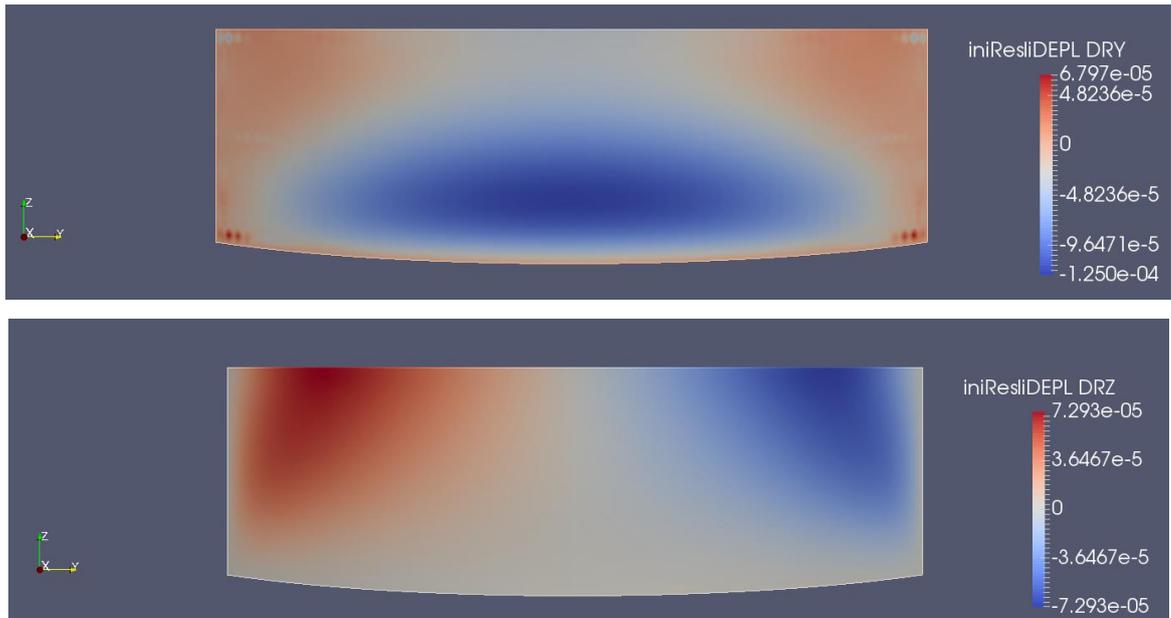


Figura 21. Giros alrededor de x,y,z

Esfuerzos

- Axiles

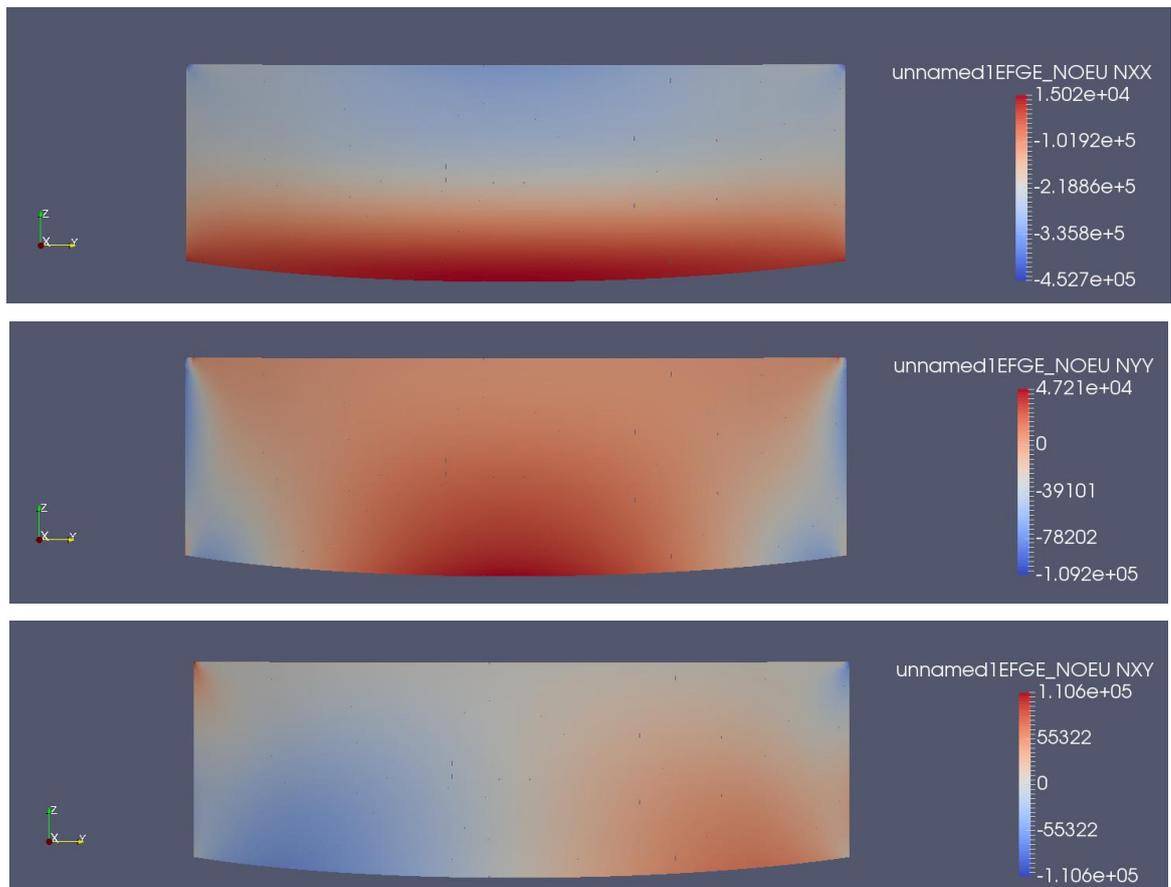


Figura 22. Axiles Pared (transporte)

- Momentos

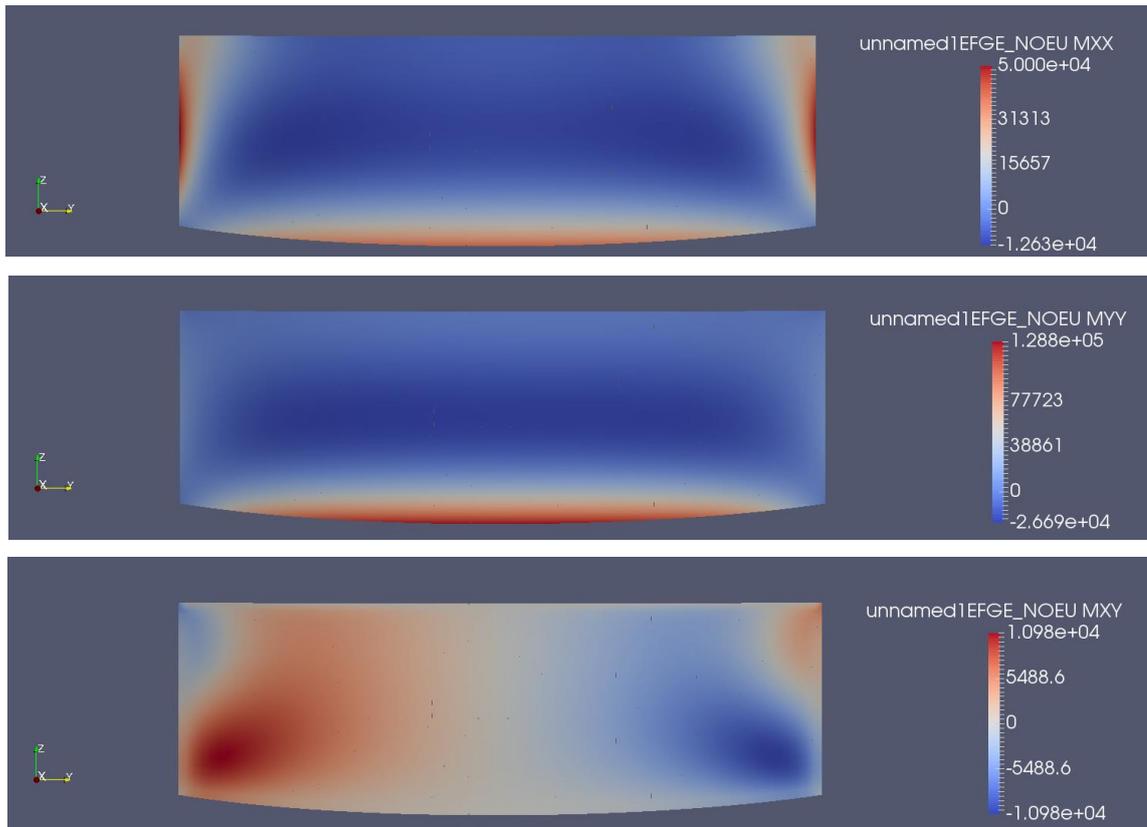


Figura 23. Momentos Pared (Transporte)

- Cortantes

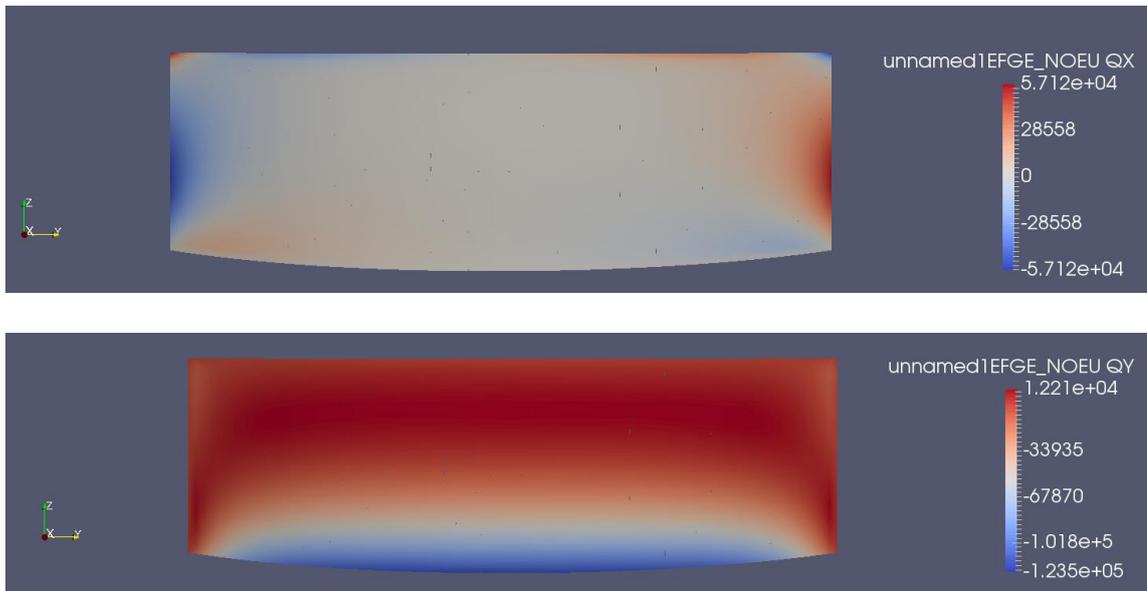


Figura 24. Cortantes Pared (Transporte)

- Tensiones equivalentes de Von Mises

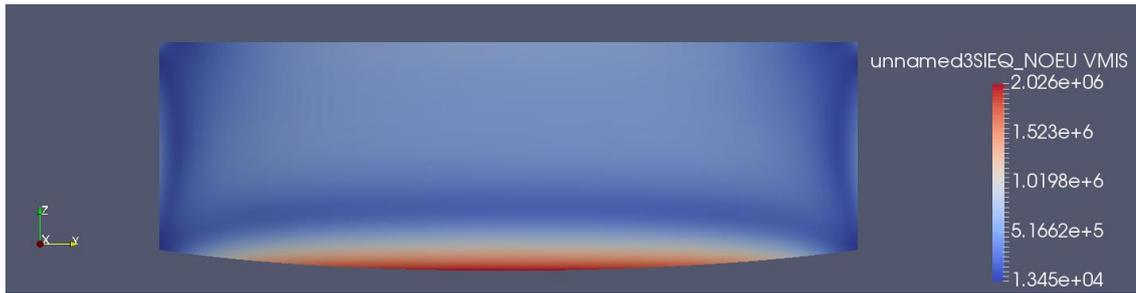


Figura 25. Tensiones Von Mises. Pared (transporte).

2.2.2. Operación

En condiciones de operación, al ser la configuración de la base de tipo abierto, es decir, las celdas no están cubiertas, la presión hidrostática se anula al tenerla por ambos lados de la pared. Por lo tanto, la única carga que actúa es empuje debido al material de relleno, que actuará por la cara interna de la pared, contraria a la hipótesis de transporte. La presión del terreno será:

$$P_t = \gamma_t \cdot z \cdot k \quad (1)$$

Donde k para paredes completamente verticales es:

$$k = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \quad (2)$$

Siendo φ el ángulo de rozamiento interno del material, que para este caso es 30° . El peso específico del material es $\gamma_t = 21 \text{ kN/m}^3$.

Por lo tanto, el empuje que actúa sobre los 5 m de pared interna (la losa tiene un espesor de 1 m):

$$P_t = 21000 \cdot 5 \cdot \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = 42000 \text{ N/m}^2$$

A continuación, se muestran los resultados obtenidos. Hay que tener en cuenta que, para este caso, el empuje actúa por la cara interna de la pared por lo que la cara traccionada es la contraria al caso anterior.

Desplazamientos

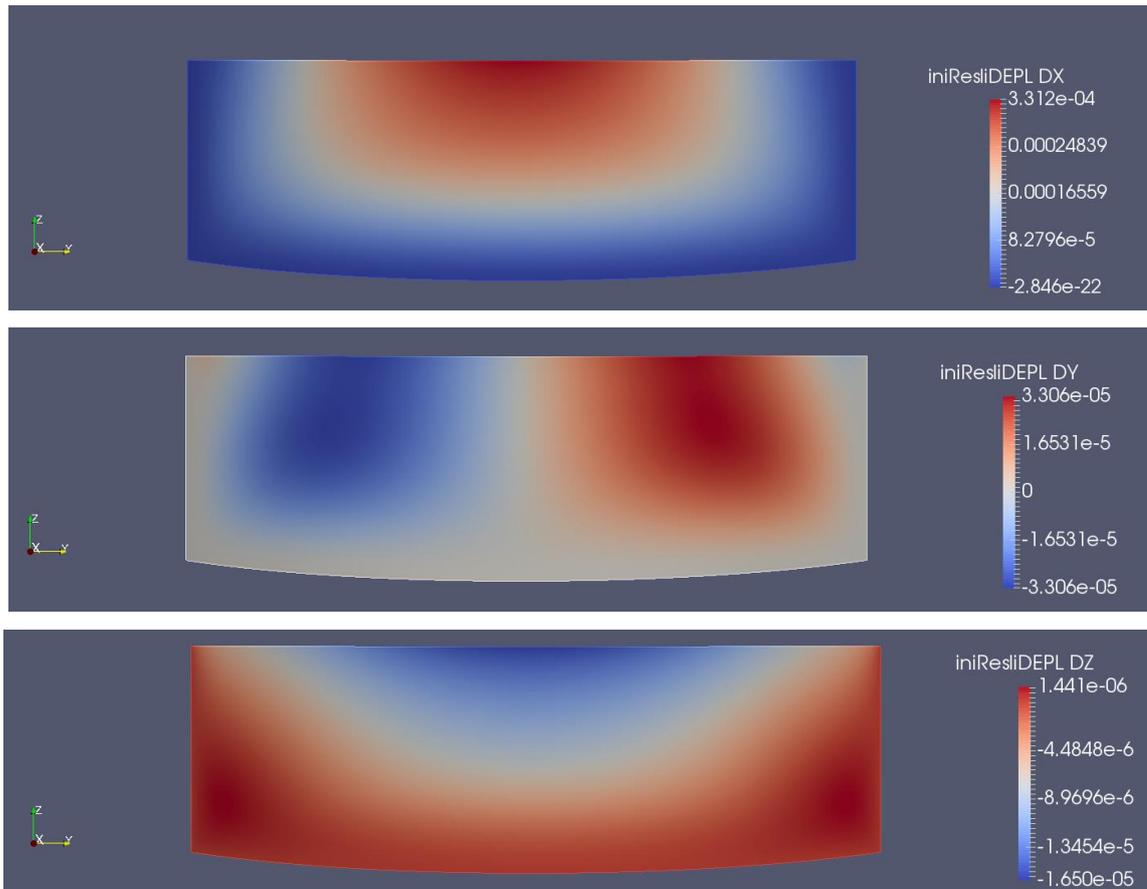
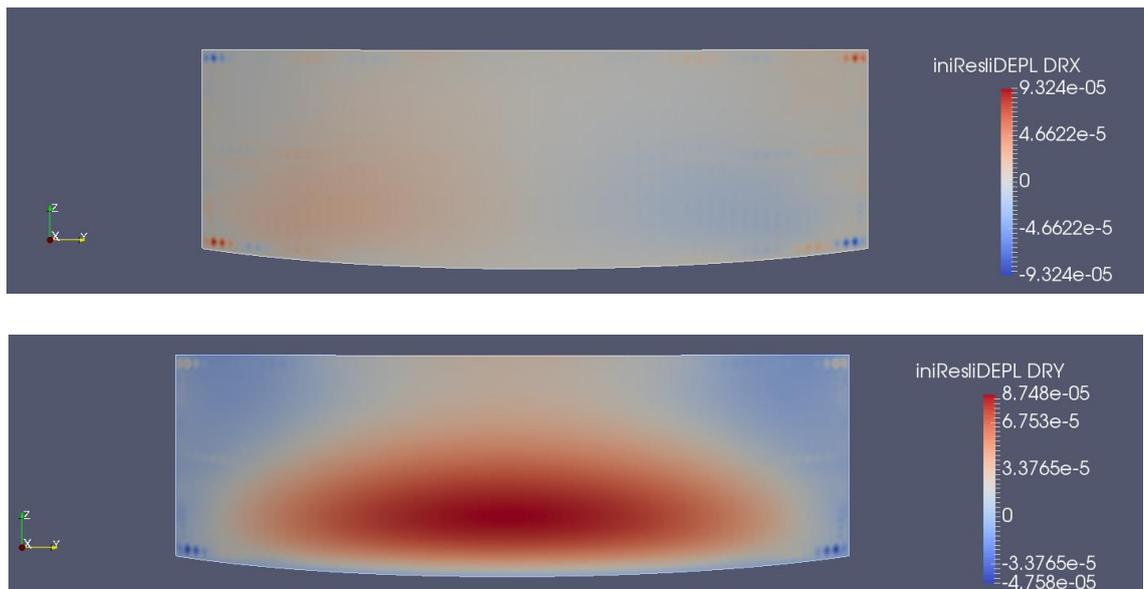


Figura 26. Desplazamientos x,y,z. Pared (operación).



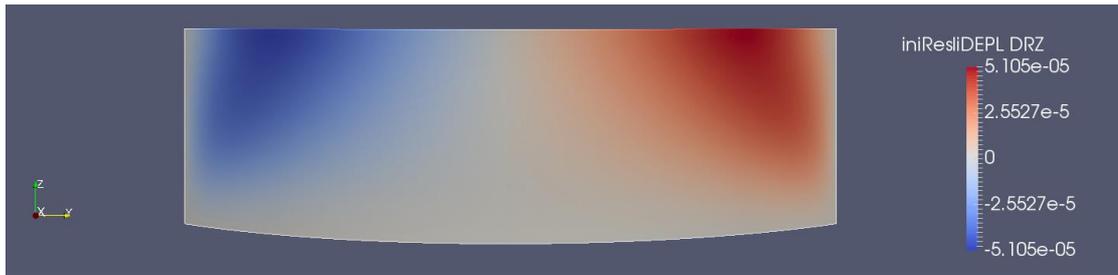


Figura 27. Giros Pared (operación).

Esfuerzos

- Axiles

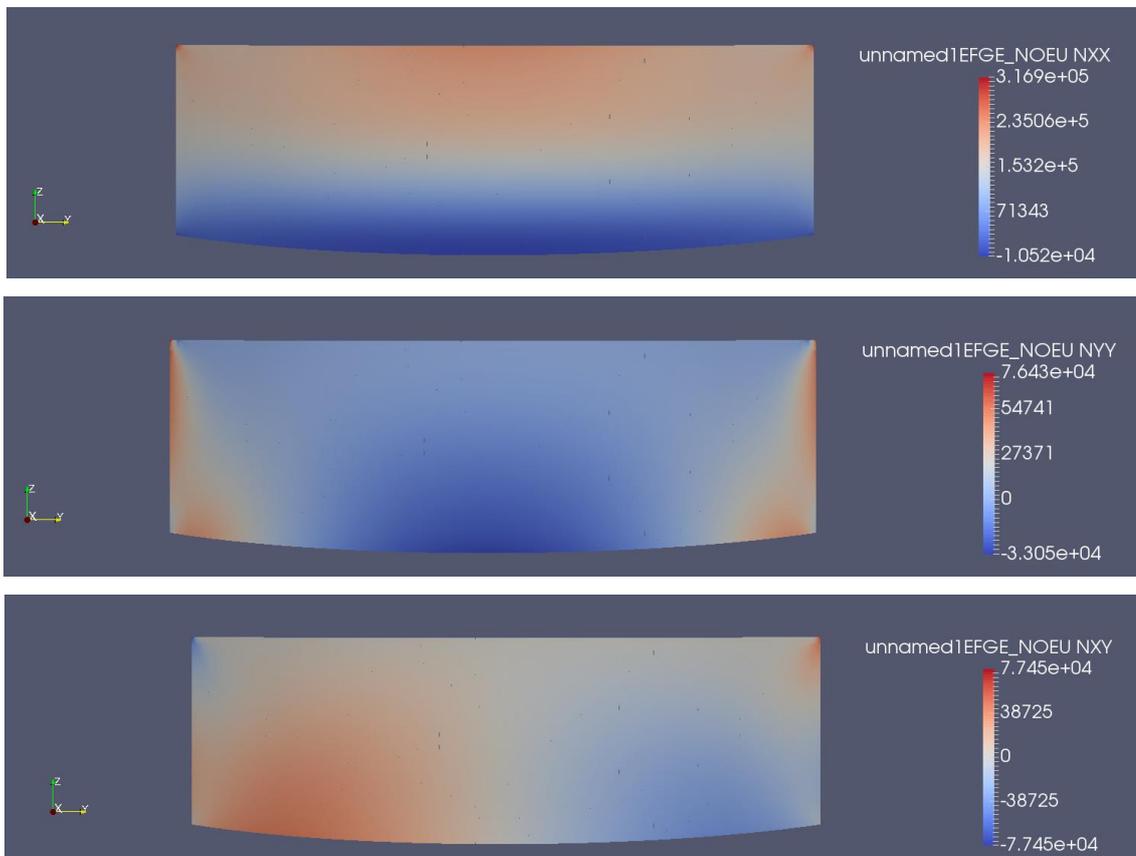
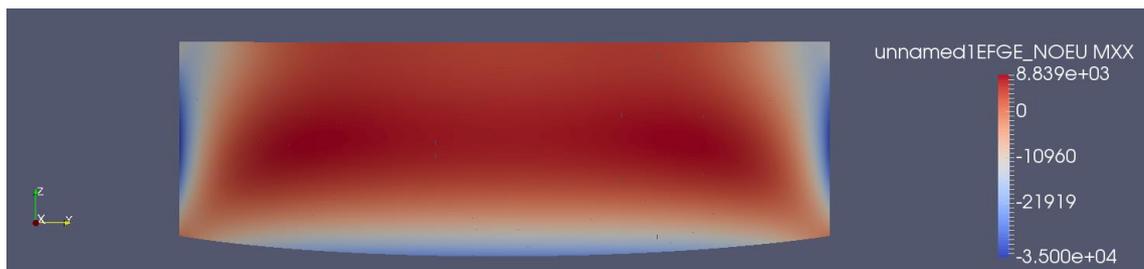


Figura 28. Axiles Pared (operación).

- Momentos



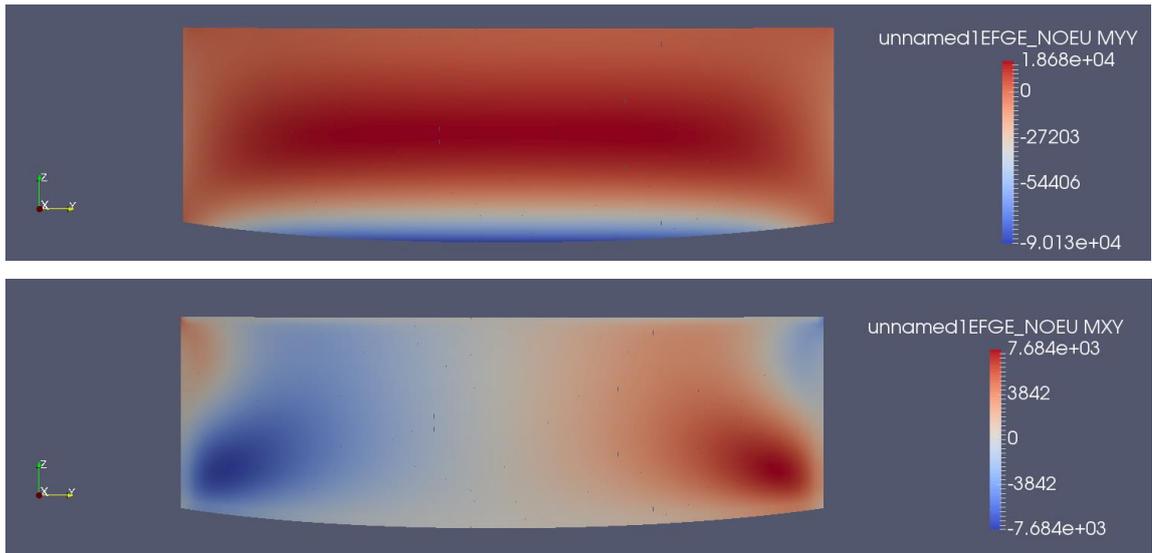


Figura 29. Momentos Pared (operación).

- Cortantes

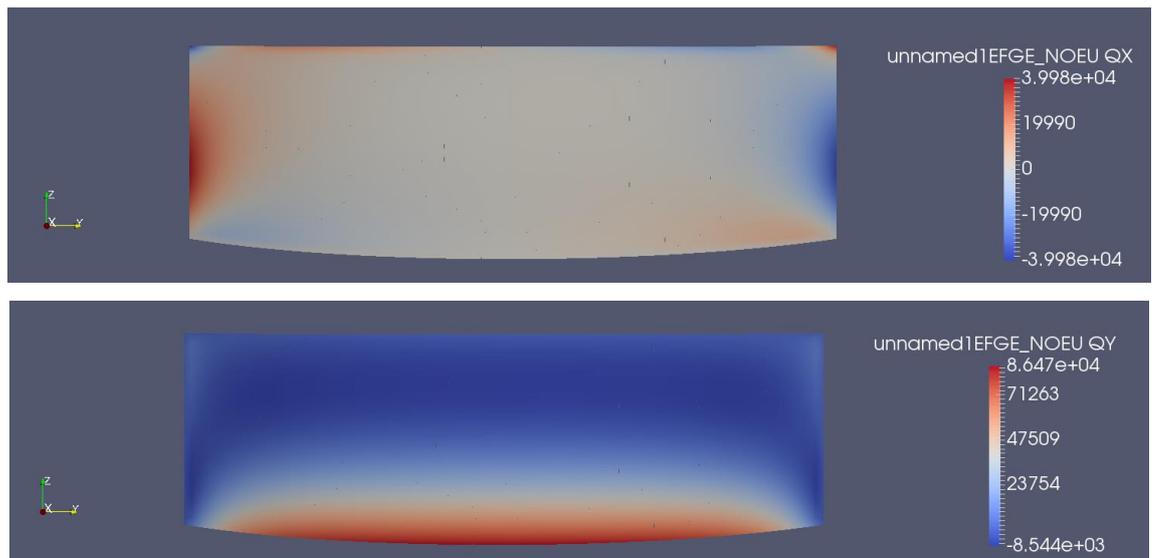


Figura 30. Cortantes Pared (operación).

- Tensión equivalente de Von Mises



Figura 31. Tensión Von Mises. Pared (operación).

2.3. Cartela

El último elemento a estudiar será el encargado de separar las diferentes celdas y cuya geometría se muestra en la Figura 32.

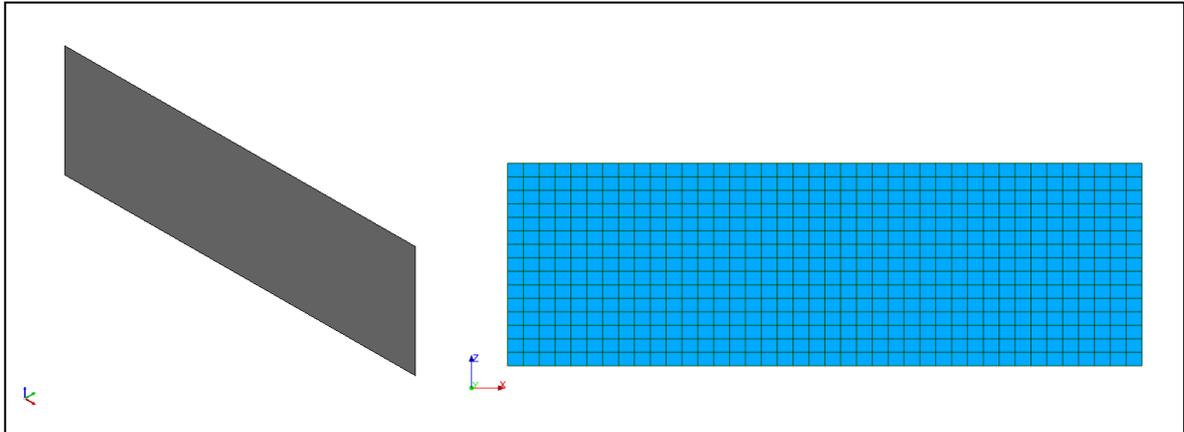


Figura 32. Geometría y malla del elemento de compartimentación

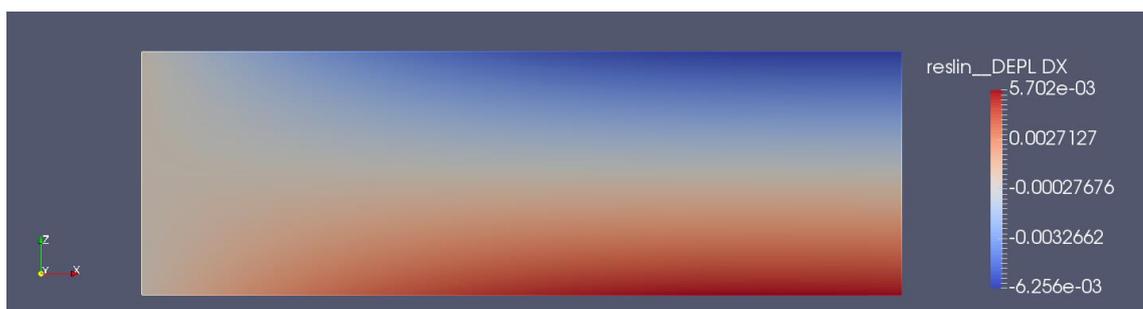
El borde izquierdo del elemento se considerará empotrado al estar el soporte de hormigón. Además, se considerarán el extremo derecho y el borde superior como libre.

2.3.1. Transporte

Las cargas para este elemento se introducirán como fuerzas lineales en el Code Aster. Para ello, en esta hipótesis, las cargas que aparecen serán; la presión dada en la hipótesis 1 de la losa, actuando en el borde inferior; y la presión hidrostática que se consideró en la hipótesis 1 de la pared actuando en el borde derecho. Para convertir estas presiones en cargas lineales se multiplicarán la distancia que hay entre cartela, siendo de 20 m la distancia circunferencial exterior y de 3,87 m la circunferencia interior (la correspondiente al soporte).

Por ello, la carga lineal inferior variará entre 1140576,672 N en el borde derecho (radio exterior de la base, 20 m) y 210794,256 N en el borde izquierdo (radio del soporte, 3,7 m).

Desplazamientos



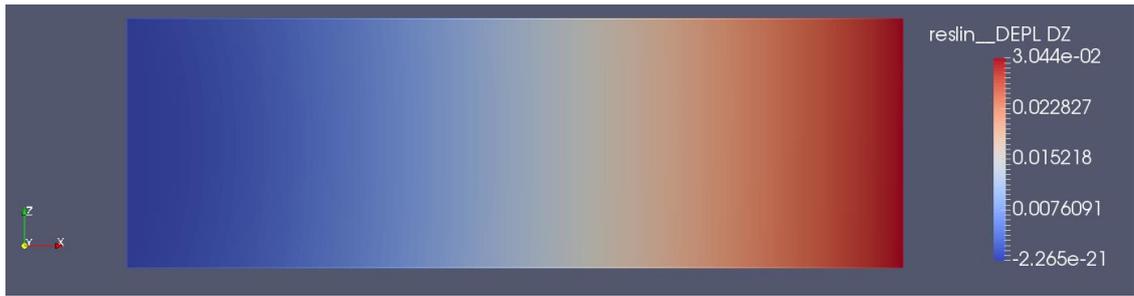


Figura 33. Desplazamientos Compartimentación (transporte).

Esfuerzos

- Axiles

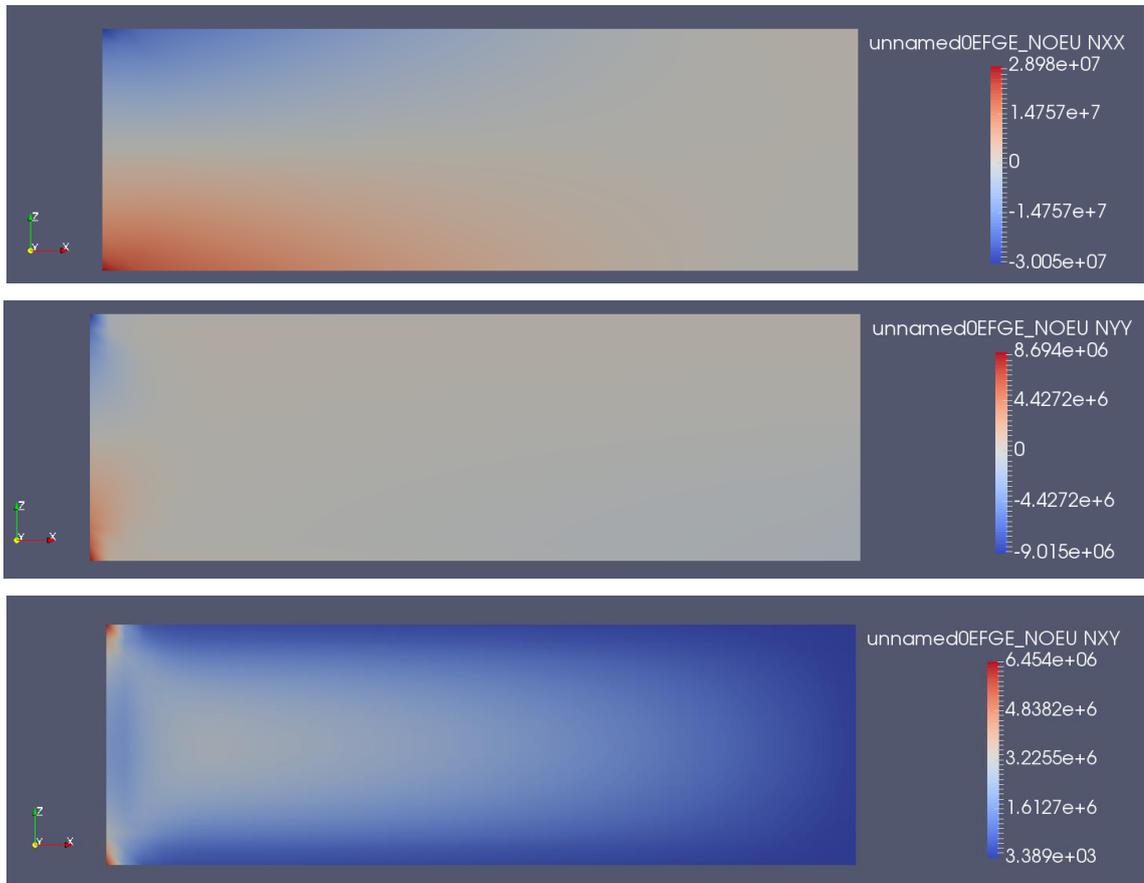


Figura 34. Axiles Compartimentación (transporte).

- Tensiones equivalentes de Von Mises.

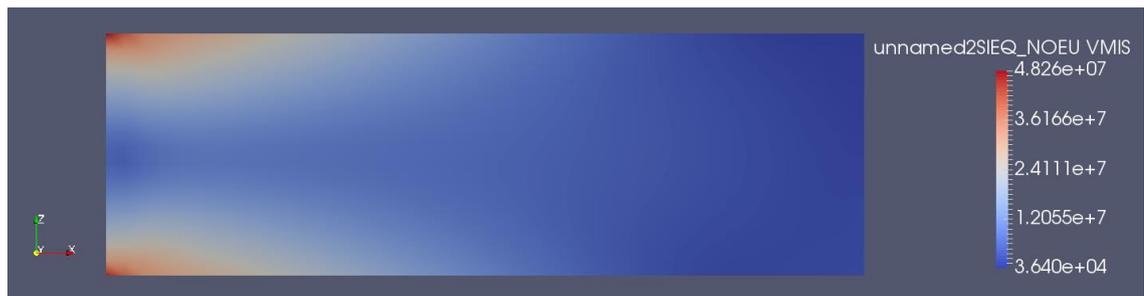


Figura 35. Tensiones Von Mises. Compartimentación (transporte).

2.3.2. Operación

En esta hipótesis, solamente actúa en el borde inferior la carga correspondiente a la hipótesis de operación de la losa. Del mismo modo, se multiplicará por la distancia entre los elementos separadores para obtener la carga lineal.

Por ello, la carga lineal inferior variará entre 5003700 N en el borde derecho (radio exterior de la base, 20 m) y 0 N para una distancia de -3,4 m desde el eje de simetría de la cimentación.

Desplazamientos

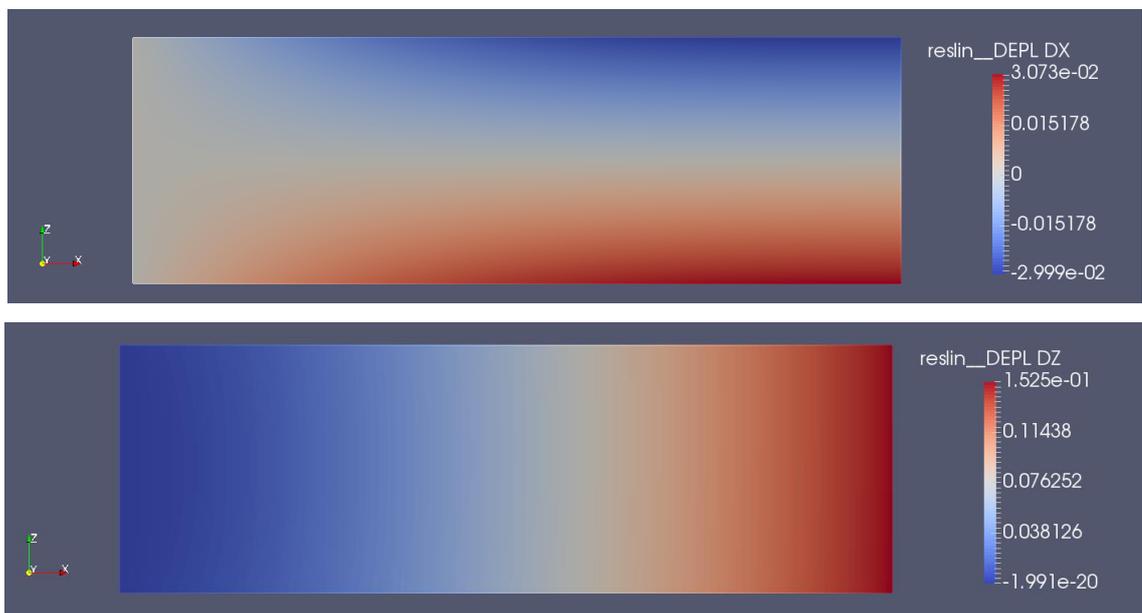
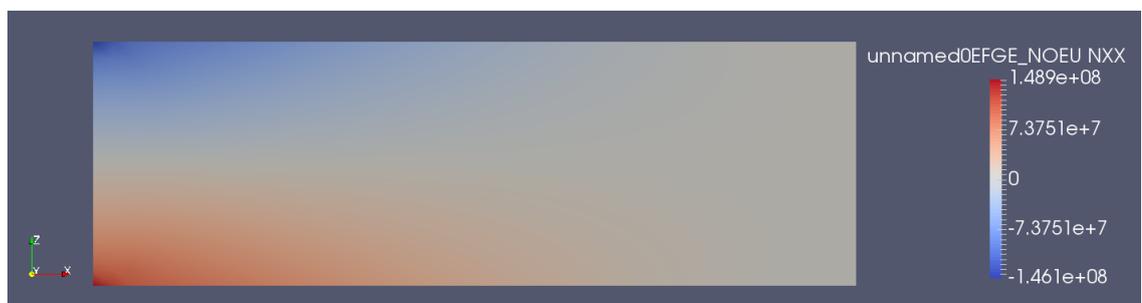


Figura 36. Desplazamientos Compartimentación (operación).

Esfuerzos

- Axiales



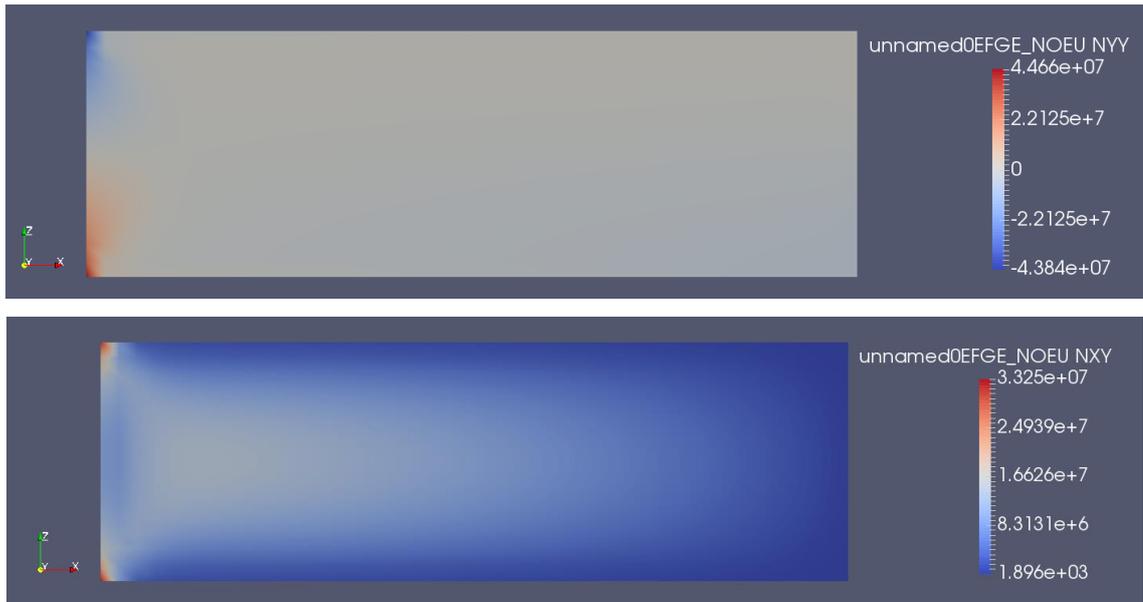


Figura 37. Axiles Compartimentación (operación).

- Tensiones equivalentes de Von Mises

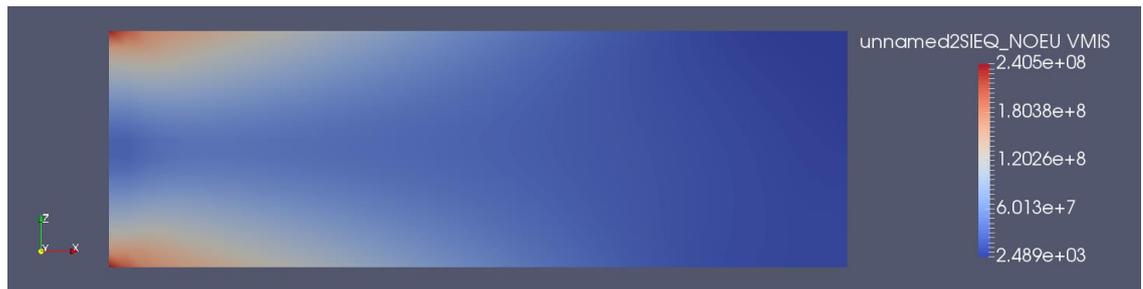


Figura 38. Tensiones Von Mises. Compartimentación (operación).

ANEXO V: CÓDIGOS MATLAB

**DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE**

ÍNDICE

1. OBJETO	3
2. CÓDIGOS MATLAB	3
2.1. PROGRAMA PRINCIPAL DE DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	3
2.2. FUNCIONES DEL PROGRAMA PRINCIPAL	13
2.2.1. <i>Escenario de viento U-1</i>	13
2.2.2. <i>Escenario de viento U-2</i>	14
2.2.3. <i>Escenario de viento U-3</i>	15
2.2.4. <i>Escenario de viento U-4</i>	15
2.2.5. <i>Escenario de ola W-2</i>	16
2.2.6. <i>Escenario de ola W-4</i>	19
2.2.7. <i>Corrientes marinas</i>	23
2.2.8. <i>Capacidad de soporte y resistencia al deslizamiento</i>	23
2.2.9. <i>Matriz de rigidez y de masa</i>	25
2.3. PROGRAMA PARA DETERMINAR LA ARMADURA DEL SOPORTE CILÍNDRICO DE HORMIGÓN ARMADO.	27
2.3.1. <i>Número de barras</i>	29
2.3.2. <i>Subprograma de cálculo</i>	30

1. OBJETO

En el presente anexo se muestran los códigos de MATLAB de los programas realizados para el cálculo de la cimentación y la armadura del soporte de hormigón.

2. CÓDIGOS MATLAB

2.1. Programa principal de dimensionamiento de la cimentación superficial

A continuación, se muestra el código principal para el cálculo de la cimentación superficial. Posteriormente, se añadirán las funciones que aparecen en el programa.

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%-----%
%           PROGRAMA DE DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL           %
%-----%
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

clear all;
clc;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% 1.-DATOS INICIALES
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%% Datos del aerogenerador y de sus materiales

Zhub=100; % [m] %Distancia de la superficie a la góndola(Catálogo Vestas 8 MW)
D=164;    % [m2] %Diámetro del rotor (Catálogo Vestas 8 MW)
Ar=21124; % [m2] %Área barrida por el rotor
LT=89;    % [m] %Altura de la torre (estimación)
Dts=5.1;  % [m] %Diámetro de la parte superior de la torre. (Estimación)
Dtb=7.4;  % [m] %Diámetro de la base de la torre. (Estimación)
Dt=(Dtb+Dts)/2; % [m] %Diámetro de la torre para calcular
tt=0.044; % [m] %Espesor de la torre(m).(Estimación)
ET=210000; % [MPa] %Modulo de young acero 355JR de la torre
pt=7850;  % [kg/m3] %Densidad del material de la torre
UR=11;    % [m] %Velocidad nominal del viento.
          %Velocidad a la que la potencia obtenida se estabiliza
Uout=25;  % [m/s] %Velocidad de corte del aerogenerador
mRNA=429000+35000*3; % [kg] %Masa del ensamblaje entre el rotor y la góndola
          %Masa de las palas
opmin=4.8; % [rpm] %Rango de velocidades de operación del rotor
opmax=12.1; % [rpm] %Rango de velocidades de operación del rotor
g=9.81;    % [m/s2]

%% Datos meteorológicos y oceánicos

%Datos de viento
s=1.896; %Constante de Weibull
k=15.9; % [m/s] %Factor de escala medio del viento en función de cte.Weibull
I=17;    % [%] %Intensidad de turbulencia de referencia

%Para calcular lk necesito los siguientes parámetros 1
e=0.13; %Parámetro tabla 8.1 Eurocódigo 1, escogiendo opción
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
z=Zhub; %Altura a la que se produce la turbulencia, a la del rotor
lk=300*((z/300).^e); %[m] %Escala de longitud integral de turbulencia
                    %Se calcula siguiendo Eurocódigo 1,pag 108.
                    %z se encuentra entre z min y 300 m; la e se
                    %encuentra en la tabla 8.1, escogiendo la opción 1
U0=10.8; %[m/s] %Velocidad media del viento en 1 hora a una altura de 10 m
pa=1.225; %[kg/m3] %Densidad del aire

%Datos oceánicos
HS50=6.57; %[m] %Altura significativa de ola en un periodo de retorno de
            %50 años Datos de página:
            %http://calipso.puertos.es/BD/informes/EXT_BO_2442.pdf
TS50=15.2; %[s] %Periodo pico de ola 50 años.Datos de página:
            %http://calipso.puertos.es/BD/informes/EXT_BO_2442.pdf
Hm25=9.5; %[m] %Altura máxima de la ola (25 años).Datos de página:
            %http://portus.puertos.es/Portus_RT/?locale=es
Tm25=10.92; %[s] %Periodo máximo de oleaje (25 años).Datos de página
            %http://portus.puertos.es/Portus_RT/?locale=es
S=30; %[m] %Profundidad máxima del agua.
pw=1030; %[kg/m3] %Densidad del agua de mar

%Velocidad de la corrientes
vtide0=0.96; %[m/s] Velocidad máxima (2007-2017) en Agosto del 2013

%% A continuación se encuentra el cálculo iterativo de la cimentación

%XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX%
%2.-CÁLCULOS DE LA CIMENTACIÓN
%XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX%

%Mediante la siguiente condición se realiza el proceso iterativo para la
%aplicación de los factores dinámicos.

Flag_calculo_DAF=0;
while (Flag_calculo_DAF<2)
    Flag_calculo_DAF=Flag_calculo_DAF+1;
if Flag_calculo_DAF>1
    FwavemaxW2=FwavemaxW2TOTAL;
    MwavemaxW2=MwavemaxW2TOTAL;
    FwavemaxW4=FwavemaxW4TOTAL;
    MwavemaxW4=MwavemaxW4TOTAL;
end

%.....%
% 2.1.-DIMENSIONES INICIALES
%.....%

%Dimensiones de la base y la losa
Db=40; %[m] Diámetro exterior de la base
R=Db/2; %[m] Radio exterior de la base
espL=1; %[m] Espesor de la losa
hb=6; %[m] Altura de la base=Altura de la pared exterior

%Dimensiones de la cartela
espC=0.6; %[m] Espesor de la Cartela/Elemento de Compartimentación
hC=hb-espL; %[m] Altura de la cartela

%Dimensiones del soporte de hormigón
DS=7.4; %[m] Diámetro exterior del soporte cilindrico
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
espS=0.74;           %[m] Espesor del soporte
DSint=DS-espS*2;    %[m] Diámetro interior del soporte cilíndrico

%Calculamos la altura de la subestructura por encima del nivel del mar.
LS=Hm25+(0.2*HS50);

%::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::%

%Mediante la siguiente condición se incrementará el diámetro de la
%cimentación

cond=0;
while cond<2

% ACTUALIZACIÓN DE DIMENSIONES
  if cond~=0
    Db=Db+0.5; %[m] Diámetro de la base
    R=Db/2;   %[m] Radio de la base
  end

%::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::::%

% .....%
% 2.2.-CARGAS DE LA CIMENTACIÓN
% .....%
%Una vez establecidas las dimensiones iniciales se procede al cálculo de
%cargas.

%~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~%
%2.2.1.-Cálculo de las cargas de viento
%~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~%

%Hay 4 casos de cargas de viento: U-1 U-2 U-3 U-4. Se programará los
%cuatros escenarios pero solo se mostrará los casos más críticos. El
%escenario U-2 y U-3

%ESCENARIO DE VIENTO U-1
%[FwindmaxNTM,FwindminNTM,FwindmeanNTM,MwindmaxNTM,MwindminNTM,MwindmeanNTM]=Esce
nario_Viento_U1(lk,UR,pa,Ar,S,Zhub);

%ESCENARIO DE VIENTO U-2
[FwindmaxETM,FwindminETM,FwindmeanETM,MwindmaxETM,MwindminETM,MwindmeanETM]=Escen
ario_Viento_U2(lk,UR,pa,Ar,S,Zhub);

%ESCENARIO DE VIENTO U-3
[FwindmaxEOG,FwindminEOG,FwindmeanEOG,MwindmaxEOG,MwindminEOG,MwindmeanEOG,Udiezu
no,ouc]=Escenario_Viento_U3(k,s,UR,lk,D,pa,Ar,S,Zhub);

%ESCENARIO DE VIENTO U-4
%[FwindmaxEOGUout,FwindminEOGUout,FwindmeanEOGUout,MwindmaxEOGUout,MwindminEOGUou
t,MwindmeanEOGUout]=Escenario_Viento_U4(Uout,k,s,UR,lk,D,pa,Ar,S,Zhub);

%~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~%
%2.2.2.-Cálculo de las cargas debidas a las olas
%~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~::~%

%Se procede a calcular la carga debida a las olas, para los escenarios de
%oleajes más extremos utilizados para los casos de carga E-2 y E-3,
%es decir, el escenario de olas (W-2) y (W-4)
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
%A continuación, se calculan los parámetros más importantes que se dan en cada
%caso de escenarios de olas.
%Los datos correspondientes de altura y periodo a 50 y 25 años, vienen recogidos
%en la tabla de datos de partida designadas en la memoria justificativa.
%HS50=6.57; TS50=15.2; Hm25=9.5; Tm25=10.92;
%Los datos equivalentes a 1 año se calculan siguiendo la página 47 de la DNV-J101,
%a partir de la altura de ola significativa de 50 años.
%HS1=HS50/(1+(log(TS0/(TS25/3600))/log(N0*TR))^(1/B)
%Donde:
%TS0 (Periodo de referencia de 3 horas); TR (Periodo de retorno especificado,
%50 años); N0 (Números de estados del mar, 2920, para TS0= 3h);
%B(Ajuste de Weibull para olas del atlántico);

TS0=3; %Unidad en horas
N0=2920; %Numero de estados
TR=50; %Unidad en años
B=1.23; %Valor para el ajuste de Weibull
%http://calipso.puertos.es/BD/informes/EXT_BO_2442.pdf
HS1=HS50/(1+(log(TS0/(TS50/3600))/log(N0*TR))^(1/B);
%Por otro lado para el periodo tenemos que: TS1=11.1*sqrt(HS1/g),
%ecuación dada también por la DNV-J101, siendo g (aceleración de la gravedad);
TS1=11.1*sqrt(HS1/9.8);%(W-1)
%Para determinar la altura y el periodo máximo de onda de 1 año, seguimos lo
%recogido en la DNV-J101.
%Hm1=HS1*sqrt(0.5*log(N)), donde sqrt(0.5*log(N)), tiene un valor de 1.87;
%Tm1=11.1*sqrt(Hm1/g);
Hm1=HS1*1.87;%(W-2)
Tm1=11.1*sqrt(Hm1/9.8);%(W-2)

%CARGAS ESCENARIO DE OLA W-2
[FDW2max,FIW2max,FwavemaxW2i,MDW2max,MIW2max,MwavemaxW2i]=WaveLoadW2(HS1,TS1,Hm1,
Tm1,S,pw,g,DS);
if Flag_calculo_DAF<2
FwavemaxW2=FwavemaxW2i;
MwavemaxW2=MwavemaxW2i;
end

%La carga de inercia máxima se produce en el instante de tiempo t=ts/4 cuando
%la elevación de superficie es cero y la carga máxima de arrastre se produce
%cuando t=0 y y la elevación de la superficie vale Hm/2.
%En realidad, la carga máxima de inercia se da en t=3.5s y no en 3.8s

%CARGAS ESCENARIO DE OLA W-4
[FDW4max,FIW4max,FwavemaxW4i,MDW4max,MIW4max,MwavemaxW4i]=WaveLoadW4(HS50,TS50,Hm
25,Tm25,S,pw,g,DS);
if Flag_calculo_DAF<2
FwavemaxW4=FwavemaxW4i;
MwavemaxW4=MwavemaxW4i;
end

%~~~~~%
%2.2.3.-Cálculo de las cargas debidas a las corrientes
%~~~~~%

%A parte de las cargas producidas por el viento y las olas, se han tenido
%en cuenta las fuerzas debidas a las corrientes.Se plantea una aproximación
%del problema real en 3D.
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
%La fuerza se calcula como: Farrastre=0.5*pw*v^2*CD*Dp*dz, habrá que realizar
%una integración ya que el perfil de las corrientes cambia en función de la
%profundidad, con lo que la velocidad de las corrientes (v) que depende de la
%profundidad, variará (v(z)).
%v(z), se halla siguiendo los pasos recogidos en la página 58 de la DNV-J-101:
%v(z)=vtide(z)+vwind(z), con vtide(z)=vtide0*((h+z)/h)^1/7 y por otro lado
%vwind(z)=vwind0*((h0+z)/h0).
%Teniendo finalmente que v(z)=(0.96+((53.19+z)/53.19)^1/7)+(0.33*((50+z)/50))
%Una vez realizada la integral con límites entre -53.19 y 0, se obtiene:
[Farrastrecorriente,Marrastrecorriente]=CurrentLoad(S,pw,U0,vtide0,DS); %[MN,MNm]
```

```
%~~~~~%
%2.2.4.-Combinación de cargas para el Estado Límite Último (ELU)
%~~~~~%
```

```
%Los peores casos de carga para el diseño ELU y son los escenarios
%E-2 y E-3, el escenario de onda extrema (EWH a 50 años) combinado con el
%modelo de turbulencia extrema (ETM), y la ráfaga extrema de operación (EOG)
%con la altura máxima de la ola (EWH de 1 año).
```

```
%(E-3) es el más desfavorable ya que tiene el mayor momento de vuelco.
```

```
Mtotal1=MwavemaxW2+Marrastrecorriente+MwindmaxEOG%Unidades (MNm)
Mtot=1.35*Mtotal1%Unidades (MNm)
Ftot=FwavemaxW2+Farrastrecorriente+FwindmaxEOG%Unidades (MN)
Mtotal2=MwavemaxW4+Marrastrecorriente+MwindmaxETM
```

```
%~~~~~%
%2.2.5.-Carga Vertical
%~~~~~%
```

```
%Peso del Soporte
```

```
Lb=S+LS; %[m] %Longitud del soporte
volS=(pi/4)*(LS+S)*(DS^2-DSint^2) %[m3] %Volumen cilindro
yh=26; %[kN/m3] Peso específico del hormigón es 24, se ha aumentado por el
%acero. Según datos obtenidos de GBF de Thorntonbank (cónicos) se saca
%una relación de m3 de hormigón empleados y ton de aceros de 0.2 ton/m3
ms=volS*yh %[kN]
```

```
%Volumen de la parte hueca del cilindro
```

```
volShueco=(pi/4)*(LS+S)*(DSint^2)
```

```
%Peso de la base con cartelas. 6 compartimentos
```

```
Dbint=Db-espC*2 %[m] diámetro interior de la base
volCartela=(hC)*espC*((Dbint/2)-(DS/2))*6 %[m3] Considerando 6 compartimentos
volBhueco=(pi/4)*(hC)*(Dbint^2-DS^2)-volCartela %[m3] Volumen parte hueca de la
base,
```

```
%con una base de hormigón de 1 m
```

```
volB=(pi/4)*(espL)*(Db^2)+(pi/4)*(hC)*(Db^2-Dbint^2)+volCartela %[m3] Volumen base
mb=volB*yh %[kN]
```

```
%Peso de material de relleno
```

```
yballast=21; %[kN/m3] 15.8 y 19.24 para arena.
%Datos obtenidos de las cimentaciones de Thorntonbank
%20-24 Para rocas. Datos obtenidos del libro Handbook
%of Geotechnical Investigation
```

```
porcentajeBallast=100%[%]
```

```
mballast=(volBhueco)*yballast*(porcentajeBallast/100)+volShueco*20*0
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
%Empuje cuaando está sumergido
yw=10 %[kN/m3] Peso específico del agua
Empuje=volB*yw+volBhueco*yw+(pi/4)*(S)*(DS^2-DSint^2)*yw %[kN]

%Peso descontando empuje de la subestructura
maparenteSub=(mb+ms+mballast)-Empuje %[kN] %masa de la subestructura

%Masas de la torre eólica
munion=9000; %[kg] %Masa del anclaje torre-subestructura
mT=pt*Dt*(pi)*tt*LT %[kg] %Masa de la torre eólica
maero=mRNA+mT+munion %[kg] %Masa total del aerogenerador

%Carga vertical total
CARGAVERTICAL=((maero*9.81/1000)+maparenteSub)/1000 %[MN]

VolumenHormigon=volB+volS
VolumenMaterialRelleno=volBhueco

%Masas útiles de acceso rápido
% Munion=munion*9.81/1000 %[kN]Peso del anclaje
% MTT=mT*9.81/1000 %[kN]Peso de la torre eólica
% MMRNA=mRNA*9.81/1000 %[kN]Peso góndola más palas
% MMAerogenerador=(maero*9.81/1000)/1000 %[MN]
% MMcilindro=ms/1000
% MMbase=mb/1000
% MMballast=mballast/1000
% MMAero_cilindro=MMcilindro+MMAerogenerador
% MMbase_cilindro=MMbase+MMcilindro
% MMtotal=MMbase+MMcilindro+MMAerogenerador+MMballast
% Empuje_subestructura=(volB*10+(pi/4)*(S)*(DS^2-DSint^2)*10)/1000
% Empuje_operacion=(volB*10+volBhueco*10+(pi/4)*(S)*(DS^2-DSint^2)*10)/1000
% Empuje_Cilindro=(pi/4)*(S)*(DS^2-DSint^2)*10/1000

% .....%
% 2.3.-ESTABILIDAD GEOTÉCNICA
% .....%

% ~~~~~%
% 2.3.1.-Capacidad de soporte y resistencia al deslizamiento
% ~~~~~%

[Fd,Vd,Sr,e,Aeff,qd]=Bearing_Sliding_Capacity(Ftot,Mtot,CARGAVERTICAL,R)

%qmax=(Vd*1000/Aeff)*(1+(8*e/Db)); %Para cargas con e menor a Db/6

%Para zapata circular, al ser carga excéntrica y mayor a Db/6 se calcula por
%el procedimiento de la página web estructurando sacado del libro Mecánica
%de suelos y cimentaciones de Crespo Villalaz o de las tablas del libro
%Curso aplicado de cimeticaciones,colegio oficial de arquitecto de Ortiz JM
L=2.76; % Parámetro obtenido para un ángulo de la zona de compresión de 123.2 °
qmax=Vd*L*1000/(pi*R^2) %[kN/m2]
if (e<0.3*2*R)
FSvertical=qd/qmax %Factor que debe ser mayor a la unidad
    if (FSvertical>1)
        disp('Bearing Capacity: CUMPLE')
        Cumple=1;
    if (Ftot<Sr)
        disp('Sliding Capacity: CUMPLE')
```

```

        else
            fprintf ( 2, 'Sliding Capacity: NO CUMPLE\n')
            Cumple=0;
        end
    else
        fprintf ( 2, 'Bearing Capacity: NO CUMPLE\n')
        Cumple=0;
    end
end
else
    fprintf ( 2, 'Carga excesivamente excéntrica\n')
    Cumple=0;
end
end

%~~~~~%
%2.3.2.-Resistencia al vuelco
%~~~~~%

% Se asume que el punto de rotación se encuentra en el punto exterior del
% diámetro de la base

Mresistente=Vd*(R-e) %[MNm]
Mtot %[MNm]
FSvuelco=Mresistente/Mtot
if FSvuelco>1.5
    disp('Resistencia al vuelco: CUMPLE')
    Cumple=1;
else
    fprintf ( 2, 'Resistencia al vuelco: NO CUMPLE\n')
    Cumple=0;
end

end

%::::::::::%
% si no se cumple alguna de estas comprobaciones, se aumenta el diámetro de
% la base
if (Cumple==0)
    cond=1
else
    cond=3
end
Cumple=1;
end

%::::::::::%

%~~~~~%
%2.3.3.-Asentamiento
%~~~~~%

% Asumiendo una cimentación flexible en un medio elástico y sujeto a una
% carga uniforme, la presión de contacto será uniforme y el perfil del
% asentamiento no será uniforme.

% Los datos geotécnicos están limitados a la información que se tiene de la
% superficie del lecho marino (sedimento fino), no pudiendo obtener datos reales
% del perfil morfológico real que posee el suelo marino.

%Suponiendo arena, las propiedades de ésta son: (según pág 216 de libro
%Shallow Foundations-Bearing Capacity and Settlement
%vs=0.2;%Coeficiente poisson suelo
    
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
%E=35*10^6; %[N/m2] Arena

%Suponiendo grava como sedimento, las propiedades son: (obtenidas pág 152
%de Handbook of Geotechnical Investigation)
vs=0.3;
E=150*10^6; %[Pa] Grava entre 25-200

%El asentamiento mayor se producirá en el centro y viene dado por:
Se=((qdm*Db*(1-vs^2))/(E*10^-3))*1000 %[mm]

%Si consideramos cimentación rígida
SeR=(0.79*qdm*Db*(1-vs^2)/(E*10^-3))*1000 %[mm]

if Se<150 %30 mm
    disp('Asentamiento: CUMPLE')
else
    fprintf ( 2, 'Asentamiento superior a 150 mm ')
end

% .....%
% 2.4.-RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN
% .....%

G=E/(2*(1+vs)); %[N/m2]

%La rigidez de la cimentación se encuentran en el apéndice F de
%DNV-OS-J101. Se escoge la columna de cimentación sobre un estrato sobre el
%lecho rocoso.
%KH, Horizontal(N/m)
KH=(8*G*R)/(2-vs)
%KR, rotación(N/rad)
KR=(8*G*R^3)/(3*(1-vs))
%Kx, acoplamiento transversal(N). Obtenida de Dynamic Soil-Structure
%interaction John P. Wolf.
Kx=(4*(1-2*vs)*G*R^2)/(pi*(2-vs)*(1-vs))

% .....%
% 2.5.-DEFORMACIONES
% .....%

F1=10^6*[Ftot Mtot]'; %[N]
K=[KH Kx; Kx KR];
x=inv(K)*F1;
despx=x(1)*10^2 %Unidades en cm
rot=(x(2)*360)/(2*pi)%Unidades en °
%La deflexión y rotación son aceptables, ya que la rotación no supera 0,25 °,
%y la deflexión no supera los 0.2m.

% .....%
% 2.6.-FRECUENCIA NATURAL
% .....%

% Para el Cálculo de la frecuencia natural se hará uso de un sistema con 3
% masas, M1 (cimentación), M2 (unión) y M3 (torre) con 2 gdl cada una,
%correspondiente al desplazamiento y giro en coordenadas globales.

%A continuación se calcula los términos correspondientes a la matriz de
%rigidez:
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
%Momento de inercia de material de la torre
IT=(pi/4)*(((Dt/2)^4)-(((Dt/2)-tt)^4)); %[m4]
ET=(2.1*10^11); %[N/m22] Módulo de elasticidad del material de la torre

%Momento de inercia de material de la base
Ib=(pi/4)*(((DS/2)^4)-(((DSint/2)^4)); %[m^4]
Eb=3.5*10^10; %[N/m^2] Módulo de elasticidad del material de la torre

%A continuación se calcula los términos correspondientes a la matriz de
%masa concentrada
M1=(mb+mballast)*101.97%[kg] Masa de la cimentación
M2=9000;%[kg] Masa del anclaje
M3=mRNA%+180000%*1.35 %[kg] Masa de la góndola y palas

J1=(1/2)*(mb+mballast)*101.97*R^2      %[kg*m2] Cimentación
J3=(1/2)*(mT/2)*((Dt/2)-(Dt-2*tt)/2)^2;%[kg*m2] torre
J2=J3*1+(1/2)*(ms/2)*101.97*((DS/2)^2+(DSint/2)^2) %[kg*m2] Soporte

%A continuación se calcula los términos correspondientes a la matriz de
%masas distribuidas de soporte de base de hormigón y la torre.

%Parámetros de la matriz de masa congruente de la base
pb=2651.2; %[kg/m3] densidad del hormigón
Ab=pi*((DS/2)^2-(DSint/2)^2); %m2 Sección
mb1=pb*Ab %[kg/m] Masa lineal

%Cálculo de la frecuencia natural en base flexible
[K,M,nodosT]=matriz_rigidez(LT,ET,Dtb,Dts,tt,pt,mb1,Lb,Eb,Ib,KH,Kx,KR,M1,M2,M3,J1
,J2,J3);

[V,F]=eig(K,M);
for i=1:2*nodosT;
    frecuencia(i)=sqrt(F(i,i))/(2*pi);
end
frecuencia;

%FRECUENCIA NATURAL en base flexible (frecuencia propia), Unidades en (Hz).
%Se acepta un valor de frecuencia natural en base flexible entre 0.22 y 0.24 [Hz].

fn=min(frecuencia)
%Los límites dónde se puede encontrar la frecuencia natural:

fmin=1.1*(opmax/60);%(Hz)%Límite superior del 1P aumentado el 10%.
fmax=3*(opmin/60);%(Hz)%Límite inferior del 3P.

% .....%
% 2.7.-FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICOS
% .....%
if Flag_calculo_DAF<2

%La amplificación dinámica de la carga de onda se calcula usando la frecuencia
%de onda de pico y una relación de amortiguación asumida.
%Las razones de amortiguación total para las direcciones de viento a lo
%largo (x) y de viento cruzado (y) se eligen como 2% y 0.5%, respectivamente.
%La forma utilizada para calcular los factores de amplificación dinámica es
%la siguiente:
%DAF=1/sqrt(((1-(efe/fn)^2)^2)+(2*chi*(efe/f0)^2))
%Dónde, fn es la frecuencia propia del sistema en base flexible (Hz), f es
%la frecuencia del espectro de la ola (Hz) y chi es el factor de amortiguamiento
%El factor de amplificador dinámico tendrá dos componentes en cada caso
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
%una x y otra y. Se calculará para el caso de ola W-2 y W-4, los considerados
%como más negativos.

efeW2=1/Tm1;% (Hz)
efeW4=1/Tm25;% (Hz)
chix=0.02;%2 (%)
chiy=0.005;%5 (%)

%Escenario de ola (W2):
DAFxW2=1/sqrt(((1-(efeW2/fn)^2)^2)+(2*chix*(efeW2/fn)^2));
DAFyW2=1/sqrt(((1-(efeW2/fn)^2)^2)+(2*chiy*(efeW2/fn)^2));
DAFW2=[DAFxW2;DAFyW2];
%Escenario de ola (W4):
DAFxW4=1/sqrt(((1-(efeW4/fn)^2)^2)+(2*chix*(efeW4/fn)^2));
DAFyW4=1/sqrt(((1-(efeW4/fn)^2)^2)+(2*chiy*(efeW4/fn)^2));
DAFW4=[DAFxW4;DAFyW4];
%Con estos valores se volveran a recalculer las fuerzas y momentos de las olas
%y se volverá a realizar el cálculo iterativo.
FwavemaxW2TOTAL=FwavemaxW2*(max(max(DAFW2)));
FwavemaxW4TOTAL=FwavemaxW4*(max(max(DAFW4)));
MwavemaxW2TOTAL=MwavemaxW2*(max(max(DAFW2)));
MwavemaxW4TOTAL=MwavemaxW4*(max(max(DAFW4)));
end

end

% .....%
% 2.6.-PANDEO
% .....%

%La comprobación a pandeo del soporte será necesaria si la esbeltez de este
%supera la esbeltez límite

%Se comienza con el cálculo de la longitud de pandeo L0
a=2; %Condición de enlace
    %a=2 un extremo libre y otro empotrado.
    %a=1 ambos extremos articulados.
    %a=0,7 empotrado-articulado.
    %a=0,5 ambos empotrados.
L0=a*Lb;

esbeltez=L0/(sqrt(Ib/Ab))

%La esbeltez límite se calcula según lo establecido en el libro Hormigón
%Armado Jiménez Montoya
C=0.16; %Coeficiente que depende de la disposición de la armadura
    %0,24 para armadura simétrica en las dos caras opuestas al plano de
    %flexión considerado.
    %0,2 para armadura igual en las cuatro caras.
    %0,16: para armadura simétrica en las caras laterales respecto al
    %plano de flexión considerado.
Nd=22.7453; %[MN] Axil
fcd=30; %[MN/m2] Resistencia de cálculo del hormigón
v=Nd/(Ab*fcd);%Axil reducido

esbeltezlímite=35*(sqrt((C/v)*(1+(0.24/(e/DS))))))

if esbeltez < esbeltezlímite
    disp('No es necesaria la comprobación a pandeo. Esbeltez < Esbeltez Límite')
end
```

2.2. Funciones del programa principal

A continuación, se mostrarán las funciones por orden de aparición.

2.2.1. Escenario de viento U-1

```
%-----%
% ESCENARIO DE VIENTO (U-1)
% Turbulencia normal (NTM) a la velocidad nominal del viento (UR)
%-----%
function
[FwindmaxNTM, FwindminNTM, FwindmeanNTM, MwindmaxNTM, MwindminNTM, MwindmeanNTM]=Escen
ario_Viento_U1(lk, UR, pa, Ar, S, Zhub)

%La desviación estándar de la velocidad del viento en una turbulencia normal,
%puede expresarse según la IEC (61400-1 Ap. 6.3.1.3) como:
%OU,NTM=Iref*(0.75*U+b)
%Siendo:
%Iref, la intensidad de referencia de la turbulencia (Esperada para un valor
%de U=15 m/s). Gráfica IEC (61400-1 Ap. 6.3.1.3).Clase C
%b viene dado como 5.6 (m/s)
%Velocidad de la turbulencia a la altura del rotor. U=15 (m/s)

b=5.6;
Iref=0.18;
U=15+0;

%Desviación estándar de la velocidad del viento en una turbulencia normal (m/s)
OUNTM=Iref*(0.75*U+b);

%Desviación estándar en f>flp (m/s). Se supone que el control de ángulo puede
%seguir cambios en la velocidad del viento que se producen a una frecuencia
%inferior a la velocidad de rotación de la turbina
%[flp,max=0.217 HZ], dato artículo y DNV.
%OU,NTM.f>flp=OU,NTM*sqrt(1/(((6*lk*flpmax/UR)+1)^0.6667))
flpmax=0.2;%Frecuencia de rotación del rotor 1P(HZ)
OUNTMf=OUNTM*sqrt(1/(((6*lk*flpmax/UR)+1)^0.6667));

%Componente máxima de la velocidad turbulenta del viento uNTM.
%uNTM=1.28*OU,NTM.f>flp
uNTM=1.28*OUNTMf;

%La velocidad del viento puede ser dividida en dos partes, por un lado, tenemos
%la velocidad media del viento (Um) y una componente de velocidad turbulenta
%del viento (u), con lo que el viento total será U=Um+u
%Fuerza de empuje máxima en el ciclo de carga.
Fwindmax,NTM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR+uNTM)^2
%CTU1(Coeficiente de empuje, método Frohboese y Schmuck, artículo Diseño de
pilotes en 10 pasos)
CTU1=7/UR;
FwindmaxNTM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR+uNTM)^2*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje mínima en el ciclo de carga. Fwindmin,NTM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR-
uNTM)^2
FwindminNTM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR-uNTM)^2*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje media sin turbulencia. Fwind,NTM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR-uNTM)^2
FwindmeanNTM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Momento flector máximo en el ciclo de carga. Mwindmax,NTM=Fwindmax,NTM*(S
+Zhub) MwindmaxNTM=FwindmaxNTM*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector mínimo en el ciclo de carga. Mwindmin,NTM=Fwindmin,NTM*(S
+Zhub) MwindminNTM=FwindminNTM*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector medio. Mwindmean,NTM=Fwindmean,NTM*(S+Zhub)
MwindmeanNTM=FwindmeanNTM*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]

end
```

2.2.2. Escenario de viento U-2

```
%-----%
% ESCENARIO DE VIENTO (U-2)
% Turbulencia extrema (ETM) a la velocidad nominal del viento (UR)
%-----%

function
[FwindmaxETM,FwindminETM,FwindmeanETM,MwindmaxETM,MwindminETM,MwindmeanETM]=Escenario_Viento_U2(lk,UR,pa,Ar,S,Zhub)

%La desviación estándar de la velocidad del viento en una turbulencia normal,
%puede expresarse según la IEC (61400-1 Ap. 6.3.2.3) como:
%OU,ETM=c*Iref*(0.072*((Uavg/c)+3)*((UR/c)-4)+10)
%Siendo:
%Iref, la intensidad de referencia de la turbulencia
%(Esperada para un valor de U=15 m/s).
%Gráfica IEC (61400-1 Ap. 6.3.1.3).Clase C
%c viene dado como 2 (m/s)
%Uavg=Velocidad promedio anual del viento a la altura del rotor.
c=2;
Iref=0.18;
Uavg=15.2; %Velocidad media promedio del sitio en 1 año (m/s).

%Desviación estándar de la velocidad del viento en una turbulencia normal (m/s)
OUETM=c*Iref*(0.072*((Uavg/c)+3)*((UR/c)-4)+10);

%Desviación estándar en f>f1p (m/s). [f1p,max=0.217 HZ]
%OU,ETM.f>f1p=OU,ETM*sqrt(1/(((6*lk*f1pmax/UR)+1)^0.6667))
f1pmax=0.2;
OUETMf=OUETM*sqrt(1/(((6*lk*f1pmax/UR)+1)^0.6667));

%Componente máxima de la velocidad turbulenta del viento uETM.
uETM=2*OU,ETM.f>f1p
uETM=2*OUETMf;

%La velocidad del viento puede ser dividida en dos partes, por un lado
%tenemos la velocidad media del viento (Um) y una componente de
%velocidad turbulenta del viento (u), con lo que el viento total será U=Um+u
%Fuerza de empuje máxima en el ciclo de carga.
%Fwindmax,ETM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR+uETM)^2
%CTU1(El coeficiente de empuje no cambia con lo que usamos al igual
%que antes, método Frohboese y Schmuck, artículo Diseño de pilotes en 10 pasos)
CTU1=7/UR;

FwindmaxETM=0.5*pa*Ar*CTU1*((UR+uETM)^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje mínima en el ciclo de carga. Fwindmin,ETM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR-
uETM)^2
FwindminETM=0.5*pa*Ar*CTU1*((UR-uETM)^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje media sin turbulencia. Fwind,ETM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR-uETM)^2
FwindmeanETM=0.5*pa*Ar*CTU1*(UR^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Momento flector máximo en el ciclo de carga. Mwindmax,ETM=Fwindmax,ETM*(S
+Zhub) MwindmaxETM=FwindmaxETM*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector mínimo en el ciclo de carga. Mwindmin,ETM=Fwindmin,ETM*(S
+Zhub) MwindminETM=FwindminETM*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector medio. Mwindmean,ETM=Fwindmean,ETM*(S+Zhub)
MwindmeanETM=FwindmeanETM*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
end
```

2.2.3. Escenario de viento U-3

```
%-----%
% ESCENARIO DE VIENTO (U-3)
% Ráfaga extrema de operación (EOG) a la velocidad nominal del viento (UR)
%-----%
function
[FwindmaxEOG,FwindminEOG,FwindmeanEOG,MwindmaxEOG,MwindminEOG,MwindmeanEOG,Udiezuno,ouc]=Escenario_Viento_U3(k,s,UR,lk,D,pa,Ar,S,Zhub)

%La velocidad del viento de 50 años, que suele utilizarse en el diseño de
%turbinas eólicas para condiciones de viento extremo, puede determinarse a
%partir de la velocidad del viento a la que la Función de Distribución Acumulada
%es de 0,98 (es decir, tiene un 2% de probabilidad).Esta función de distribución
%depende del coeficiente de weibull (s) y del factor de escala(k)

%Coeficiente de empuje máximo en la ráfaga extrema de operación escenario U3
CTU3=7/UR;

%Velocidad extrema del viento de 10 minutos de duración en 50 años (m/s)
Udiezcincuenta=k*(-log(1-0.98^(1/52596)))^(1/s);

%Velocidad extrema del viento de diez minutos de duración en 1 año (m/s)
Udiezuno=0.8*Udiezcincuenta;

%Desviación estándar característica de la velocidad del viento
ouc=0.11*Udiezuno;

%Velocidad de ráfaga extrema (m/s)
uEOG1=[1.35*(Udiezuno-UR);3.3*ouc/(1+((0.1*D)/(lk/8)))]);

%Escojo el valor mínimo de Velocidad de ráfaga extrema (m/s)
uEOG=min(min(uEOG1));

FwindmaxEOG=0.5*pa*Ar*CTU3*((UR+uEOG)^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje mínima en el ciclo de carga.
Fwindmin,EOG=0.5*pa*Ar*CTU3*(uEOG)^2
FwindminEOG=0.5*pa*Ar*CTU3*((uEOG)^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje media sin turbulencia. Fwind,EOG=0.5*pa*Ar*CTU3*(UR)^2
FwindmeanEOG=0.5*pa*Ar*CTU3*(UR^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Momento flector máximo en el ciclo de carga. Mwindmax,EOG=Fwindmax,EOG*(S
+Zhub) MwindmaxEOG=FwindmaxEOG*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector mínimo en el ciclo de carga. Mwindmin,EOG=Fwindmin,EOG*(S
+Zhub) MwindminEOG=FwindminEOG*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector medio. Mwindmean,EOG=Fwindmean,EOG*(S+Zhub)
MwindmeanEOG=FwindmeanEOG*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
end
```

2.2.4. Escenario de viento U-4

```
%-----%
% ESCENARIO DE VIENTO (U-4)
% Ráfaga extrema de operación (EOG) a la velocidad del viento de
% corte-desconexión (UOUT)
%-----%
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore

Anexo V: Códigos MATLAB

```
function
[FwindmaxEOGUout,FwindminEOGUout,FwindmeanEOGUout,MwindmaxEOGUout,MwindminEOGUout
,MwindmeanEOGUout]=Escenario_Viento_U4(Uout,k,s,UR,lk,D,pa,Ar,S,Zhub)

%Es de esperar que las cargas más altas se produzcan cuando la turbina está
%operando a la velocidad operacional máxima del viento, sin embargo,
%esto no es así. La carga causada por la ráfaga extrema de operación (EOG) a
%la velocidad de viento operacional más alta (la velocidad del viento de corte
%Uout) se calcula teniendo en cuenta que la expresión del coeficiente de empuje
%de Frohboese y Schmuck ya no es válida.
%El coeficiente de empuje se determina a partir del supuesto de que el control
%de paso mantiene la potencia constante, como se ha comentado anteriormente.

CTU4=7*UR^2/Uout^3;
%Rafaga extrema de viento en operación, se determina como:
uEOGUout1=[1.35*(Udiezuno-Uout);3.3*ouc/(1+((0.1*D)/(lk/8)))]; %Velocidad de
ráfaga extrema (m/s)
uEOGUout=min(min(uEOGUout1)); %Escojo el valor mínimo de Velocidad de ráfaga
extrema (m/s)
%Fuerza de empuje máxima en el ciclo de carga.
Fwindmax,Uout=0.5*pa*Ar*CTU4*(Uout+uEOGUout)^2
FwindmaxEOGUout=0.5*pa*Ar*CTU4*((Uout+uEOGUout)^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje mínima en el ciclo de carga.
Fwindmin,Uout=0.5*pa*Ar*CTU4*(Uout-uEOGUout)^2
FwindminEOGUout=0.5*pa*Ar*CTU4*((Uout-uEOGUout)^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Fuerza de empuje media sin turbulencia. Fwind,Uout=0.5*pa*Ar*CTU4*(Uout)^2
FwindmeanEOGUout=0.5*pa*Ar*CTU4*(Uout^2)*10^(-6); %Unidades en [MN]
%Momento flector máximo en el ciclo de carga. Mwindmax,Uout=Fwindmax,EOG*(S
+Zhub) MwindmaxEOGUout=FwindmaxEOGUout*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector mínimo en el ciclo de carga. Mwindmin,Uout=Fwindmin,EOG*(S
+Zhub) MwindminEOGUout=FwindminEOGUout*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
%Momento flector medio. Mwindmean,EOG=Fwindmean,Uout*(S+Zhub)
MwindmeanEOGUout=FwindmeanEOGUout*(S+Zhub); %Unidades en [MNm]
end
```

2.2.5. Escenario de ola W-2

```
%-----%
% WAVE LOAD (W-2)
%-----%
function
[FDW2max,FIW2max,FwavemaxW2i,MDW2max,MIW2max,MwavemaxW2i]=WaveLoadW2(HS1,TS1,Hm1,
Tm1,S,pw,g,DS)
%% Cálculo de la elevación de la superficie, velocidad y aceleración. (W-2)
omega2=((2*pi)/TS1);
x=0; %En el aerogenerador
t2=0:0.1:TS1;
%syms K
%K0=solve(g*K*tanh(K*S)==omega2^2,K)
K0=0.07157937;

%Elevación
n2=(Hm1/2)*cos(omega2*t2-K0*x); % [m]
n2max=max(n2);

% plot(t2,n2)
% grid on
% title('Elevación de la superficie del agua W-2','FontSize',14)
% xlabel('Ts(s)','FontSize',14)
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore

Anexo V: Códigos MATLAB

```
% ylabel('Elevación (m)', 'FontSize', 14')

%Velocidad. La velocidad máxima se da en t=0
twmax=0;
z=linspace(n2max,-S);
w2=zeros(1,length(z));
for i=1:length(z)
    w2(i)=(pi*Hm1*cosh(K0*(S+z(i)))/(TS1*sinh(K0*S)))*cos(omega2*twmax-K0*x);
end
w2max=max(w2);

% plot(w2,z)
% grid
% title('Velocidad máxima W-2')
% xlabel('m/s')
% ylabel('Profundidad(m)')

%Aceleración. La aceleración máxima se da en t=Ts/4
tdwmax=TS1/4;
dw2=zeros(1,length(z));
for i=1:length(z)

dw2(i)=((2*(pi^2)*Hm1*cosh(K0*(S+z(i))))/((TS1^2)*sinh(K0*S)))*sin(omega2*tdwmax-
K0*x);
end

% plot(dw2,z)
% grid
% title('Aceleración máxima W-2')
% xlabel('m/s^2')
% ylabel('Profundidad(m)')

%% Coeficientes de arrastre (CD) e inercia (Cm)

%Para el cálculo de estos coeficiente se seguirá los especificado en la DNV
%-OS-J101 pág. 79. Para ello, en primer lugar se calculará el Coeficiente
%CDS y el número de Keulegan-Carpenter (KC).

%CDS depende de la rugosidad de la superficie de la estructura(rs) y el
%diámetro de la estructura.
rs=0.003; %[m]. Para estructuras de hormigón
if (rs/DS)<10^(-4)
    CDS=0.65;
elseif (rs/DS)>10^(-2)
    CDS=1.05;
else
    CDS=(29+4*log10(rs/DS))/20;
end

%CD se obtiene de CD=CDS*waveamplfactor(CDS,KC). El factor de amplificación
%se obtiene de la gráfica 4-2 de la página 79.
KC=w2max*TS1/DS; %Keulegan-Carpenter number
%Para obtener el factor de amplificación se ha usado el programa g3data
%para obtener los punto de cada recta:
if (KC/CDS)>=0 && (KC/CDS)<1.541783
    waveamplfactor=2-(((0-(KC/CDS))*(2-0.453125))/(0-1.541783));
elseif (KC/CDS)>=1.541783 && (KC/CDS)<11.36146
    waveamplfactor=0.453125-(((1.541783-(KC/CDS))*(0.453125-1.46175))/(1.541783-
11.36146));
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
elseif (KC/CDS)>=11.36146 && (KC/CDS)<20.06871
    waveamplfactor=1.46875-(((11.36146-(KC/CDS))*(1.46175-1.26042))/(11.36146-
20.06871));
else
    waveamplfactor=1.26042-(((20.06871-(KC/CDS))*(1.26042-1))/(20.06871-60));
end
CD=CDS*waveamplfactor;
CD2=CD

%Cm
if KC<3
    Cm=2;
else
    Cm=max(2-0.044*(KC-3),1.6-(CDS-0.65));
end
Cm2=Cm
%% Fuerzas y momentos de arrastre, inercia y total (W-2)
%%A continuación se escribirá la parte de la fórmula de la velocidad y
%%aceleración que se integrará posteriormente. Esta parte corresponde con la
%%variable z.
fun_w=@(z)((cosh(K0*(S+z))).^2); %La velocidad se usa en la fuerza de arrastre
fun_dw=@(z)(cosh(K0*(S+z))); %La aceleración se usa en la fuerza de inercia

FDW2=zeros(1,length(t2));
FIW2=zeros(1,length(t2));
FTW2=zeros(1,length(t2));
for i=1:length(t2)
    FDW2(i)=(0.5*pw*DS*CD)*((pi*HS1)/(TS1*sinh(K0*S)))*cos(omega2*t2(i)-
K0*x)*((pi*HS1)/(TS1*sinh(K0*S)))*abs(cos(omega2*t2(i)-K0*x))*10^(-
6)*integral(fun_w,-S,n2(i));

    FIW2(i)=((0.25*Cm*pw*pi*DS^2)*((2*((pi)^2)*HS1)/((TS1^2)*sinh(K0*S)))*sin(omega2*
t2(i)-K0*x))*10^(-6)*integral(fun_dw,-S,n2(i));
    FTW2(i)= FDW2(i)+FIW2(i);
end
%Valores máximos
FDW2max=max(FDW2); % [MN]
FIW2max=max(FIW2); % [MN]
FTwavemax2=FDW2max+FIW2max; % [MN]
FwavemaxW2i=max(FTW2); % [MN]
%Se representan las fuerzas y se comprueba que la fuerza de arrastre e
%inercia máxima no ocurren a la vez.
% plot(t2,FDW2,t2,FIW2,t2,FTW2)
% grid
% title('Fuerzas de las olas (W-2)')
% legend('Fuerza de arrastre', 'Fuerza de inercia', 'Fuerza total')
% xlabel('tiempo (s)')
% ylabel('MN')

fun_wM=@(Z)((cosh(K0*(S+Z))).*cosh(K0*(S+Z))).*(S+Z); %La velocidad se usa en
la fuerza de arrastre
fun_dwM=@(Z)((cosh(K0*(S+Z))).*(S+Z)); %La aceleración se usa en la fuerza de
inercia

MDW2=zeros(1,length(t2));
MIW2=zeros(1,length(t2));
MTW2=zeros(1,length(t2));
for i=1:length(t2)
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore

Anexo V: Códigos MATLAB

```
MDW2(i)=(0.5*pw*DS*CD)*(pi*HS1)/(TS1*sinh(K0*S))*cos(omega2*t2(i)-
K0*x)*abs(((pi*HS1)/(TS1*sinh(K0*S))*cos(omega2*t2(i)-K0*x))*10^(-
6)*integral(fun_wM,-S,n2(i));

MIW2(i)=(((0.5*Cm*pw*pi*(DS^2))*(((pi)^2)*HS1)/((TS1^2)*sinh(K0*S)))*sin(omega2*
t2(i)-K0*x))*10^(-6)*integral(fun_dwM,-S,n2(i));
%intMIwave4(i)=integral(fun_dwM,-S,n(i));
MTW2(i)= MDW2(i)+MIW2(i);

end
%Valores máximos
MDW2max=max(MDW2); %[MNm]
MIW2max=max(MIW2); %[MNm]
MTwavemax2=MDW2max+MIW2max; %[MNm]
MwavemaxW2i=max(MTW2); %[MNm]
%Se representan las fuerzas y se comprueba que la fuerza de arrastre e
%inercia máxima no ocurren a la vez.
% plot(t2,MDW2,t2,MIW2,t2,MTW2)
% grid
% title('Momentos de las olas (W-2)')
% legend('Momento de arrastre', 'Momento de inercia', 'Momento total')
% xlabel('tiempo (s)')
% ylabel('MN·m')
end

% %Otra forma de calcular los valores máximos es usar lo expuesto en el
% %artículo "Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps".
% K=0.0694734;
% PDW2=((exp(2*K*(S+(Hm1/2)))-(exp(-2*K*(S+Hm1/2))))/(8*K))+((S+(Hm1/2))/2);
% PIW2=((sinh(K*(S+0)))/K);
%
FDW2max=(0.5*pw*DS*CD*((3.1416^2)*(HS1^2))/((TS1^2)*((sinh(K*S))^2))*PDW2*(10^
(-6));%(MN)
% FIW2max=(0.5*pw*Cm*(DS^2))*((3.1416^3)*HS1)/((TS1^2)*(sinh(K*S)))*PIW2*(10^(-
6));%(MN)
% %Los momentos máximos de arrastre e inercia en el escenario de onda (W-2) con
% el EWH de 1 año son:
% QDW2=(((S+(Hm1/2))/(8*K))-(1/(16*(K^2))))*(exp(2*K*(S+Hm1/2)))-
(((S+(Hm1/2))/(8*K))+(1/(16*(K^2))))*(exp(-
2*K*(S+Hm1/2)))+((S+(Hm1/2))/2)^2+(1/(8*(K^2)));
% QIW2=(((S+0)/(2*K))-(1/(2*(K^2))))*(exp(K*(S+0)))-(((S+0)/(2*K))-
(1/(2*(K^2))))*(exp(-K*(S+0)))+(1/(K^2));
%
MDW2max=(0.5*pw*DS*CD*((3.1416^2)*(HS1^2))/((TS1^2)*((sinh(K*S))^2))*QDW2*(10^
(-6));%(MNm)
% MIW2max=(0.5*pw*Cm*(DS^2))*((3.1416^3)*HS1)/((TS1^2)*(sinh(K*S)))*QIW2*(10^(-
6));%(MNm)
```

2.2.6. Escenario de ola W-4

```
%-----
%WAVE LOAD (W-4)
%-----
function
[FDW4max,FIW4max,FwavemaxW4i,MDW4max,MIW4max,MwavemaxW4i]=WaveLoadW4(HS50,TS50,Hm
25,Tm25,S,pw,g,DS)
%% Cálculo de la elevación de la superficie, velocidad y aceleración. (W-4)
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
omega4=(2*pi)/TS50;
x=0;
t4=0:0.1:TS50;
syms K
%K0=solve(g*K*tanh(K*S)==omega4^2,K)
K0=0.0264057;
%K0=0.0213424; %0.021402 Este valor sale de resolver la ecuación anterior
%elevación
n4=(Hm25/2)*cos(omega4*t4-K0*x);
n4max=max(n4);

% plot(t4,n4)
% grid on
% title('Elevación de la superficie del agua W-4')
% xlabel('Ts(s)')
% ylabel('Elevación (m)')

%Velocidad. La velocidad máxima se da en t=0
twmax=0;
z=linspace(n4max,-S);
w4=zeros(1,length(z));
for i=1:length(z)
    w4(i)=(pi*Hm25*cosh(K0*(S+z(i))))/(TS50*sinh(K0*S))*cos(omega4*twmax-K0*x);
end
w4max=max(w4);

% plot(w4,z)
% grid
% title('Velocidad máxima W-4')
% xlabel('m/s')
% ylabel('Profundidad(m)')

%Aceleración. La aceleración máxima se da en t=Ts/4
tdwmax=TS50/4;
dw4=zeros(1,length(z));
for i=1:length(z)
    dw4(i)=(2*(pi^2)*Hm25*cosh(K0*(S+z(i))))/((TS50^2)*sinh(K0*S))*sin(omega4*tdwmax-K0*x);
end

% plot(dw4,z)
% grid
% title('Aceleración máxima W-4')
% xlabel('m/s^2')
% ylabel('Profundidad(m)')

%% Coeficientes de arrastre (CD) e inercia (Cm)
%CD=1; Cm=0.82; %Los usados por Sergio
%Para el cálculo de estos coeficiente se seguirá los especificado en la DNV
%-OS-J101 pág. 79. Para ello, en primer lugar se calculará el Coeficiente
%CDs y el número de Keulegan-Carpenter (KC).

%CDS depende de la rugosidad de la superficie de la estructura(rs) y el
%diámetro de la estructura.
rs=0.003; %[m]. PAra estructuras de hormigón
if (rs/DS)<10^(-4)
    CDS=0.65;
elseif (rs/DS)>10^(-2)
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
CDS=1.05;
else
    CDS=(29+4*log10(rs/DS))/20;
end

%CD se obtiene de CD=CDS*waveamplfactor(CDS,KC). El factor de amplificación
%se obtiene de la gráfica 4-2 de la página 79.
KC=w4max*TS50/DS; %Keulegan-Carpenter number
%Para obtener el factor de amplificación se ha usado el programa g3data
%para obtener los punto de cada recta:
if (KC/CDS)>=0 && (KC/CDS)<1.541783
    waveamplfactor=2-(((0-(KC/CDS))*(2-0.453125))/(0-1.541783));
elseif (KC/CDS)>=1.541783 && (KC/CDS)<11.36146
    waveamplfactor=0.453125-(((1.541783-(KC/CDS))*(0.453125-1.46175))/(1.541783-
11.36146));
elseif (KC/CDS)>=11.36146 && (KC/CDS)<20.06871
    waveamplfactor=1.46875-(((11.36146-(KC/CDS))*(1.46175-1.26042))/(11.36146-
20.06871));
else
    waveamplfactor=1.26042-(((20.06871-(KC/CDS))*(1.26042-1))/(20.06871-60));
end
CD=CDS*waveamplfactor;
CD4=CD
%Cm
if KC<3
    Cm=2;
else
    Cm=max(2-0.044*(KC-3),1.6-(CDS-0.65));
end
Cm4=Cm
%% Fuerzas y momentos de arrastre, inercia y total (W-4)
%A continuación se escribirá la parte de la fórmula de la velocidad y
%aceleración que se integrará posteriormente. Esta parte corresponde con la
%variable z.
fun_w=@(z)((cosh(K0*(S+z))).^2); %La velocidad se usa en la fuerza de arrastre
fun_dw=@(z)(cosh(K0*(S+z))); %La aceleración se usa en la fuerza de inercia

FDW4=zeros(1,length(t4));
FIW4=zeros(1,length(t4));
FTW4=zeros(1,length(t4));
for i=1:length(t4)
    FDW4(i)=(0.5*pw*DS*CD)*((pi*HS50)/(TS50*sinh(K0*S)))*cos(omega4*t4(i)-
K0*x)*((pi*HS50)/(TS50*sinh(K0*S)))*abs(cos(omega4*t4(i)-K0*x))*10^(-
6)*integral(fun_w,-S,n4(i));

    FIW4(i)=((0.25*Cm*pw*pi*DS^2)*((2*((pi)^2)*HS50)/((TS50^2)*sinh(K0*S)))*sin(omega
4*t4(i)-K0*x))*10^(-6)*integral(fun_dw,-S,n4(i));
    FTW4(i)= FDW4(i)+FIW4(i);
end
%Valores máximos
FDW4max=max(FDW4); % [MN]
FIW4max=max(FIW4); % [MN]
FTwavemax4=FDW4max+FIW4max; % [MN]
FwavemaxW4i=max(FTW4); % [MN]
%Se representan las fuerzas y se comprueba que la fuerza de arrastre e
%inercia máxima no ocurren a la vez.
% plot(t4,FDW4,t4,FIW4,t4,FTW4)
% grid
% title('Fuerzas de las olas (W-4)')
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore

Anexo V: Códigos MATLAB

```
% legend('Fuerza de arrastre', 'Fuerza de inercia', 'Fuerza total')
% xlabel('tiempo (s)')
% ylabel('MN')

fun_wM=@(Z)((cosh(K0*(S+Z)).*cosh(K0*(S+Z))).*(S+Z)); %La velocidad se usa en
la fuerza de arrastre
fun_dwM=@(Z)((cosh(K0*(S+Z))).*(S+Z)); %La aceleración se usa en la fuerza de
inercia

MDW4=zeros(1,length(t4));
MIW4=zeros(1,length(t4));
MTW4=zeros(1,length(t4));
for i=1:length(t4)
    MDW4(i)=(0.5*pw*DS*CD)*((pi*HS50)/(TS50*sinh(K0*S)))*cos(omega4*t4(i)-
K0*x)*abs(((pi*HS50)/(TS50*sinh(K0*S)))*cos(omega4*t4(i)-K0*x))*10^(-
6)*integral(fun_wM,-S,n4(i));

    MIW4(i)=(((0.5*Cm*pw*pi*(DS^2))*(((pi)^2)*HS50)/((TS50^2)*sinh(K0*S)))*sin(omega
4*t4(i)-K0*x))*10^(-6)*integral(fun_dwM,-S,n4(i));
    %intMIwave4(i)=integral(fun_dwM,-S,n(i));
    MTW4(i)= MDW4(i)+MIW4(i);

end
%Valores máximos
MDW4max=max(MDW4); % [MNm]
MIW4max=max(MIW4); % [MNm]
MTwavemax4=MDW4max+MIW4max; % [MNm]
MwavemaxW4i=max(MTW4); % [MNm]

%Se representan las fuerzas y se comprueba que la fuerza de arrastre e
%inercia máxima no ocurren a la vez.
% plot(t4,MDW4,t4,MIW4,t4,MTW4)
% grid
% title('Momentos de las olas (W-4)')
% legend('Momento de arrastre', 'Momento de inercia', 'Momento total')
% xlabel('tiempo (s)')
% ylabel('MN·m')
end

% %Otra forma de calcular los valores máximos es usar lo expuesto en el
% %artículo "Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps".

% %Las cargas máximas de arrastre e inercia se calculan de forma similar en el
% %escenario de onda (W-4) con el EWH de 25 años:
% K1=0.0213424;
% PDW4=((exp(2*K1*(S+(Hm25/2))))-(exp(-
2*K1*(S+Hm25/2))))/(8*K1)+((S+(Hm25/2))/2);
% PIW4=((sinh(K1*(S+0)))/K1);
%
FDW4max=(0.5*pw*DS*CD)*(((3.1416^2)*(HS50^2))/((TS50^2)*((sinh(K1*S))^2)))*PDW4*(
10^(-6));
%
FIW4max=(0.5*pw*Cm*(DS^2))*(((3.1416^3)*HS50)/((TS50^2)*(sinh(K1*S))))*PIW4*(10^(-
6));
% %Los momentos máximos de arrastre e inercia en el escenario de onda (W-4) con
el EWH de 25 años son:
```

```
% QDW4=(((S+(Hm25/2))/(8*K1))-1/(16*(K1^2)))*exp(2*K1*(S+Hm25/2))-
(((S+(Hm25/2))/(8*K1))+1/(16*(K1^2)))*exp(-
2*K1*(S+Hm25/2))+((S+(Hm25/2))/2)^2+(1/(8*(K1^2)));
% QIW4=(((S+0)/(2*K1))-1/(2*(K1^2)))*exp(K1*(S+0))-(((S+0)/(2*K1))-
(1/(2*(K1^2)))*exp(-K1*(S+0)))+(1/(K1^2));
%
MDW4max=(0.5*pw*DS*CD*((3.1416^2)*(HS50^2))/((TS50^2)*((sinh(K1*S))^2))*QDW4)*(
10^(-6));
%
MIW4max=(0.5*pw*Cm*(DS^2)*((3.1416^3)*HS50)/((TS50^2)*(sinh(K1*S)))*QIW4)*(10^(-
6));
```

2.2.7. Corrientes marinas

```
%-----
%CORRIENTES MARINAS
%-----
function [Farrastrecorriente,Marrastrecorriente]=CurrentLoad(S,pw,U0,vtide0,DS)

%A parte de las cargas producidas por el viento y las olas, se han tenido
%en cuenta las fuerzas debidas a las corrientes.Se plantea una aproximación
%del problema real en 3D.
%La fuerza se calcula como: Farrastre=0.5*pw*v^2*CD*Dp*dz, habrá que realizar
%una integración ya que el perfil de las corrientes cambia en función de la
%profundidad, con lo que la velocidad de las corrientes (v)que depende de la
%profundidad, variará (v(z)).
%v(z), se halla siguiendo los pasos recogidos en la página 58 de la DNV-J-101:
%v(z)=vtide(z)+vwind(z), con vtide(z)=vtide0*((h+z)/h)^1/7 y por otro lado
%vwind(z)=vwind0*((h0+z)/h0).

%Velocidad vwind y vtide
k=0.03; %varia entre 0.015-0.03
vwind0=k*U0;
h0=50; % [m] Profundidad de referencia para la corriente generada por el viento

%vwind=vwind0*((h0+z)/h0)
%vtide=vtide0*((S+z)/S)^(1/7)

fun_v=@(z)((vwind0*((h0+z)/h0)+(vtide0*((S+z)/S)^(1/7)))^2);
CD=1; %considerando 1 en el caso más desfavorable. En el caso de W-4 da 0.75
%y para W-2 da 0.7
Farrastrecorriente=0.5*pw*CD*DS*10^(-6)*integral(fun_v,-S,0);%[MN]

fun_vM=@(z)((vwind0*((h0+z)/h0)+(vtide0*((S+z)/S)^(1/7)))^2.*(S+z));
Marrastrecorriente=0.5*pw*CD*DS*10^(-6)*integral(fun_vM,-S,0);%[MNm]

end
```

2.2.8. Capacidad de soporte y resistencia al deslizamiento

```
%-----
%APÉNDICE G-DNV-OS-J101
%-----
function
[Fd,Vd,Sr,e,Aeff,qd]=Bearing_Sliding_Capacity(Ftot,Mtot,CARGAVERTICAL,R)
```

```
%% 1.Cálculo de la excentricidad.
%Para ello se necesita el Momento total (Md) y la carga vertical (Vd)
%Carga horizontal
Hd=Ftot*1.35 %[MN] Mayorada
%Momento mayor de los escenarios. Corresponde con el escenario E3. Ya
%aplicado por el factor de carga (gamma1=1.35)
Md=Mtot %[MN]
%Carga vertical
Vd=CARGAVERTICAL*1; %[MN]

%Por lo tanto la excentricidad es:
e=Md/Vd %[m]

%% 2.Área efectiva de la cimentación
%Para el análisis siguiente se necesita un área efectiva (Aeff). El área
%efectiva se construye de tal forma que el centro geométrico coincida con
%el centro de aplicación de la carga, y de tal forma que siga lo más cerca
%posible el contorno más cercano del área verdadera de la base.

%Para una base circular con radio R, el Aeff es:
Aeff=2*( (R^2)*acos(e/R)-e*sqrt((R^2)-(e^2))) %[m2]
%Esta área representa al superficies de un elipse donde se determinará el
%ancho (be) y el largo (le)
be=2*(R-e); %[m]
le=2*R*sqrt(1-(1-(be/(2*R)))^2); %[m]
%El área efectiva se representa ahora por un rectángulo con las siguientes
%dimensiones:
leff=sqrt(Aeff*(le/be)) %[m]
beff=(leff/le)*be %[m]

%% Bearing capacity
%Para condiciones de drenaje,
%qd=(1/2)*y*beff*Ny*sy*iy+p0*Nq*sq*iq+cd*Nc*sc*ic

phi=35*(pi/180);
gammaphi=1; % 1 para SLS. Pág. 171 DNV y pág 100
phid=atan((tan(phi)/gammaphi));
y=19.5; %[KN/m3]. unidad efectiva de peso sumergido del suelo
cd=0; %Cohesión de diseño evaluada sobre la base del perfil de resistencia
%al corte, la configuración de la carga y la profundidad estimada de
%la superficie de falla potencial [kN/m2]
p0=0; %presión efectiva de sobrecarga a nivel de la interfaz
%cimentación-suelo [kN/m2]

%Factores adimensionales:
Nq=(exp(pi*tan(phid)))*((1+sin(phid))/(1-sin(phid)))
Nc=(Nq-1)*cot(phid);
Ny=(3/2)*(Nq-1)*tan(phid)
%Factores de forma:
sy=1-0.4*(beff/leff)
sq=1+0.2*(beff/leff);
sc=sq;
%Factores de inclinación:
iq=(1-(Hd/(Vd+Aeff*cd*cot(phid))))^2
ic=iq;
iy=iq^2
%Por lo tanto la capacidad de soporte es:
qd=(1/2)*y*beff*Ny*sy*iy+p0*Nq*sq*iq+cd*Nc*sc*ic %[kN/m2]
if (e>=0.3*2*R)
```

```
disp('carga muy excentrica, superior a 0.3*Db')
iqe=1+(Hd/(Vd+Aeff*cd*cot(phid)))
ice=iqe;
iye=iqe^2
qde=y*beff*Ny*sy*iye+cd*Nc*sc*ice*(1.05+(tan(phid))^3) % [kN/m2]
    if (qd<qde)
        disp('qd menor que qde')
    else
        disp('qde menor que qd')
        qd=qde;
    end
end
end
Fd=(qd*Aeff)/1000; %[MN]

%% Resistencia al deslizamiento
%Para condiciones de drenaje Hd<r*(Aeff*cd+Vd*tan(phid))
r=1; %Es un parámetro de rugosidad. Toma el valor de 1 para suelos contra
    %suelos y puede tomar valores menores a 1 para suelos contra estructura

Sr=r*(Aeff*cd+Vd*tan(phid)) %[MN]

end
```

2.2.9. Matriz de rigidez y de masa

```
% -----%
% CÁLCULO DE MATRIZ DE RIGIDEZ Y MASA DE LA ESTRUCTURA
% -----%

function
[K,M,nodosT]=matriz_rigidez(LT,ET,Dtb,Dts,tt,pt,mb1,Lb,Eb,Ib,KH,Kx,KR,M1,M2,M3,J1
,J2,J3);
%Se dividirá la torre en x elementos
elementos=20;
Ie=LT/elementos; % [m] Longitud de cada elemento
nodos=elementos+1; %Nodos de los elementos
nodosT=nodos+1; %Se suma un nodo más para tener en cuenta el fuste de hormigón

%Se predimensiona la matriz K y M, con 2gdl en cada nodo
K=zeros(2*nodosT,2*nodosT);
M=zeros(2*nodosT,2*nodosT);

%Sumamos las masas concentradas
M([1 2 3 4 2*nodosT-1 2*nodosT],[1 2 3 4 2*nodosT-1 2*nodosT])=[M1 0 0 0 0 0;
                                                                    0 J1 0 0 0 0;
                                                                    0 0 M2 0 0 0;
                                                                    0 0 0 J2 0 0;
                                                                    0 0 0 0 M3 0;
                                                                    0 0 0 0 0 J3];

%A continuación se procede al cálculo y ensamblaje de la matriz de rigidez
%y de masa distribuida de cada elemento. Se empezará en primer lugar por el
%fuste de hormigón y posteriormente con el número total de elementos que
%se hayan introducido.

Dej=Dtb; %De esta forma al iterar el Dsuperior pasa a Dinferior
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
esps=tt;%0.022;
espb=tt;%0.036;
espj=espb;
%Se recorre el número de elementos, +1 debido a que se empieza con el fuste
%de hormigón.
for i=1:(elementos+1)
    if i==1
        ni=i; %Nodo inferior del fuste
        nj=i+1; %Nodo superior

        %Matriz de masa distribuida del fuste de hormigón en coord. glob.
        Me=(mb1*Lb/420)*[156 -22*Lb 54 13*Lb;
                        -22*Lb 4*Lb^2 -13*Lb -3*Lb^2;
                        54 -13*Lb 156 22*Lb;
                        13*Lb -3*Lb^2 22*Lb 4*Lb^2];

        %Matriz de rigidez del fuste de hormigón en coordenadas globales
        Ke=[(12*Eb*Ib/(Lb^3))+KH (-6*Eb*Ib/(Lb^2))+Kx -12*Eb*Ib/(Lb^3) -6*Eb*Ib/(Lb^2);
            (-6*Eb*Ib/(Lb^2))+Kx (4*Eb*Ib/Lb)+KR 6*Eb*Ib/(Lb^2) 2*Eb*Ib/Lb;
            -12*Eb*Ib/(Lb^3) 6*Eb*Ib/(Lb^2) 12*Eb*Ib/(Lb^3) 6*Eb*Ib/(Lb^2);
            -6*Eb*Ib/(Lb^2) 2*Eb*Ib/Lb 6*Eb*Ib/(Lb^2) 4*Eb*Ib/Lb];

    else

        %Después de la primera iteración se recorren los elementos
        ni=i; %Nodo inferior
        nj=i+1; %Nodo superior
        l=Le*(i-1); %[m] Longitud hasta el nodo superior del elemento,
            %se incrementa en cada iteración
        Dei=Dej ; %Diámetro del nodo superior del elemento
        % Dej=(658.6-2.3*1)/LT ;
        Dej=(Dtb*LT-(Dtb-Dts)*1)/LT; %Diámetro del nodo superior del elemento
        espi=espj;
        %espj=(3.204-0.014*1)/89;
        espj=(espb*LT-(espb-esps)*1)/LT;
        espm=(espi+espj)/2;

        Dem=(Dei+Dej)/2 ; %[m] Diámetro medio de cada elemento
        %Ie=(1/16)*tt*pi*(Dei^3+Dej^3)
        Ie=(pi/4)*(((Dem/2)^4)-(((Dem/2)-espm)^4)); %[m4] Momento de inercia
        me=pt*Dem*pi*espm; %[kg/m] Masa lineal
        %me=pt*((Dem/2)^2-((Dem/2)-tt)^2)*pi; %[kg/m] Masa lineal

        % Matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales
        Ke=[12*ET*Ie/(Le^3) -6*ET*Ie/(Le^2) -12*ET*Ie/(Le^3) -6*ET*Ie/(Le^2);
            -6*ET*Ie/(Le^2) 4*ET*Ie/Le 6*ET*Ie/(Le^2) 2*ET*Ie/Le;
            -12*ET*Ie/(Le^3) 6*ET*Ie/(Le^2) 12*ET*Ie/(Le^3) 6*ET*Ie/(Le^2);
            -6*ET*Ie/(Le^2) 2*ET*Ie/Le 6*ET*Ie/(Le^2) 4*ET*Ie/Le];

        %Matriz de masa distribuida de elemento en coordenadas globales
        Me=(me*Le/420)*[156 -22*Le 54 13*Le;
                        -22*Le 4*Le^2 -13*Le -3*Le^2;
                        54 -13*Le 156 22*Le;
                        13*Le -3*Le^2 22*Le 4*Le^2] ;

    end

    GDLe=[2*ni-1 2*ni 2*nj-1 2*nj]; % Índice de los GDL del elemento
```

```
K(GDLe,GDLe)=K(GDLe,GDLe)+Ke;    % Sumar Ke en K
M(GDLe,GDLe)=M(GDLe,GDLe)+Me;
end
```

2.3. Programa para determinar la armadura del soporte cilíndrico de hormigón armado.

```
%-----
% PROGRAMA DMNA: DIMENSIONAMIENTO DE SECCION CIRCULAR/ANULAR FLEXOCOMPR.
% Ref: Hormigón Armado, Montoya-Meseguer-Morán, Ed.G.Gili, Barna
%-----
%El Método del momento Tope conduce en general a un sobredimensionamiento
%importante de las secciones. Por estas razones, este programa adopta el
%Método de la Parábola rectángulo sin simplificaciones. Conlleva un mayor
%esfuerzo numérico, pero ofrece las ventajas de una mejor concordancia y su
%generalidad de aplicación al caso de secciones de forma cualquiera,
%distribución de armadura arbitraria y sollicitación de flexión recta o
%esviada.

%Base de cálculo:
%Se adopta el Método de la Parábola-Rectángulo:
    %-Igualdad de deformaciones entre las armaduras y el hormigón que las
    % envuelve.
    %-Ley plana de deformación en la sección
    %-Diagrama parábola-rectángulo para el hormigón
    %-Diagrama bilineal para el acero
    %-Dominios de deformación que caracterizan el agotamiento de la sección
    % y que se definen mediante el diagrama de pivotes
    %-Aplicabilidad a la sección de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas
    % y momentos, en virtud de lo cual la sollicitación resistente se obtiene
    % como resultante de las tensiones en el hormigón y la armadura
clear all
clc

%% Coeficientes de Chebyshev
K=zeros(1,7);
K(1)=0.0581;
K(2)=0.2352;
K(3)=0.338;
K(4)=0.5;
K(5)=0.662;
K(6)=0.7648;
K(7)=0.9419;
K;

%% 1_Resistencias
%Introducir resistencias de cálculo fcd y fyd en (kp/cm2)
FCD=305.915    %(kp/cm2) Resistencia de cálculo de hormigón 45
FYD=4433.7261 %(kp/cm2) Resistencia de cálculo de acero B500
%Cambio de unidades
FCD=FCD*10;
FYD=FYD/1000;

%% 2_Dimensiones de la sección
%Diámetro y espesor de la sección
H=7.4    %[m]
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
ESP=0.74 % [m]

%% 3_Recubrimientos
C=0.07+0.04 % [m]

%% 4_Barras (Número de barras iguales en ambas caras)

[NB]=Sub_NumeroBarras

NBe=ceil(NB/2) %Número de barras exterior
NBi=ceil(NB/2) %Número de barras interior
HI=H-2*ESP; %Diámetro del hueco
H2=H/2; %Radio
FI=pi*2/NBe; %Diferencia entre ángulo de capas
R=H2-C; %Radio externo de armaduras
Ri=(HI/2)+C %Radio interno de armaduras
FI0=FI;

Ne=zeros(1,NBe);
Ni=zeros(1,NBi);
Y=zeros(1,NBe);
y=zeros(1,NBi);
for i=1:NB/2
    Ne(i)=1; %Número de barras en la capa externa
    Ni(i)=1; %Número de barras en la capa externa
    Y(i)=R*cos(FI0); %Altura de capa externa
    y(i)=Ri*cos(FI0); %Altura de capa externa
    FI0=FI0+FI;
end

D=H-C; %Canto útil
AC=(H-ESP)*ESP*pi; %Sección de hormigón
UMIN=40*FYD*AC/NB; %Capacidad mecánica mínima por barra
EMIN = H/20; %Excentricidad mínima
if EMIN<0.02
    EMIN = 0.02;
end

%% 5_Solicitud
MD= 96644.23 % [t·m]
ND= 2301.032 % [t] %Axil Positivo indica compresiones
%No valen axiles de pequeño valor absoluto

if MD<0 %Si Md fuera negativo podría cambiársele de signo, ya que
%tanto la sección como las disposiciones de armado son
%simétricas y los resultados serías válidos
    MD=-MD;
end

if ND==0
    ND=-1;
end

% if abs(ND)<1 && ND<0
% ND=-1
% elseif abs(ND)<1 && ND>0
% ND=1
% else
% ND=0
```

```
% end

if MD<EMIN*ND
    MD=EMIN*ND;
end

X1=0.7*H;
X2=0.71*H;      %valores tanteo profundidad de fibra neutra
X3=X1;

[ERRO,MC,MS]=Sub_DMNA(X3,D,H,FCD,FYD,K,ESP,HI,NB,Y,y,H2,Ne,Ni,ND,MD);
E1=ERRO          %error del 1er tanteo

while abs(ERRO)>0.0001
    X3=X2;
    [ERRO,MC,MS]=Sub_DMNA(X3,D,H,FCD,FYD,K,ESP,HI,NB,Y,y,H2,Ne,Ni,ND,MD);
    E2=ERRO;          %error del ultimo tanteo
    DX=(X1-X2)/(E1-E2)*E2; %corrección regula falsi
    if DX>0.2*H
        DX=0.2*H;          %valor máximo corrección
    elseif DX<-0.2*H
        DX=-0.2*H;         %valor mínimo
    elseif ND>0 && DX*E2>0
        DX=-DX;           %dirección equivocada
    elseif DX>X2
        DX=X2-0.01;       %evitar valores negativos
    end
    X1=X2;
    E1=E2;
    X2=X2-DX;           %nuevos valores tanteo
end

%El área estrictamente necesaria para cada barra en cm2 es:
ABAR=(MD-MC)/MS;      %MD: Momento de diseño
                        %MC: Momento resistido por el hormigón
                        %MS: Momento resistido por la armadura
UBAR=ABAR*FYD        %cap.mec n. de una barra
if UBAR<UMIN
    UBAR=UMIN;
    ABAR=UMIN/FYD;
end
DIAM=20*sqrt(ABAR/pi) %diámetro de las barras
```

2.3.1. Número de barras

```
%-----
% CÁLCULO DE CUANTÍA GEOMÉTRICA EN SECCIONES ANULARES DE HA
%-----
%Procedimiento del libro Handbook of concrete engineering pag 591 de la 2 edición

function [NB]=Sub_NumeroBarras
N=22.7453*10^6      %[N] Axil de diseño
M=859.7899*10^6    %[N·m] Momento de diseño
y=0.9;             %Factor aplicable al axil
r=2.96;           %[m] Radio interno
t=0.74;           %[m] Espesor
```

```
fcd=45*10^6/1.5;    %[N·m2] Resistencia de cálculo de hormigón C45
fyd=434.78*10^6;   %[N·m2] Resistencia de cálculo del acero B500

db=0.05657; %[m] Diámetro de la barra que se usará posteriormente para
              %calcular el número de barras que hacen falta.
              %Grupo de dos barras de 40 mm. Diámetro equivalente 56,57 mm.

syms p
cuantia=solve((M/(r*N*y))==1+(6-
2*(N*y/(r*t*fcd))^2)*p*(fyd/fcd)/(N*y/(r*t*fcd)),p);
cuantia=double(cuantia);

Ac=(7.4-t)*t*pi;
As=cuantia*Ac;
NB=As/((pi/4)*db^2);
NB=ceil(NB) %Número de barra totales que se repartirán entre ls dos caras
end
```

2.3.2. Subprograma de cálculo

```
%-----
% Subprograma cálculo para una fibra neutra
%-----
function [ERRO,MC,MS]=Sub_DMNA(X3,D,H,FCD,FYD,K,ESP,HI,NB,Y,y,H2,Ne,Ni,ND,MD)

%Para el cálculo de los esfuerzos MC,NC,MS,NS a partir del eje neutro X se
%sigue la formulación que se indica a continuación:
%Dominio 2,3,4 (flexión compuesta)
X=X3/D;          %profundidad fibra neutra relativa, referida al canto útil
if X<0.2593
    EPSC=100*X/(1-X);
    DEPS=EPSC/X3;          %deps = gradiente deformación
    X4=X3;
elseif X3<H && X>0.2593
    EPSC=35;              %epsc = def. fibra sup.
    DEPS=EPSC/X3;
    X4=X3;
else
    X=X3/H;
    EPSC=20*X/(X-3/7);
    DEPS=EPSC/X3;
    X4=X3;
end

%Esfuerzos sección circular externa
if X4>H
    X4=H;
end
FAC=X4/7*0.85*FCD;
NC=0;
MC=0;
for i=1:7
    U=K(i)*X4;          %Profundidad fibra
    B=2*sqrt((H-U)*U); %Ancho fibra
    EPS=EPSC-U*DEPS;   %Deformación fibra
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
if EPS>20
    SGR=1;
else
    S=1-EPS/20;
    SGR=1-S*S;
end
SGR=SGR*B;           %Tensión y axil fibra
NC=NC+SGR;
MC=MC+SGR*(H2-U);
end
NC=NC*FAC;
MC=MC*FAC;

X4=X3-ESP;
if X4>0
if X4>HI
    X4=HI;           %Esfuerzos sección hueca interna
end
FAC=X4/7*0.85*FCD;
NCI=0;
MCI = 0;
for i=1:7
    UI=K(i)*X4;
    U=ESP+UI;
    B=2*sqrt((HI-UI)*UI);
    EPS=EPSC-U*DEPS;
    if EPS>20
        SGR=1;
    else
        S=1-EPS/20;
        SGR=1-S*S;
    end
    SGR=SGR*B;
    NCI=NCI+SGR;
    MCI=MCI+SGR*(H2-U);
end
NC=NC-NCI*FAC;
MC=MC-MCI*FAC;

NS=0;
MS=0;
S=0.21*EPSC;        %Esfuerzos armaduras Abar=1
for i=1:NB/2
    SGR=S*(X3+Y(i)-H2)/X3; %Tensión en cada capa
    SGRi=S*(X3+y(i)-H2)/X3;
    if SGR<-FYD
        SGR=-FYD;
    end
    if SGR>FYD
        SGR=FYD;
    end
    if SGRi<-FYD
        SGRi=-FYD;
    end
    if SGRi>FYD
        SGRi=FYD;
    end
    SGR=SGR*Ne(i);
end
```

Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore
Anexo V: Códigos MATLAB

```
SGRi=SGRi*Ni(i);
NS=NS+SGR+SGRi;
MS=MS+SGR*Y(i)+SGRi*y(i);
end

NF=ND-NC;
MF=MD-MC; %Esfuerzos que deberá resistir las armaduras
ERRO=(NF-MF*NS/MS)/ND; %Error de axil
end

if X4<=0
    NS=0;
    MS=0;
    S=0.21*EPSC; %Esfuerzos armaduras Abar=1
    for i=1:NB/2
        SGR=S*(X3+Y(i)-H2)/X3; %Tensión en cada capa
        SGRi=S*(X3+y(i)-H2)/X3
        if SGR<-FYD
            SGR=-FYD;
        end
        if SGR>FYD
            SGR=FYD;
        end
        if SGRi<-FYD
            SGRi=-FYD;
        end
        if SGRi>FYD
            SGRi=FYD;
        end
        SGR=SGR*Ne(i);
        SGRi=SGRi*Ni(i);
        NS=NS+SGR+SGRi;
        MS=MS+SGR*Y(i)+SGRi*y(i);
    end

    NF=ND-NC;
    MF=MD-MC; %Esfuerzos dif. para acero
    ERRO=(NF-MF*NS/MS)/ND; %Error de axil
end;
end
```

PLANOS

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA
AEROGENERADORES OFFSHORE

ÍNDICE

PLANO 1: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

PLANO 2: VISTA GENERAL

PLANO 3: CIMENTACIÓN

PLANO 4: ARMADURA RADIAL

PLANO 5: ARMADURA CIRCUNFERENCIAL

PLANO 6: ARMADURA ORTOGONAL

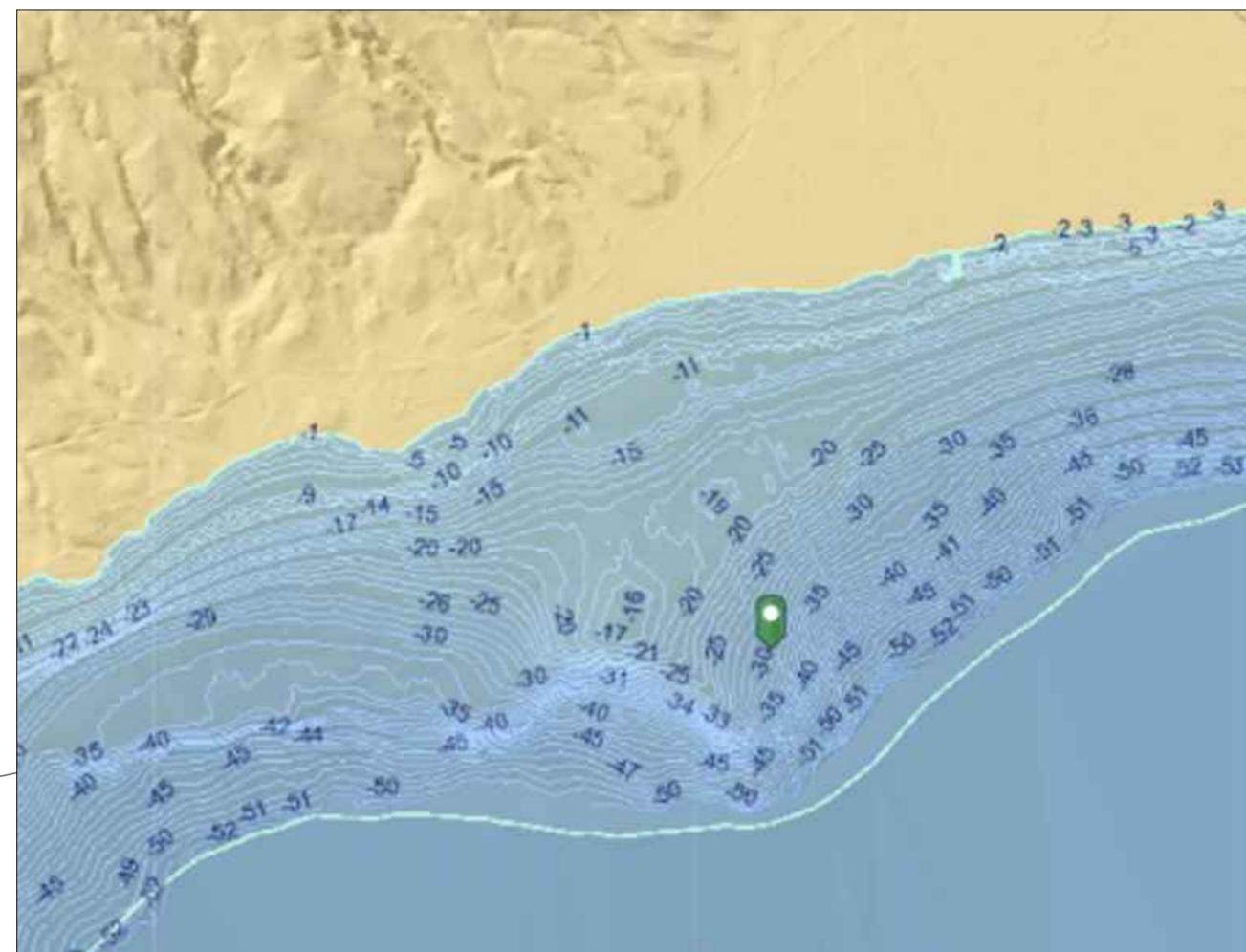
PLANO 7: ARMADURA DEL SOPORTE

PLANO 8: ARMADO DE LA LOSA Y PARED

PLANO 9: ARMADO DE LA CARTELA

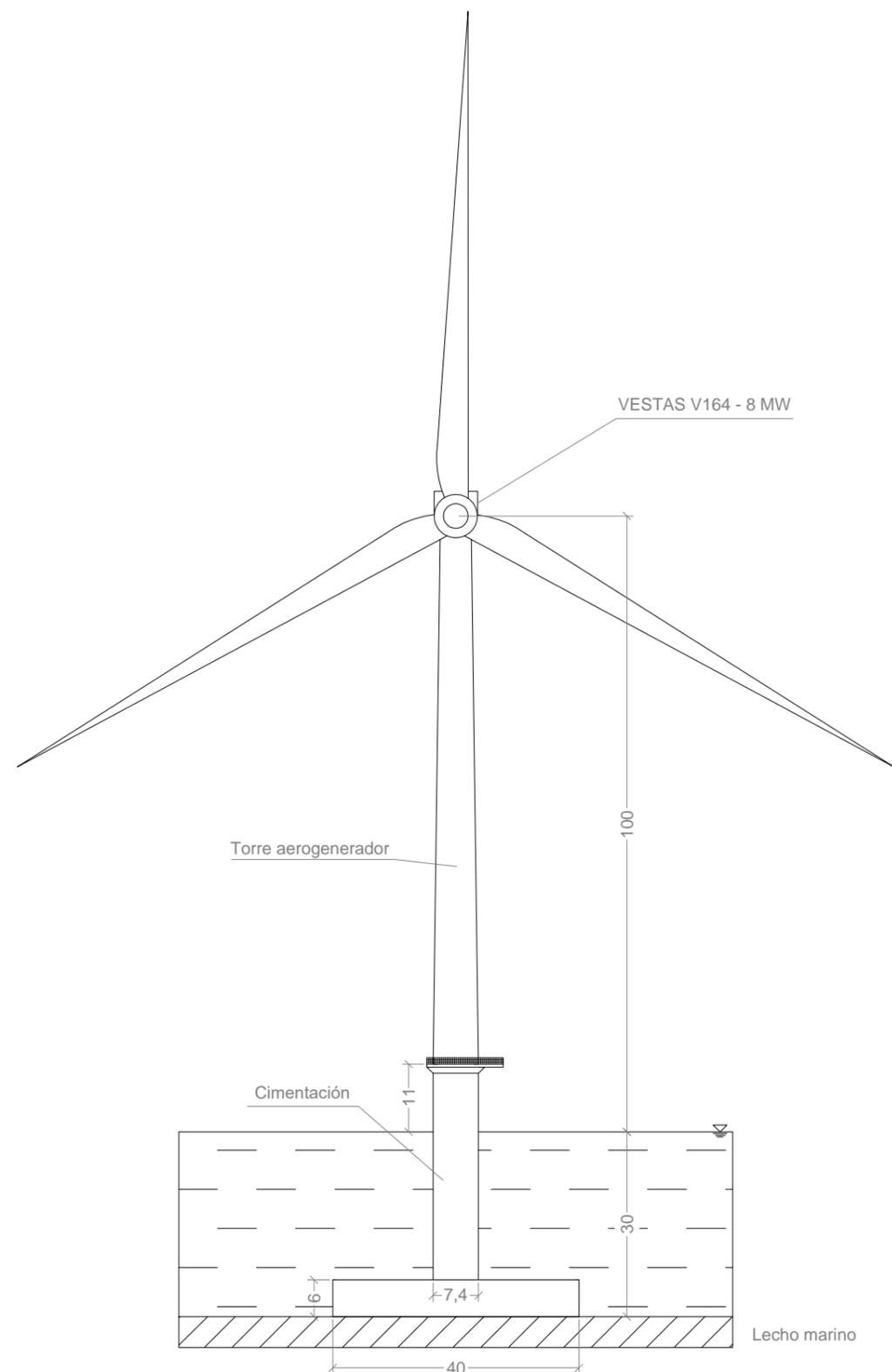


SAN BARTOLOMÉ
DE TIRAJANA



COORDENADAS UTM	X: 452880 ; Y: 3071194
DISTANCIA A LA COSTA	3150 m
PROFUNDIDAD	30 m

PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE		
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC		
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y:3071194		
PLANO	SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO		
Escala:	Autor: Gabriel Rodríguez Galván	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018 Formato: A3
			Nº: 1



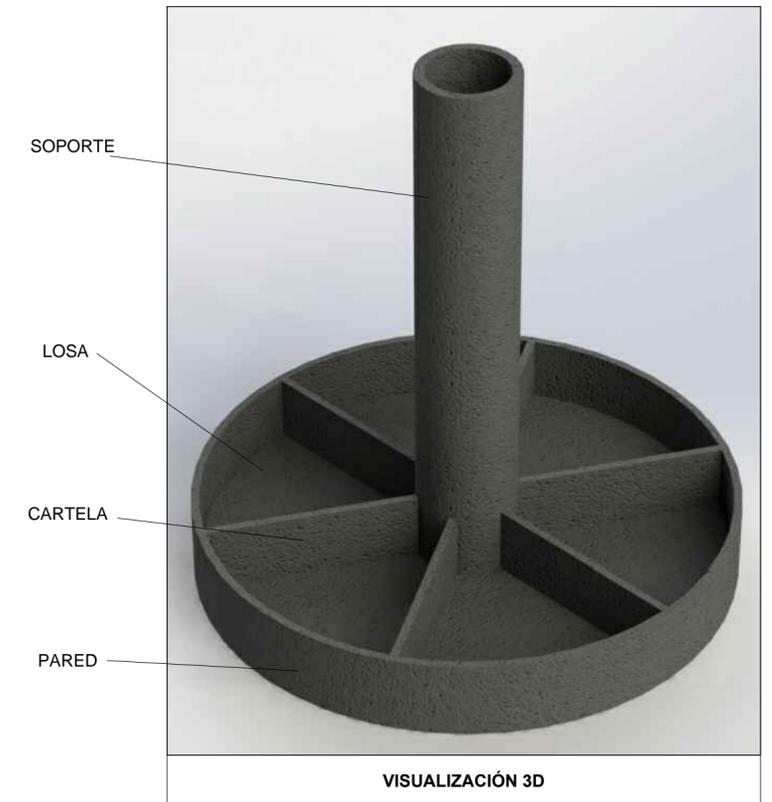
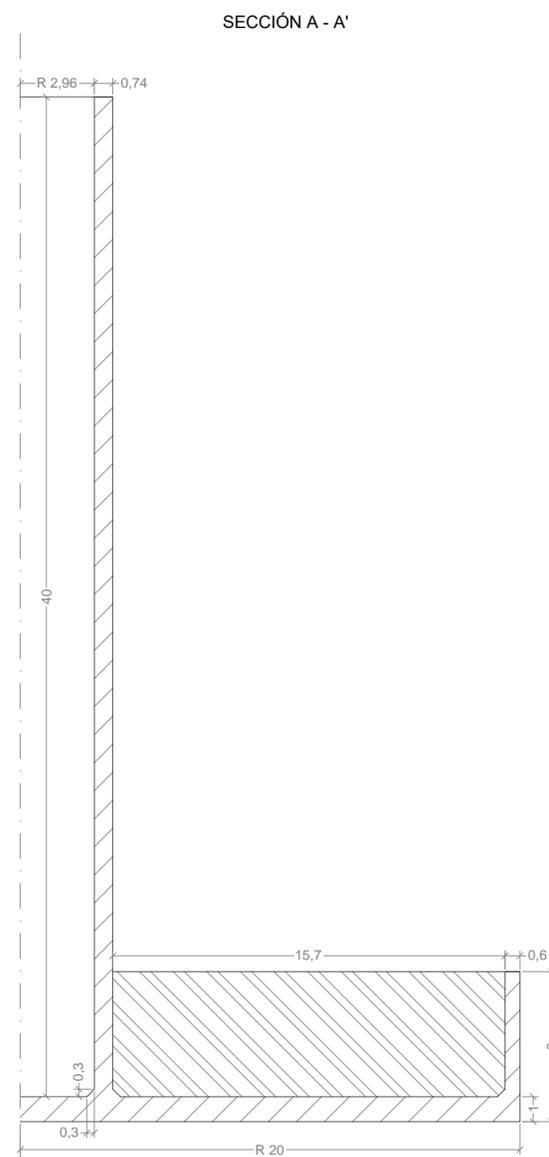
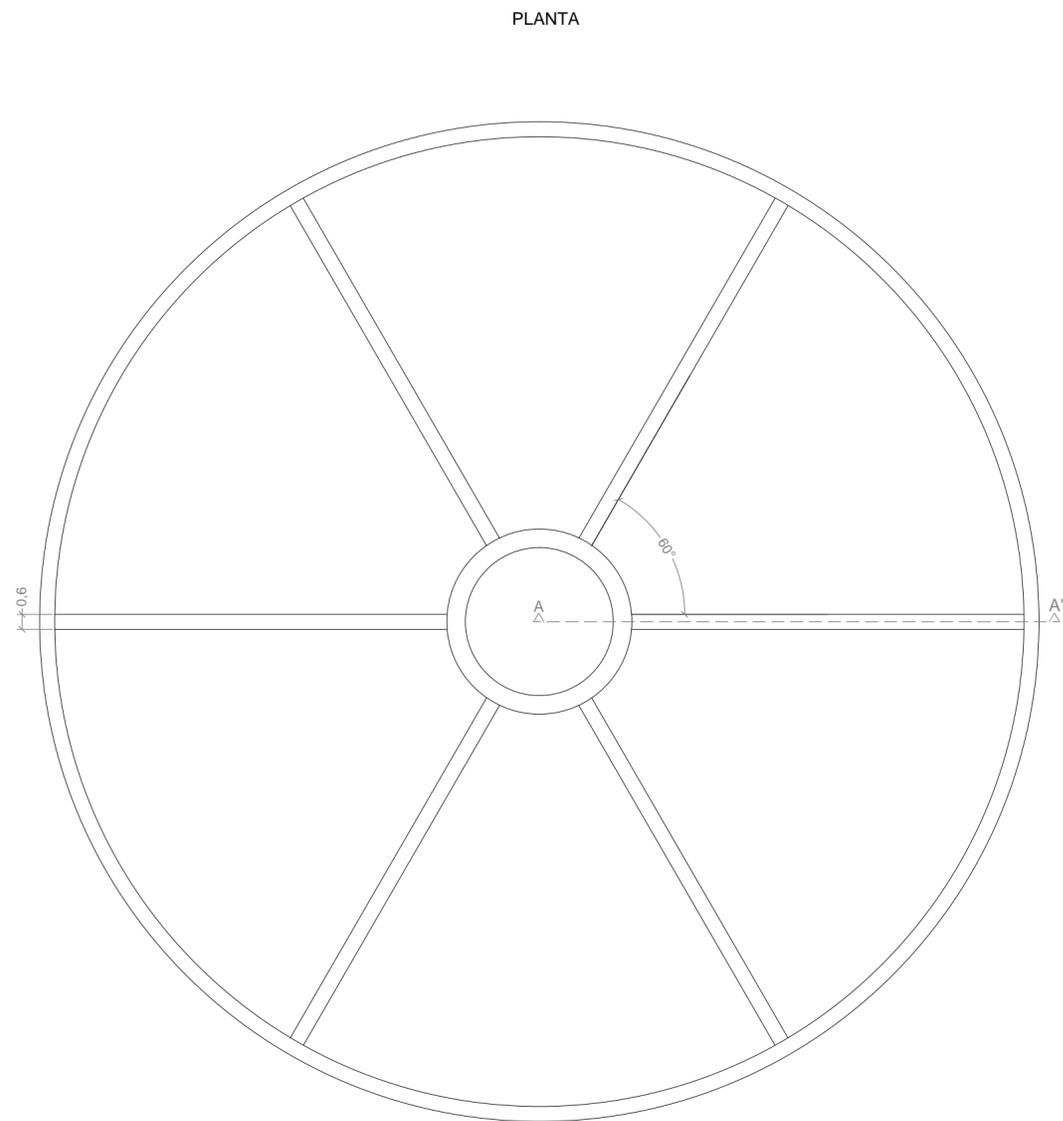
VESTAS V164 - 8 MW	
Potencia nominal	8 MW
Velocidad de operación del rotor	4,8 - 12,1 rpm
Longitud de las palas	80 m
Diámetro del rotor	164 m
Área barrida	21124 m ²
Masa de la góndola	429000 kg
Masa de las palas	3 x 35000 kg

TORRE	
Diámetro superior de la torre	5,1 m
Diámetro inferior de la torre	7,4 m
Longitud de la torre	89 m
Densidad material de la torre	7860 kg/m ³
Masa de la torre	603590,3 kg

CIMENTACIÓN	
Hormigón utilizado	HA-45/P/20/IIIb y IIIc
Acero barras corrugadas	B 500 SD
Volumen total de hormigón	2542,5 m ³
Volumen material de relleno	5414,2 m ³
Peso específico material relleno	21 kN/m ³

LECHO MARINO	
Módulo de elasticidad	150 MPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Peso específico	19,5 kN/m ³
Ángulo de rozamiento interno	35°

PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE			
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC			
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y:3071194			
PLANO	VISTA GENERAL			
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018	Nº:
1/1000	Gabriel Rodríguez Galván		Formato: A3	2



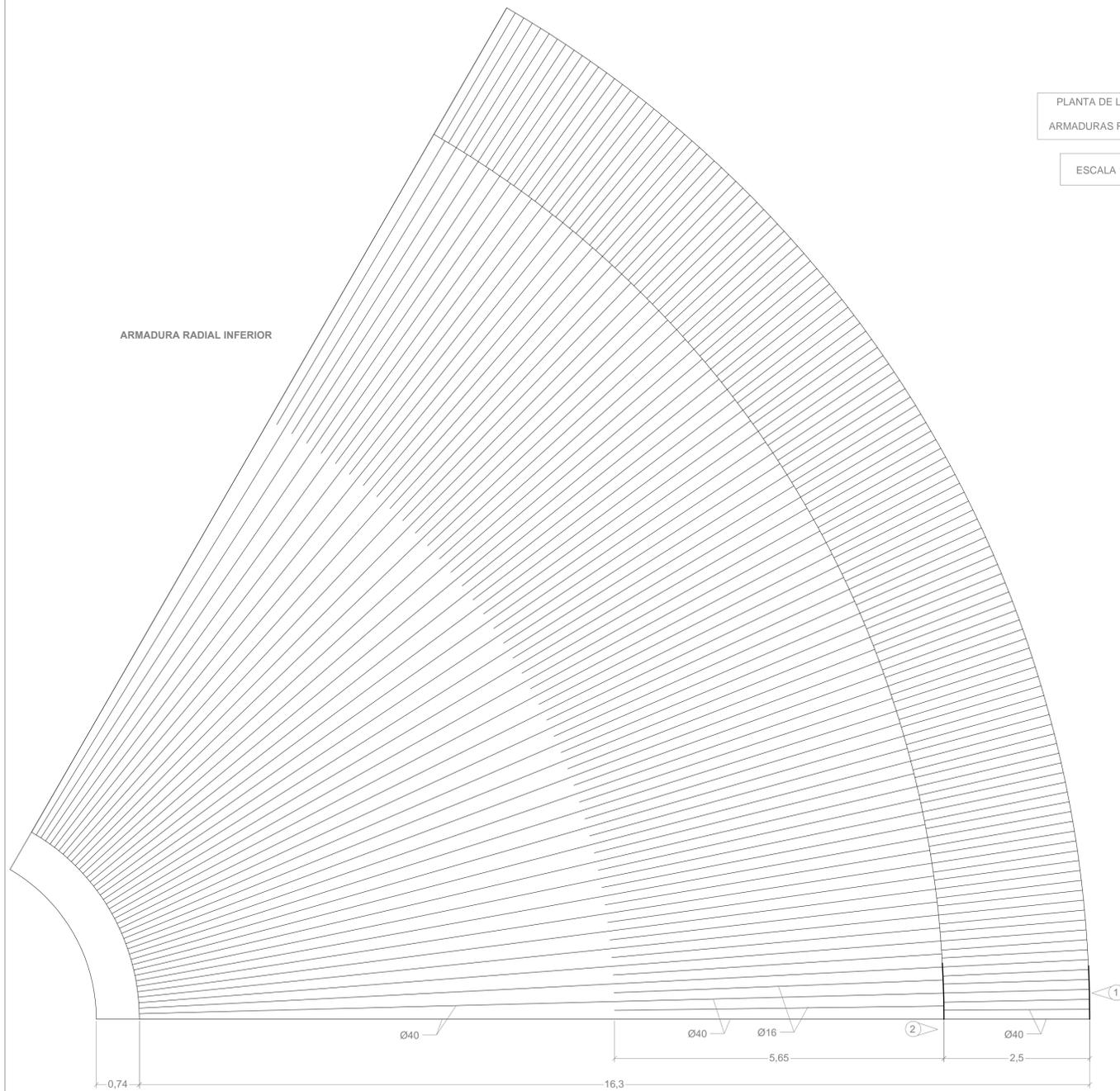
CIMENTACIÓN		
Hormigón utilizado:	Base Soporte	HA-45/P/20/IIIb HA-45/P/20/IIIc
Acero barras corrugadas	B 500 SD	
Volumen total de hormigón	2542,5 m ³	
Volumen material de relleno	5414,2 m ³	
Peso total de la cimentación	66,105 MN	
Peso del material de relleno	113,698 MN	

LECHO MARINO	
Módulo de elasticidad	150 MPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Peso específico	19,5 kN m ³
Ángulo de rozamiento interno	35°

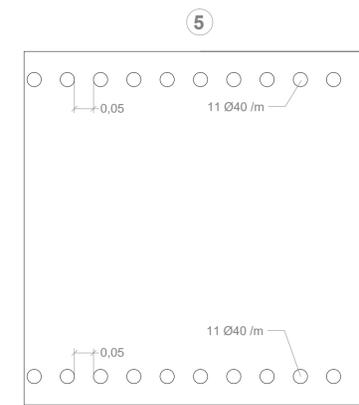
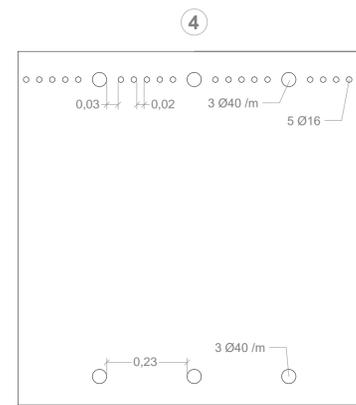
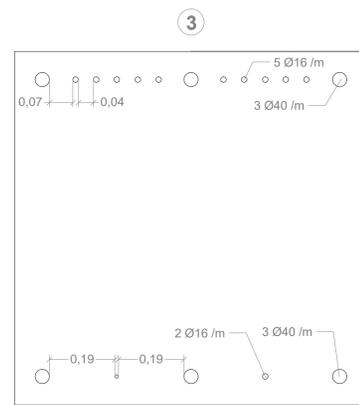
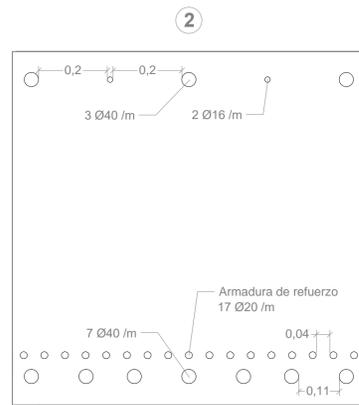
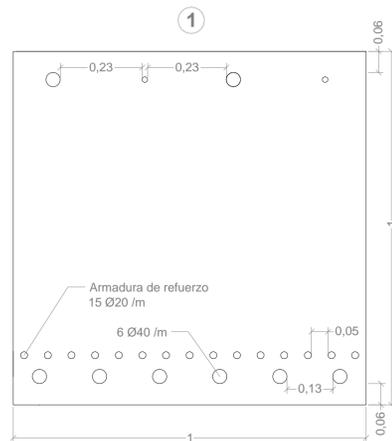
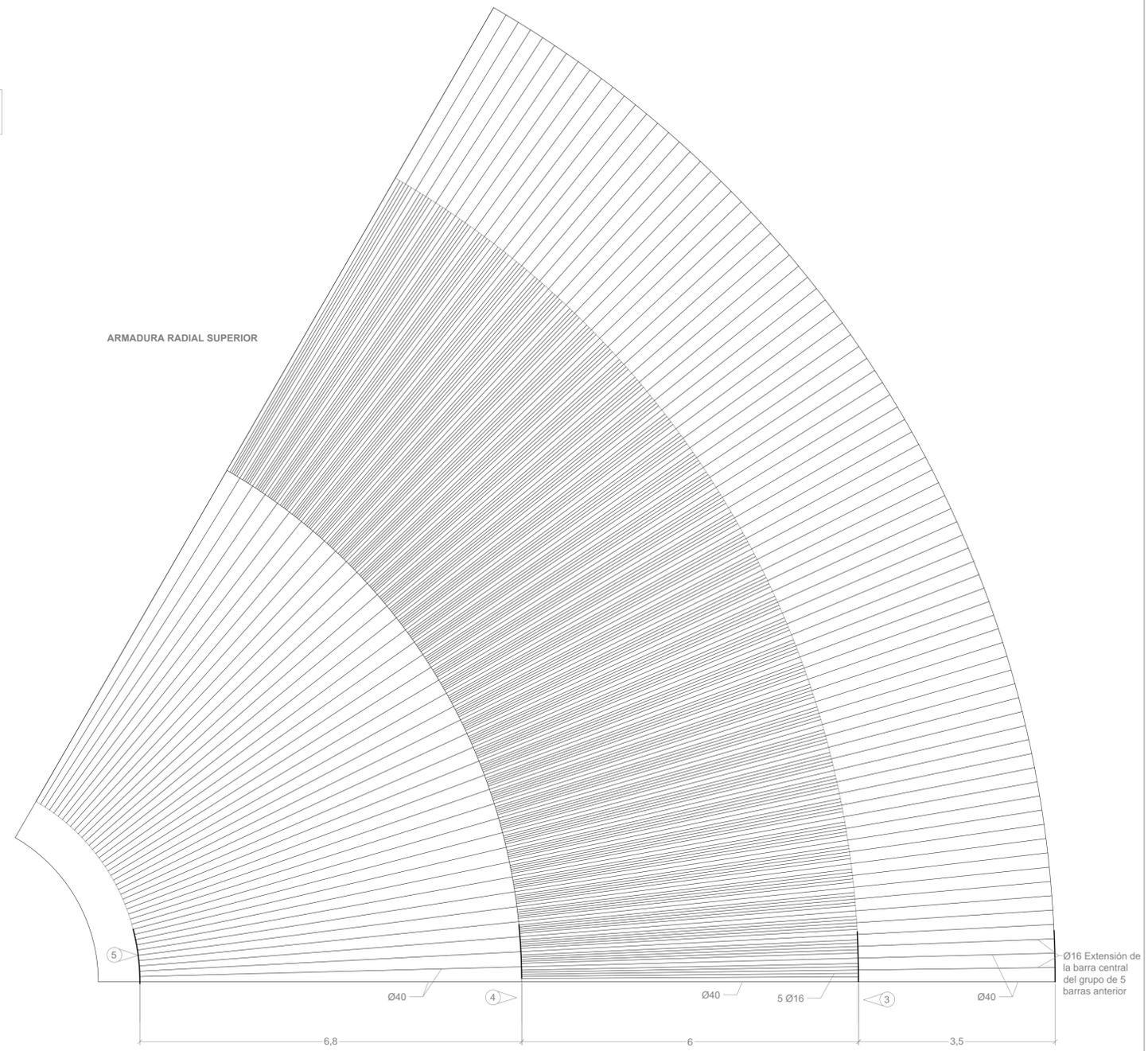
PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE			
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC			
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y: 3071194			
PLANO	CIMENTACIÓN			
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición:	Nº:
1/200	Gabriel Rodríguez Galván		29/06/2018	3
			Formato: A2	

PLANTA DE LA LOSA
 ARMADURAS RADIALES
 ESCALA 1/50

ARMADURA RADIAL INFERIOR



ARMADURA RADIAL SUPERIOR



ARMADO DE LAS VISTA 1,2,3,4 Y 5 EN SECCIONES DE 1 X 1 m
 ESCALA 1/10

Dirección de la vista para las secciones de 1 x 1 m.
 Se encuentran marcadas con otro grosor en las vistas de las armaduras radiales

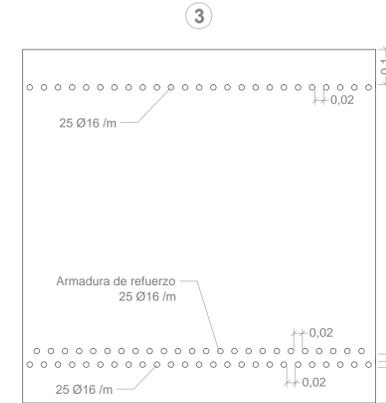
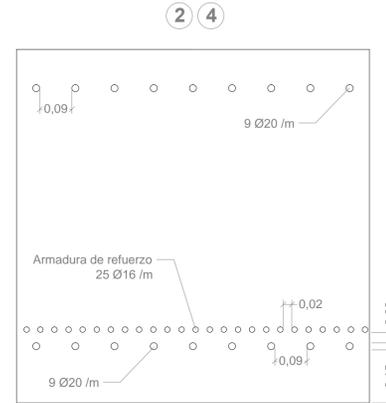
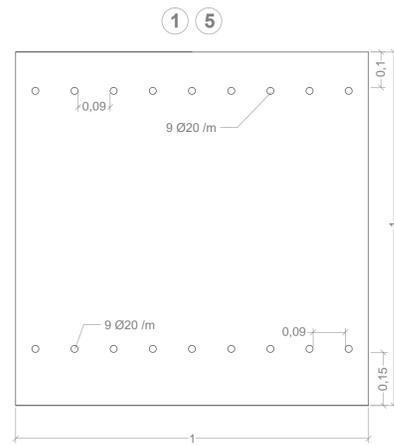
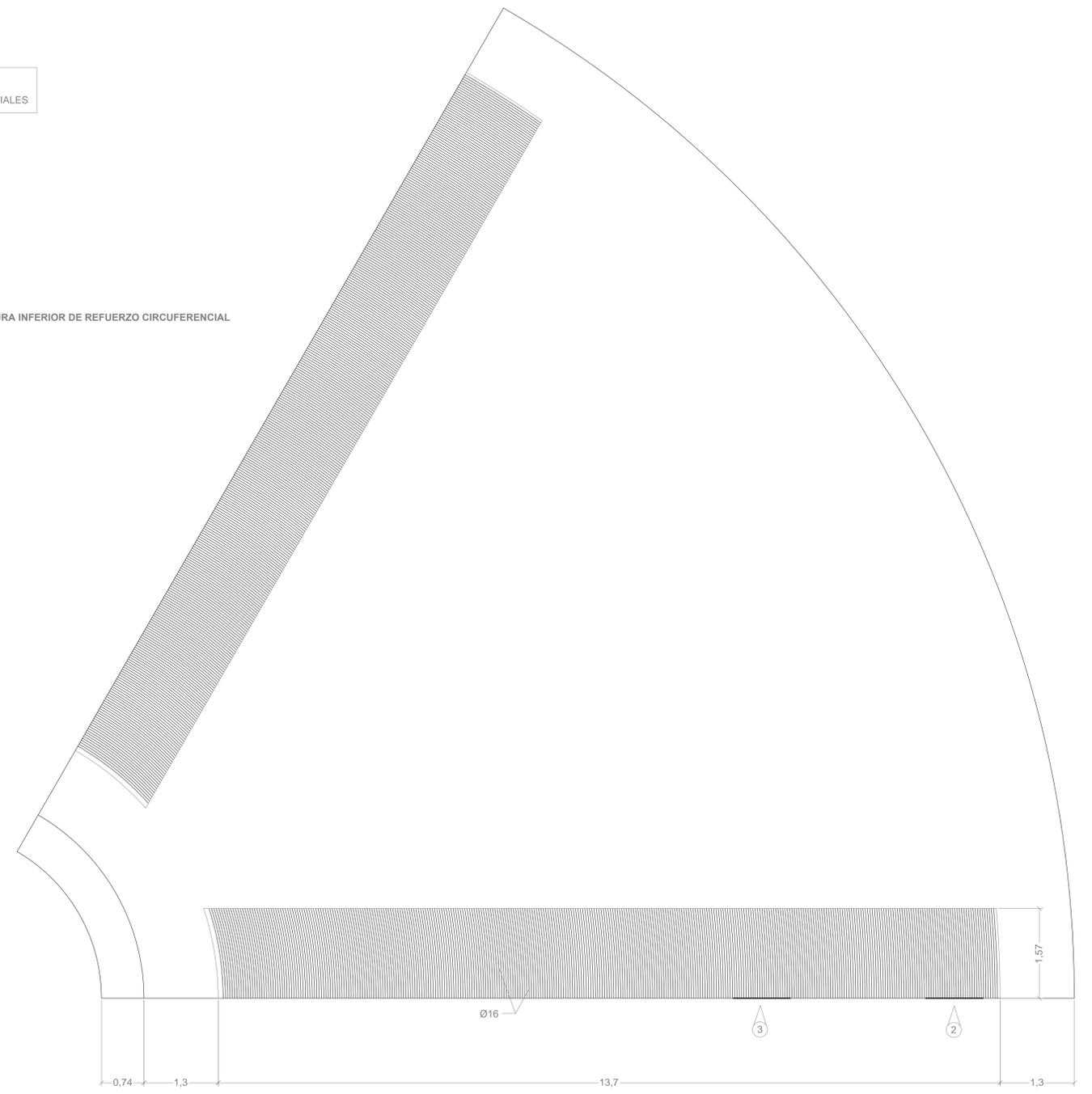
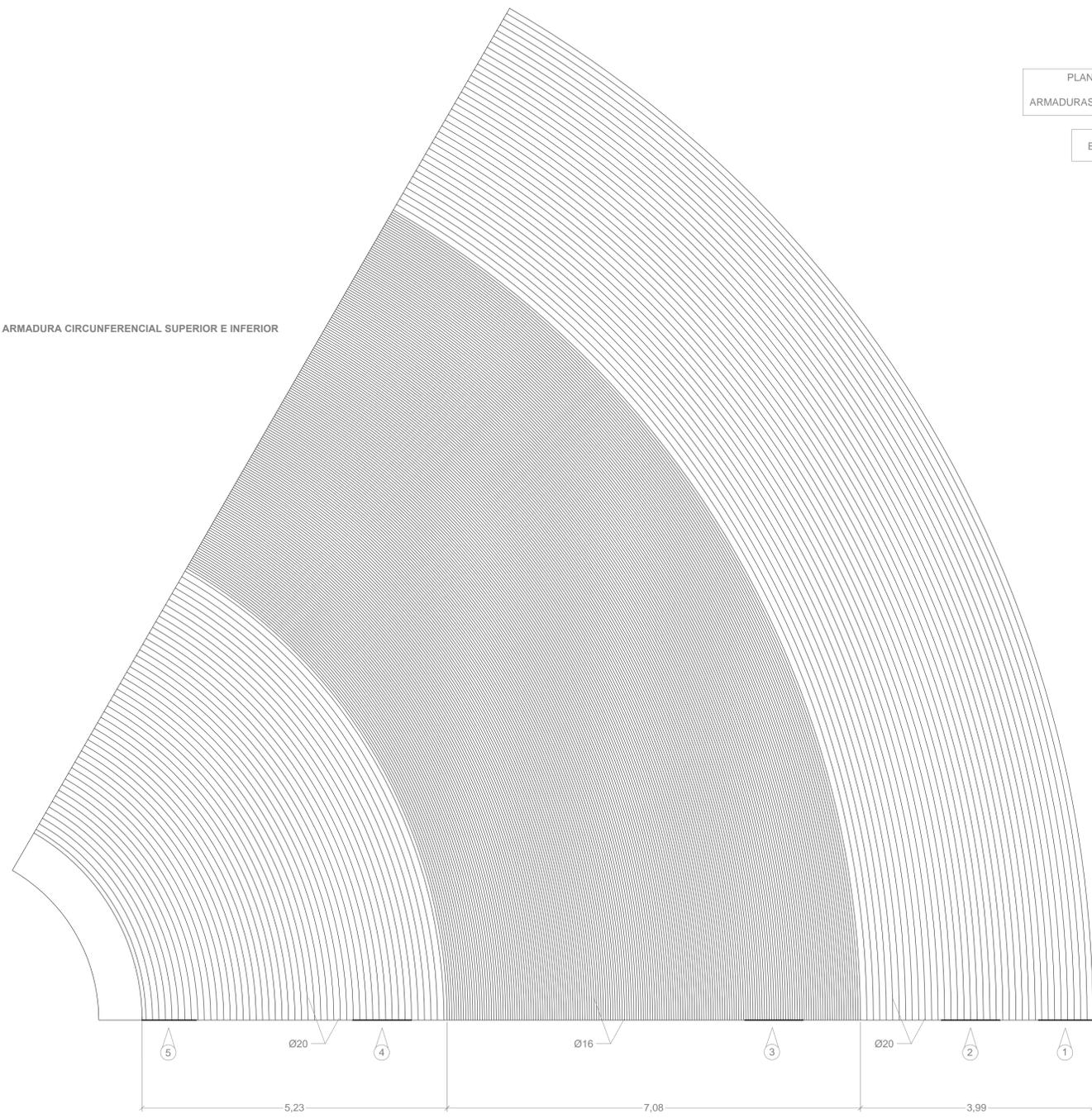
PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE		
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC		
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y:3071194		
PLANO	ARMADURA RADIAL DE LA LOSA		
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018
1/50	Gabriel Rodríguez Galván		Nº: 4
1/10			Formato: A1

PLANTA DE LA LOSA
ARMADURAS CIRCUNFERENCIALES

ESCALA 1/50

ARMADURA CIRCUNFERENCIAL SUPERIOR E INFERIOR

ARMADURA INFERIOR DE REFUERZO CIRCUNFERENCIAL



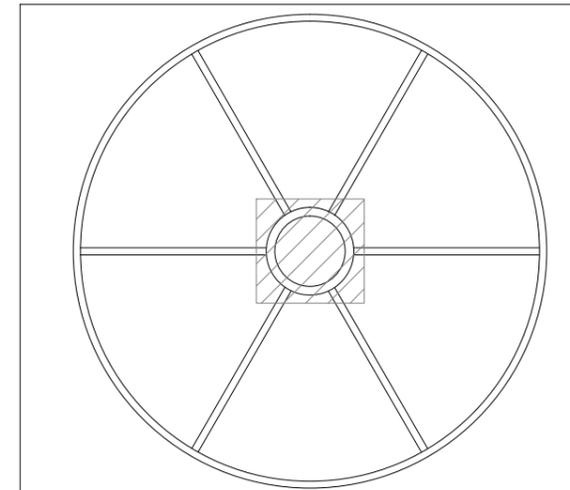
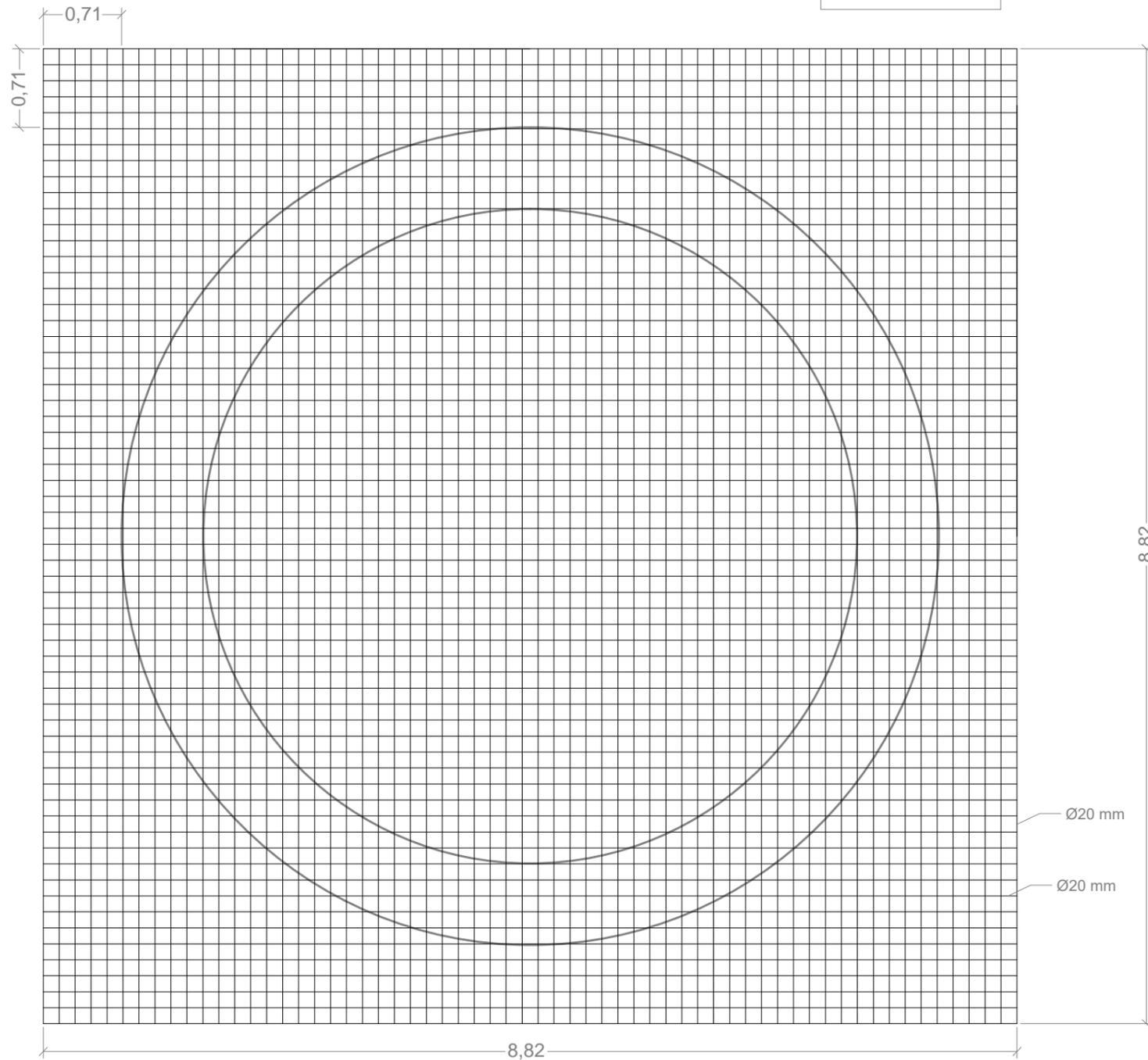
ESQUEMA ARMADO EN SECCIÓN DE 1 X 1 m
ESCALA 1/10

Dirección de la vista para las secciones de 1 x 1 m.
Se encuentran marcadas con otro grosor en las vistas de las armaduras radiales

PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE		
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC		
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y: 3071194		
PLANO	ARMADURA CIRCUNFERENCIAL DE LA LOSA		
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018
1/50	Gabriel Rodríguez Galván		Nº: 5
1/10			Formato: A1

ARMADURA ORTOGONAL SUPERIOR E INFERIOR

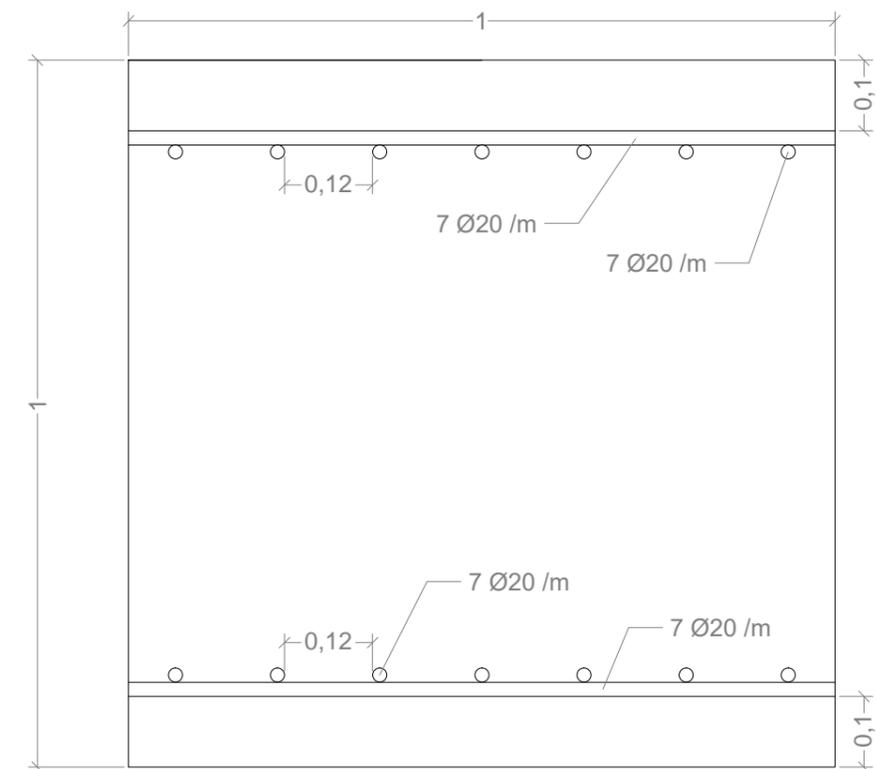
ESCALA 1/50



ARMADURA ORTOGONAL DE LA LOSA

SECCIÓN DE 1 X 1 m

ESCALA 1/10



PROYECTO

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE

PETICIONARIO

ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA UPGC

EMPLAZAMIENTO

COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA.
COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y:3071194

PLANO

ARMADURA ORTOGONAL EN LA ZONA DEL SOPORTE

Escala:
1/50
1/10

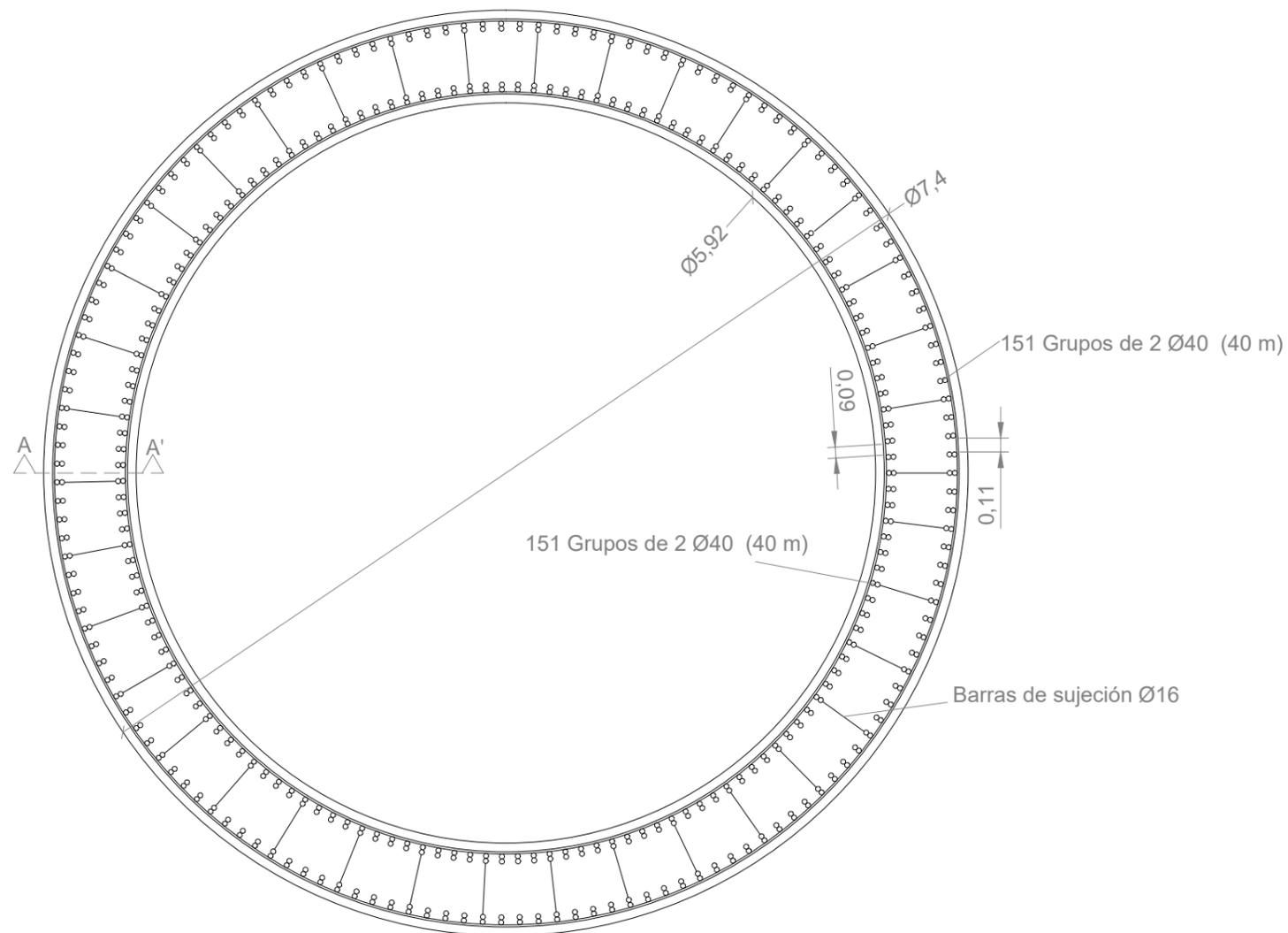
Autor:
Gabriel Rodríguez Galván

Firma:

Fecha de edición: 29/06/2018

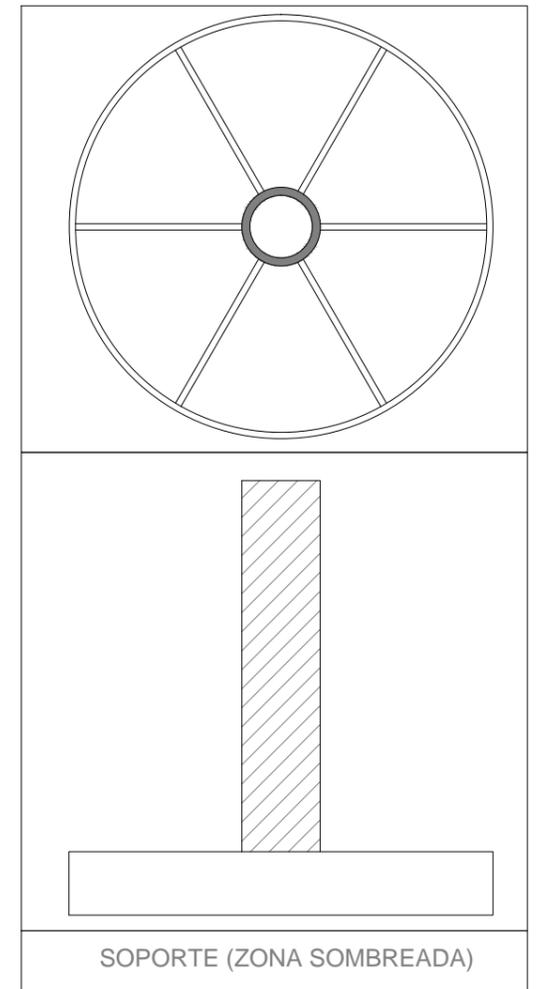
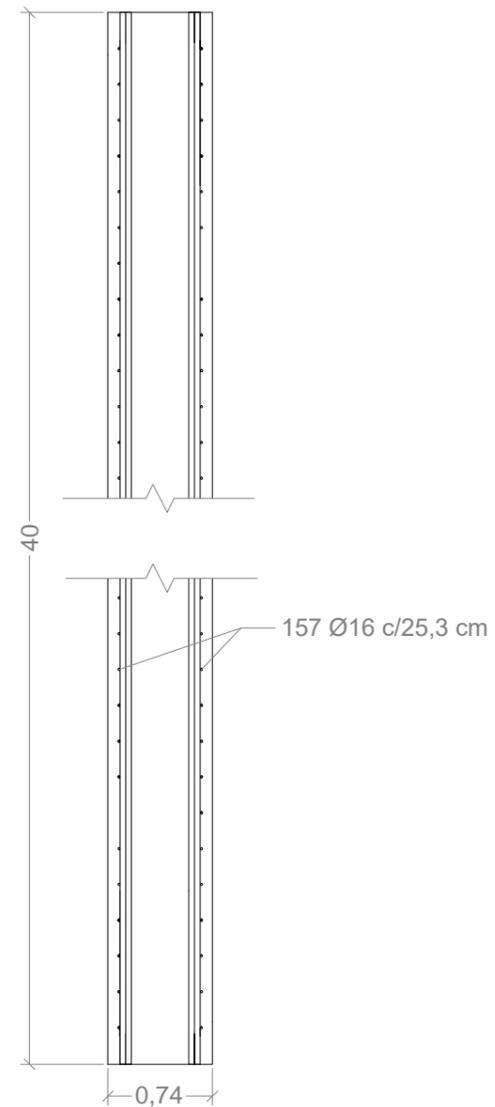
Formato: A3

Nº:
6

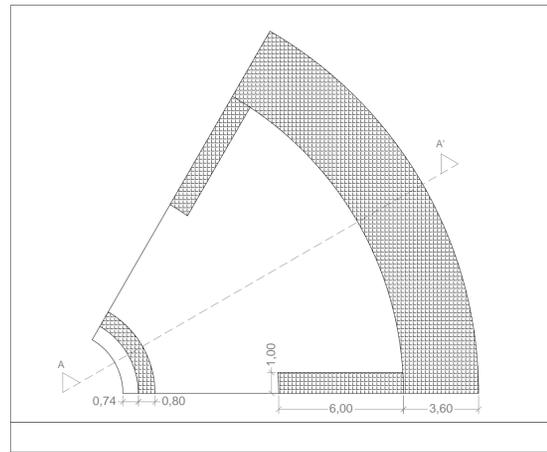


Se colocarán barras de sujeción cada 5 grupo de barras verticales entre la cara interior y exterior. se extenderán a lo largo del soporte separadas cada 50 cm

SECCIÓN A - A'



PROYECTO		DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE		
PETICIONARIO		ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC		
EMPLAZAMIENTO		COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y:3071194		
PLANO		ARMADURA DEL SOPORTE		
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018	Nº: 7
1/50	Gabriel Rodríguez Galván		Formato: A3	

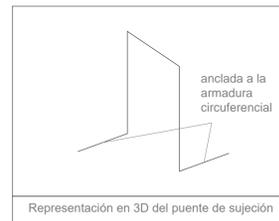
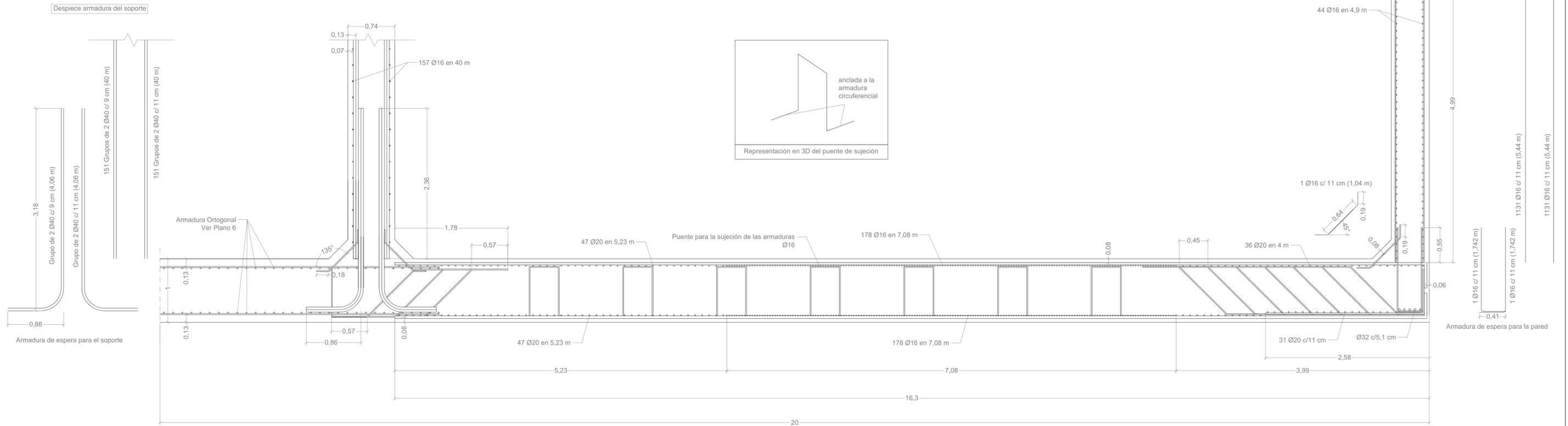


MATERIAL	LOCALIZACIÓN	TIPO	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE MINORACIÓN	RESISTENCIA DE CÁLCULO	MAYORACIÓN DE ACCIONES		
						Permanente	Variable	Favorables
HORMIGÓN	En toda la obra	HA - 45/P/20/IIIb o IIIc	Normal	$\gamma_c = 1,5$	30 N/mm ²	1,35	1,50	1,00
ACERO	En toda la obra	B 500 SD	Normal	$\gamma_s = 1,15$	434,78 N/mm ²			

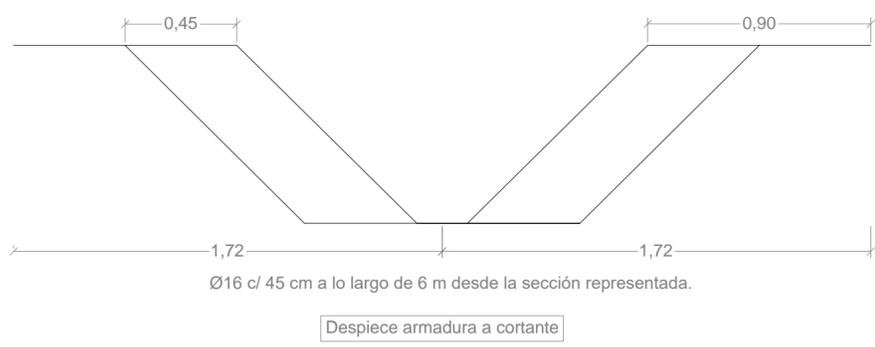
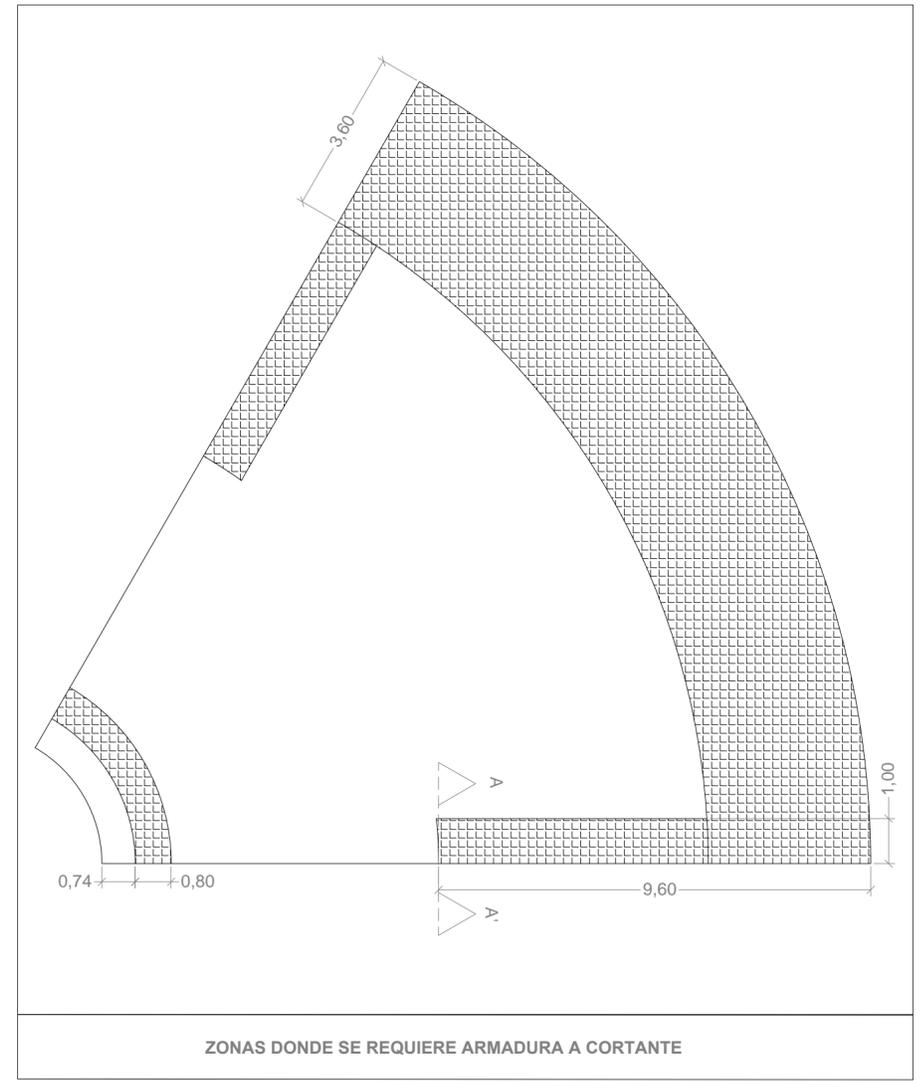
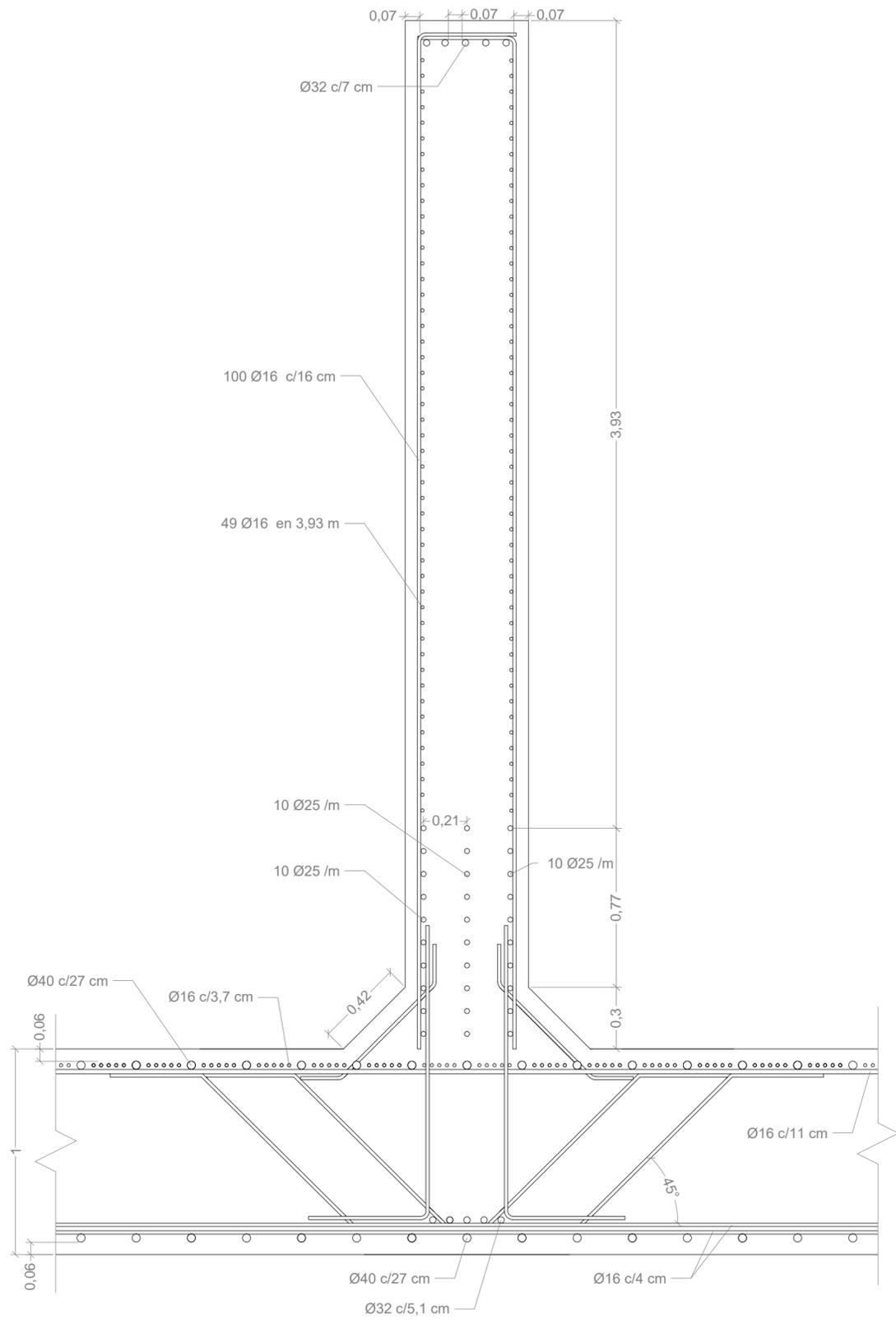
ESPECIFICACIÓN DEL HORMIGÓN					
TIPO	ÁRIDO Tamaño máximo	CEMENTO	ASENTAMIENTO	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	RECUBRIMIENTO MÍNIMO
HA - 45/P/20/IIIc Soporte	20 mm	CEM III HSR 42,5	Plástica sin superplastificante (3 a 5 cm)	45 N/mm ²	70 mm
HA - 45/P/20/IIIb Resto de elementos	20 mm	CEM III HSR 42,5	Plástica sin superplastificante (3 a 5 cm)	45 N/mm ²	60 mm

Se usará un hormigón con un nivel de resistencia a compresión 45, de consistencia plástica sin superplastificante (asiento en cono de Abrams de 3 a 5 cm) y clase de exposición IIIb (permanentemente sumergido) para los elementos de la base y IIIc (zonas de olas, salpicaduras y rociado) para el soporte. La grava tendrá un tamaño de 20 mm y el cemento será III HSR 42,5. El cemento será usado en una ratio 450 kg/m³, con una relación agua/cemento de 0,36

La designación equivalente europea es C45, asentamiento S1 (1 - 4 cm), tamaño de árido máximo 20 mm y exposición XS2 y XS3.



PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE		
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC		
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y: 3071194		
PLANO	ARMADO DE LA LOSA, PARED Y SOPORTE		
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018 Nº:
1/30	Gabriel Rodríguez Galván		8
			Formato: A1



PROYECTO	DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA AEROGENERADORES OFFSHORE		
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC		
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452880 ; Y: 3071194		
PLANO	ARMADO DE LA CARTELA		
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 29/06/2018
1/20	Gabriel Rodríguez Galván		Formato: A2
			Nº: 9