



## ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SUELO CERCANO A LA CIMENTACIÓN DE UN AEROGENERADOR MARINO. APLICACIÓN A AEROGENERADORES EN EL LITORAL CANARIO

### TRABAJO DE FIN DE GRADO

Autor

María José Orjuela Salazar

Ingeniería Mecánica

#### Tutores

Orlando Francisco Maeso Fortuny

Departamento de Ingeniería Civil

Jacob David Rodríguez Bordón

Departamento de Ingeniería Civil

GRAN CANARIA, julio de 2020





## HOJA DE FIRMAS

#### ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SUELO CERCANO A LA CIMENTACIÓN DE UN AEROGENERADOR MARINO. APLICACIÓN A AEROGENERADORES EN EL LITORAL CANARIO

Autor: María José Orjuela Salazar

**Tutores:** Orlando Francisco Maeso Fortuny Jacob David Rodríguez Bordón

Curso Académico: 2019-2020

#### GRADO EN INGENIERÍA MECÁNICA

Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

Autor	Tutor 1	Tutor 2
María José Orjuela Salazar	Orlando Francisco Maeso Fortuny	Jacob David Rodríguez Bordón
ORJUELA SALAZAR MARIA JOSE - 54385455T	MAESO FORTUNY ORLANDO FRANCISCO - 42806800M	Firmado por RODRIGUEZ BORDON JACOB DAVID - 42213493Y el día 18/07/2020 con un certificado emitido por AC FNMT Usuarios
Firmado digitalmente por ORJUELA SALAZAR MARIA JOSE - 54385455T Fecha: 2020.07.18 09:35:53 Z	Firmado digitalmente por MAESO FORTUNY ORLANDO FRANCISCO - 42806800M Fecha: 2020.07.18 09:48:56 +01'00'	

Este trabajo se encuentra en el ámbito de los objetivos del proyecto BIA2017-88770-R financiado por el Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades, la Agencia Estatal de Investigación y FEDER.

#### **RESUMEN TFT**

Título	Análisis estructural del suelo cercano a la cimentación de un aerogenerador marino. Aplicación a aerogeneradores en el litoral canario.
Autor	María José Orjuela Salazar
Tutor/es	Orlando Francisco Maeso Fortuny y Jacob David Rodríguez Bordón
Titulación	Grado en Ingeniería Mecánica
№ Expediente (GTFT)	4042-2019-0031

#### Antecedentes (Estado del arte):

Canarias cuenta con un gran recurso eólico, por lo que resulta un lugar idóneo para el desarrollo de la energía eólica mediante la instalación de aerogeneradores. En este ámbito, están en auge los aerogeneradores offshore (marinos) debido a sus múltiples ventajas: mayor constancia del viento en el mar, menos obstáculos para el flujo del viento o turbinas de mayor tamaño.

Un ejemplo de este tipo de instalaciones es el primer aerogenerador offshore de España, instalado en la costa este de Gran Canaria a comienzos del 2019 como parte del proyecto ELICAN. Este prototipo llamado Elisa se trata de un aerogenerador de 5MW de potencia.

**Objetivo**: Intenciones iniciales con definición de los objetivos a lograr, así como medios, cálculos, o fundamentos en los que se apoyará para obtener los objetivos.

El objetivo de este TFG es llevar a cabo el análisis estructural del suelo más cercano a la cimentación de un aerogenerador offshore, estudiando su comportamiento ante las acciones (fuerzas y momentos) que el aerogenerador le transmite a la cimentación. Para ello, se abarca una batería amplia de problemas (216) de los cuales se varían parámetros tanto de la geometría de la cimentación (diámetro y longitud de la falda) como de las características del suelo (módulo de cizalla). De esta manera se pretende determinar los parámetros más relevantes en la interacción cimentación-suelo.

Se procederá a realizar el análisis computacional de los diferentes casos mediante el programa multifibe. Una vez realizados los cálculos se obtendrán los datos de interés de estos, que serán representados mediante gráficas bidimensionales o mapas de colores. Para esto, se hará uso de Matlab el cual permitirá la gestión y uso de los datos de manera eficiente. De esta manera se alcanzarán conclusiones esclarecedoras que después se van a aplicar a un caso hipotético práctico. Este consistirá en un aerogenerador real instalado en suelo canario, concretamente en la costa de la isla de Gran Canaria.

**Proyecto final**: Nivel de cumplimiento de los objetivos, bocetos utilizados para su obtención, conclusiones alcanzadas, posibilidades de inserción en el mercado, etc.

Se ha realizado con éxito el análisis de los diferentes parámetros que influyen en la interacción suelo-cimentación mediante dos líneas de investigación. Se ha establecido un valor límite para la distorsión angular máxima de 0,0001, extraído de [1]. A partir de este, se considera que el suelo sufre un debilitamiento (disminución de su módulo de cizalla (G)). Por otra parte, se ha determinado un valor máximo de giro en la tapa de la cimentación de 0,5°, obtenido en [2]. Si se supera este valor se considera que el aerogenerador se inclinaría demasiado, impidiendo su correcto funcionamiento.

El estudio ha consistido en:

- Calcular las cargas críticas que producen ambos valores límites para cada caso. Estas, se han representado en función de la longitud de la falda (*Figuras 1 y 2*).
- Representar las distorsiones angulares máximas en los puntos del suelo producidas por las cargas críticas mediante mapas de colores. Se ha analizado la influencia de los parámetros diámetro (D), módulo de cizalla del suelo y la relación longitud-diámetro (L/D), para cada tipo de carga. (*Figura 3*)
- Representar las distorsiones angulares máximas generadas en el suelo exterior a la falda mediante gráficas bidimensionales (en función de la profundidad del suelo) (*Figura 4*).

Asimismo, se ha estudiado un caso de aplicación con emplazamiento en la isla de Gran Canaria y un modelo de aerogenerador V90-3.0 MW de Vestas. Se ha analizado las deformaciones angulares máximas en el suelo (*Figura 5*) y el ángulo de giro en su tapa, generados por las cargas estimadas.

En líneas generales se concluye que las distorsiones angulares máximas de más valor se concentran en la parte superior del terreno exterior a la falda. Igualmente, con el aumento de diámetro, longitud de la falda y módulo de cizalla, las zonas que sufren distorsiones angulares máximas de mayor valor se empequeñecen (rigidización estructura cimentación-suelo)y, por tanto, aumenta las cargas críticas.

En cuanto al caso de aplicación, se ha concluido que el giro es menor que el giro límite. Sin embargo, hay puntos en el suelo en los que de exceden la distorsión angular máxima límite.





Trabajo Fin de Título de la Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles de la ULPGC



Trabajo Fin de Título de la Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles de la ULPGC



#### **Bibliografía:**

[1] Earthquake Engineering Research Center (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses (3354).

[2] Laszlo, A., Bhattacharya., S; Macdonald, J., Hogan S.J (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,92,126-152.

#### **TFT SUMMARY**

Title	Structural analysis of the soil near the foundation of a offshore wind
	turbine. Application to wind turbines on the Canarian coast.
Author	María José Orjuela Salazar
Tutor/s	Orlando Francisco Maeso Fortuny y Jacob David Rodríguez Bordón
Degree	Degree in Mechanical Engineering
File No (GTFT)	4042-2019-0031

#### Background (State of the art):

The Canary Islands have large wind resources, making it an ideal place for the development of wind energy through the installation of wind turbines. In this sense, offshore wind turbines are very relevant due to their many advantages over land-based wind turbines: greater and steadier wind speeds, and lower visual impact.

An example of this type of installation is the first offshore wind turbine in Spain, installed on the east coast of Gran Canaria at the beginning of 2019 as part of the ELICAN Project. This prototype called Elisa is a 5MW wind turbine.

**Objetive**: Initial intentions with definition of the objectives to be achieved, as well as means, calculations, or bases on witch it will be supported to obtain the objectives.

The objective of this TFG is to carry out the analysis of the ground closest to the foundation of an offshore wind turbine when subjected to actions (forces and moments) that the wind turbine transmits to the foundation. For this purpose, a wide range of problems (216) is covered, where parameters of both the geometry of the foundation (diameter and length of the skirt) and the soil (shear modulus) are varied. In this way, the most relevant parameters in the foundation-soil interaction are determined.

The computer analysis of the different cases will be carried out by means of the multifibe program. Once the calculations have been made, the relevant data is represented by means of two-dimensional graphs or coloured maps. For this, Matlab will be used to manage and use the data efficiently. In this way, clarifying conclusions will be reached that will then be applied to a hypothetical case study. It consists of a real wind turbine installed on the Canaries, specifically on the southeast waters of the island of Gran Canaria.

**Final project**: Level of fulfilment of objectives, sketches used to obtain them, conclusions reached, possibilities of insertion in the market, etc.

The analysis of the different parameters that influence the soil-stimulation interaction has been successfully carried out through two lines of research. A limit value for the maximum shear strain of 0.0001, extracted from [1], has been established. This allows to define a soil area which will exhibit softening (decrease of its shear modulus (G)) when subjected to dynamic loads. On the other hand, a maximum value for the rotation of the foundation lid of 0.5 ° has been determined, obtained from [2]. If this value is exceded, it is considered that the wind turbine would tilt too much, preventing its correct operation.

The study consisted of:

- Calculate the critical loads that produce both limit values for each case. These have been represented as a function of the length of the skirt (*Figures 1 and 2*).
- Represent the maximum shear strains at ground points produced by critical loads using colour maps. The influence of the parameters diameter (D), soil shear modulus and the length-diameter ratio (L/D) has been analyzed for each type of load (*Figure 3*).
- Represent the maximum shear strains generated in the soil outside the skirt using twodimensional graphs (as a function of soil depth) (*Figure 4*).

Likewise, an application case located on the island of Gran Canaria and consisting on a Vestas V90-3.0 MW wind turbine model has been studied. The maximum shear strains in the ground (*Figure 5*) and the angle of rotation in its lid, generated by the estimated loads, have been analyzed.

In general, it is concluded that the maximum shear strains of greatest value are concentrated in the upper part of the soil outside the skirt. Likewise, with the increase in diameter, skirt length and shear modulus, the areas suffering from maximum angular distortions of greater value become smaller (foundation-soil structure stiffening) and, therefore, critical loads increase.

As for the application case, it has been concluded that the rotation is less than the limit rotation. Regarding maximum shear strains, there are points on the ground where the established maximum shear strain limit (0.0001) is exceded.







Trabajo Fin de Título de la Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles de la ULPGC



#### Bibliografía:

[1] Earthquake Engineering Research Center (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses (3354).

[2] Laszlo, A., Bhattacharya., S; Macdonald, J., Hogan S.J (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,92,126-152.

## ÍNDICE GENERAL

## PARTE I: MEMORIA DESCRIPTIVA PARTE II: MEMORIA JUSTIFICATIVA

# PARTE I: MEMORIA DESCRIPTIVA

## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
<b>1.2</b> OBJETIVO	3
1.3 Emplazamiento	3
2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LOS AEROGENERADORES OFFSHORE	7
2.1 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES	8
2.1.1 Cimentaciones fijas	9
2.1.1.1 Monopilote	9
2.1.1.2 Cimentación por gravedad	10
2.1.1.3 Jackets	11
2.1.1.4 Trípode	12
2.1.1.5 Vasos de succión	13
2.1.2 Cimentaciones flotantes	14
3. CARGAS APLICADAS SOBRE UN AEROGENERADOR OFFSHORE	
3.1 FUERZAS DEL VIENTO	17
3.2 Presión hidrostática	
3.3 FUERZA DE EMPUJE. PRINCIPIO DE ARQUÍMEDES	
3.4 FUERZAS DEBIDAS AL OLEAJE Y A LAS CORRIENTES MARINAS	
4. TRANSMISIÓN DE CARGAS AL SUELO	20
4.1 INTRODUCCIÓN	20
4.2 ELASTICIDAD LINEAL	23
4.2.1 Hipótesis básicas de la Elasticidad Lineal	23
4.2.1.1 Ecuaciones básicas de la Elasticidad Lineal	24
4.3 PROBLEMA DE BOUSSINESQ	25
4.4 DEBILITACIÓN DEL SUELO	
4.4.1 Métodos de determinación	
4.4.2 Factores que influyen en el módulo de cizalla y en el factor de amortiguación	
4.4.3 Módulo de cizalla para terreno arenoso	
5. METODOLOGÍA	37
BIBLIOGRAFÍA	39

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Recurso eólico en la Islas Canarias. Fuente [10]	. 2
Figura 2. Emplazamiento. Fuente [27]	. 4
Figura 3. Clasificación medioambiental de zonas, España. Fuente [21]	. 5
Figura 4. Profundidad del lecho marino en la ubicación seleccionada. Fuente [14]	. 6
Figura 5. Ejemplos de subestructuras. Fuente [1]	. 8
Figura 6. Estructura de un aerogenerador offshore. Fuente [2]	. 8
Figura 7. Cimentación Monopilote. Fuente [18]	.9
Figura 8. Cimentación por gravedad. Fuente [18]	10
Figura 9. Jacket. Fuente [18]	12
Figura 10. Trípode. Fuente [28]	13
Figura 11. Proceso de instalación del vaso de succión.Fuente [7]	14
Figura 12. Cimentaciones flotantes. Fuente [17]	15
Figura 13. TLP con anclajes de pilotes de succión. Fuente [15]	16
Figura 14. Cargas que actúan sobre el aerogenerador. Fuente [16]	20
Figura 15. Esquema de las cargas sobre la cimentación.Fuente [26]	21
Figura 16. Ejemplos de estados límites. Fuente [20]	23
Figura 17. Planteamiento del Problema de Boussinesq. Fuente [25]	26
Figura 18. Campo de tensiones en coordenadas cilíndricas. Fuente [25]	27
Figura 19. Distribución de la tensión vertical $\sigma_{zz}$ debajo del punto de carga. Fuente [25]	28
Figura 20. Superficie semiesférica con radio a centrado en el punto de aplicación de la carga puntual.	
Fuente [25]	29
Figura 21. Tracciones verticales en la superficie semiesférica. Fuente [25]	29
Figura 22. Procedimientos para medir características del suelo.Fuente [11]	32
Figura 23. Influencia de varios factores en el módulo de cillaza (G). Fuente [11]	34
Figura 24. Variación del módulo de cillaza en función de las deformaciones angulares. Fuente [11]	35
Figura 25. Variación del módulo de corte con las deformaciones angulares para arenas. Fuente [11]	36

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos de la ubicación	3
Tabla 2. Criterios de diseño	22

## 1.INTRODUCCIÓN

## **1.1 Antecedentes**

Es cada vez más evidente que el actual sistema energético resulta insostenible para el medio ambiente y, por tanto, causa daños a los seres humanos. La utilización de fuentes de energías no renovables como el carbón o petróleo generan problemas de contaminación que derivan en el cambio climático, aumento del tamaño de la capa de ozono, etc. Además, estos recursos no son infinitos por lo que se agotarán con el paso del tiempo.

Las energías renovables representan la alternativa más amigable con el medio ambiente. Si bien aún no es viable producir el 100% de la energía necesaria con este tipo de energía debido a los problemas funcionales que cada tipo presenta (intermitencia por las horas de sol, el viento...), su desarrollo e introducción en la producción energética es cada vez mayor y necesaria.

Canarias es considerado un lugar ideal para el desarrollo de energías renovables como la eólica debido a que posee un gran recurso eólico sobre todo entre las zonas que se encuentran entre Gran Canaria y Tenerife, y en el sureste de Gran Canaria [10] tal y como se muestra en la *Figura 1*.

Por esto, la energía eólica está teniendo un gran crecimiento en las islas y actualmente cuenta con una potencia instalada de 447 MW repartida en diferentes parques eólicos distribuidos por todo el territorio canario [4].

Dentro de este ámbito, están en auge los aerogeneradores offshore (marinos). Este tipo de aerogeneradores presentan varias ventajas respecto a los instalados en tierra: el recurso energético es entre un 30% y un 50% mayor en el mar que en la tierra, hay una mayor constancia del viento en el mar, menos obstáculos para el flujo del viento y se pueden construir turbinas mayores sin que provoque un gran impacto ambiental y visual [6].



Figura 1. Recurso eólico en la Islas Canarias. Fuente [10]

No obstante, dado que el Archipiélago canario es de origen volcánico, a cortas distancias aumenta drásticamente la profundidad del lecho marino [10], lo cual podría suponer un inconveniente y un reto en la elección del tipo de cimentación y estructura de soporte a utilizar.

Un ejemplo de este tipo de instalaciones es el primer aerogenerador offshore de España, instalado en la costa este de Gran Canaria a comienzos del 2019. Este prototipo llamado Elisa se ha construido como parte del proyecto ELICAN. Se trata de un aerogenerador que se ha fondeado a 30 metros de profundidad y está constituido por una torre telescópica en hormigón pretensado, y con góndola y torre correspondiente a un Siemens Gamesa de 5MW de potencia y un diámetro de palas de 132 metros [23].

Este tipo de proyectos abre paso a futuras instalaciones de aerogeneradores marinos que permitirán continuar con el desarrollo de la energía eólica marina.

#### **1.2 Objetivo**

El objetivo de este TFG es llevar a cabo el análisis estructural del suelo más cercano a la cimentación de un aerogenerador offshore, para estimar el valor que alcanzan los desplazamientos, deformaciones y/o tensiones (o presiones de poro) en el mismo, ocasionados por las acciones (fuerzas y/o momentos) que el aerogenerador transmite al suelo. Se pretende abarcar una batería amplia de problemas con interés práctico de manera que se analice la influencia de los parámetros más importantes del mismo y puedan extraerse conclusiones útiles desde el punto de vista ingenieril.

En Canarias, una de las dificultades para el desarrollo de la eólica marina es la batimetría de las costas del archipiélago, pues se alcanzan profundidades grandes en puntos cercanos al litoral. Por ese motivo, en este TFG se va a analizar la respuesta del terreno más cercano a una cimentación tipo pilote o bucket, tanto en el caso de que ésta sea el empotramiento de la base de la torre (aerogenerador que descansa en el suelo hasta aproximadamente 60 m de profundidad) como en el caso de que se trate de la estructura de anclaje de un aerogenerador flotante los cuales se usan para batimetrías superiores a los 60 m.

#### **1.3 Emplazamiento**

El emplazamiento escogido para la instalación de un aerogenerador offshore es el situado en la costa del municipio de San Bartolomé de Tirajana al sureste de la isla de Gran Canaria (*Figura 2*).

Coordenadas	Lat:27º 45' 22,55" N
	<b>Lon:</b> 15º 29' 16,31" O
	<b>x</b> =451924,30
	<b>y</b> =3073298,39
Distancia a la costa	3203 m

Tabla 1. Datos de la ubicación



Figura 2. Emplazamiento. Fuente [27]

Este emplazamiento ha sido seleccionado debido a los siguientes motivos:

- Es una de las zonas con mayor afluencia del viento como se observa en la Figura 1.
- Está catalogada como una zona apta con condiciones para la instalación de parques eólicos (*Figura 3*) por el Ministerio de Industria Turismo y Comercio, el Ministerio de Medio Ambiente y el Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación [21]. Por lo que, su uso es apto atendiendo a las especificaciones exigidas.

Otras zonas no presentan condicionantes y son clasificadas como aptas, como las costas de Fuerteventura o Lanzarote, pero no cuentan con un gran recurso eólico por lo que han sido descartadas.

 Adecuada profundidad. El lecho marino en el lugar seleccionado tiene una profundidad aproximada de 36 m (*Figura 4*) la cual es propicia para cimentaciones tipo vasos de succión y pilotes al no ser demasiado grande.



Figura 3. Clasificación medioambiental de zonas, España. Fuente [21]

Como este es el lugar idóneo para la instalación de un aerogenerador marino en las Islas Canarias, su suelo será objeto de estudio en este trabajo

#### MEMORIA DESCRIPTIVA



Figura 4. Profundidad del lecho marino en la ubicación seleccionada. Fuente [14]

## 2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LOS AEROGENERADORES OFFSHORE

La estructura de los aerogeneradores marinos (Figura 6) está formada principalmente por:

- -Rotor: su objetivo es captar la energía cinética del viento y transformarla en energía mecánica. Está formado por distintos elementos entre los que se encuentran los siguientes:
- 1. Palas: conforman el componente que actúa con el viento.
- 2. Buje: elemento estructural al que se encuentra unido las palas.

**3. Eje principal:** elemento que transmite el movimiento desde el buje a la multiplicadora.

- -**Góndola:** se trata de un compartimiento en el que se alojan el generador eléctrico, la caja multiplicadora y los sistemas de control, regulación, orientación y frenado.
- -**Torre:** es el elemento estructural que sostiene la góndola y el rotor. Su altura depende del régimen de vientos del lugar en el que se va a instalar el aerogenerador.
- -**Subestructura:** es la parte que conecta la torre del aerogenerador y la cimentación anclada al suelo. Entre las subestructuras más utilizadas están el macro pilote, los trípodes y las chaquetas (*Figura 5*).

Suelo: a través de la cimentación, llegan a él la carga del propio aerogenerador y todos los demás esfuerzos que inciden en este (viento, olas, corrientes...). Por tanto, debe tener capacidad para soportar todas las cargas.

 Cimentación: parte de la estructura que soporta y transmite los esfuerzos a los que está sometido el aerogenerador al suelo.



Figura 5. Ejemplos de subestructuras. Fuente [1]



Figura 6. Estructura de un aerogenerador offshore. Fuente [2]

#### 2.1 Tipología estructural de las cimentaciones

Uno de los pasos en la instalación de los aerogeneradores es elegir cuidadosamente el tipo de cimentación que se va a usar. Si se trata de aerogeneradores offshore, este es todavía más importante, ya que se implantarán en lecho marino. Esto conlleva numerosos aspectos a

considerar como la profundidad de la cimentación, la preparación previa del terreno y transporte hasta el emplazamiento. Además, se deben tener en cuenta tanto las fuerzas ejercidas por las corrientes marinas como la fuerza del viento. Por tanto, dado que el escenario de trabajo de los aerogeneradores marinos es más complejo, la elección de la adecuada cimentación para cada caso es fundamental.

Existen diferentes tipos de cimentaciones que se usan según la profundidad del terreno, del tipo de suelo que se elija y de las características del propio aerogenerador:

#### 2.1.1 Cimentaciones fijas

#### 2.1.1.1 Monopilote

Se trata de una estructura sencilla cilíndrica de acero de diámetro usualmente comprendido entre 3,5 y 4,5 m (pilote), aunque ya existen proyectos que barajan diámetros mayores, incluso hasta 10,5 m [18]. Este tipo se clava directamente en el mar. La cimentación de un solo pilote extiende la torre de la turbina a través del agua hasta el interior del lecho marino (*Figura 7*).



Figura 7. Cimentación Monopilote. Fuente [18]

Se suele usar para instalaciones que se ubican por debajo de los 15 m de profundidad, ya que a más profundidad aumentaría su tamaño y, por tanto, su coste. Es adecuado para suelos arenosos-arcillosos y turbinas de medio tamaño.

Una ventaja importante de este tipo de cimentación es que no necesita un acondicionamiento previo del terreno.

#### 2.1.1.2 Cimentación por gravedad

Se trata de una plataforma de hormigón o acero de base circular generalmente de unos 15 m de diámetro y de un peso aproximado de 1000 toneladas (*Figura 8*), aunque estas características pueden variar. Las cimentaciones por gravedad se rellenan de olivina, que es un mineral muy denso, que proporciona la suficiente resistencia para que las cimentaciones soporten las olas.



Figura 8. Cimentación por gravedad. Fuente [18]

Se utiliza para profundidades menores a los 30 m y es adecuada para turbinas de gran tamaño. Presenta algunas ventajas como su preparación en tierra, y puede ser utilizada en cualquier tipo de lecho marino que tenga la capacidad portante de resistir su peso. Un inconveniente que supone es la necesidad de acondicionamiento previo del suelo.

#### 2.1.1.3 Jackets

Consta de una estructura en celosía con tres o cuatro puntos de anclaje al fondo (*Figura 9*), lo que aporta mayor estabilidad a la torre frente a las olas. Por tanto, es ideal para mayores profundidades (de 30 a 35 m) y para turbinas de mayor tamaño.

Se compone de 3 partes:

- Cubierta. Puede ser modular o integrada. Formada por entramado de barras y placas para formar un suelo. Soportan cargas de equipo de operación, de servicios requeridos por el personal, etc.
- Torre. Sus funciones son soportar las condiciones ambientales, recibir la carga de la cubierta y transferirla a la cimentación, así como servir de soporte para otro tipo de elementos y subestructuras que existan debido al uso que se le esté dando a la estructura. Los componentes principales de la torre son: las patas o barras verticales, las barras horizontales y diagonales que conectan las patas, y las juntas.
- Cimentación. Se compone generalmente de pilotes metálicos hincados en el fondo marino que pueden estar unidos a las patas de dos formas, encajando el extremo del pilote en el interior de la pata, por lo que el diámetro exterior del pilote debe ser inferior al diámetro interior de la pata, o también se puede fijar el pilote al pilar haciéndolo pasar a través de unos conectores soldados al pilar.



Figura 9. Jacket. Fuente [18]

#### 2.1.1.4 Trípode

Este tipo se compone de un pilote de acero central conectado a la torre que es sujetado y fijado al terreno por una estructura de tres patas de acero (*Figura 10*). Los pilotes pueden estar clavados en el lecho marino a una profundidad de entre 10 a 20 m, dependiendo de las características del suelo. Su configuración lo hace apropiado para grandes profundidades del suelo y sólo se necesita de una mínima preparación previa del terreno.

No se recomienda para suelos compuestos por grandes bloques de roca, puesto que el pilotamiento se dificultaría.



Figura 10. Trípode. Fuente [28]

#### 2.1.1.5 Vasos de succión

Este tipo de cimentación está compuesto por una estructura cilíndrica hueca sin tapa inferior (vaso o chaqueta) de acero que se ancla al suelo. Para su instalación es necesaria la creación de arenas movedizas alrededor de sus paredes. Para ello, mediante una tubería que pasa por el vástago se succiona el agua que se encuentra dentro del vaso, esto crea el efecto de arenas movedizas, permitiendo que los bordes del vaso penetren fácilmente en el suelo (*Figura 11*).

Los vasos de succión predominantemente transportan cargas verticales (y cargas de momento relativamente pequeñas y horizontales) lo que resulta en un comportamiento muy similar a una base poco profunda. Funcionan mejor en suelo arenosos o suaves, puesto que, si se trata de suelos rocosos, su anclaje al suelo se vería perjudicado. Se suelen utilizar para lechos marinos pocos profundos (menos de 100 m de profundidad). Normalmente, tienen una relación longitud/diámetro baja, por lo que la superficie que abarca es mayor la longitud de su incrustación en el suelo.



Figura 11. Proceso de instalación del vaso de succión. Fuente [7]

#### **2.1.2 Cimentaciones flotantes**

Las cimentaciones flotantes (*Figura 12*) se utilizan para suelos marinos que se encuentran a grandes profundidades. Se encuentran diferentes tipos:

- Plataformas estabilizadas por lastre (SPAR): se trata de un cilindro largo y delgado que flota. En la parte superior se llena de aire y en la inferior se dota de un contrapeso, por lo que se mantiene recto. Para evitar su desplazamiento se ancla mediante cables al suelo tanto con anclajes de arrastre (drag anchor) como vasos de succión (suction caisson).
- Plataformas estabilizadas por flotabilidad (barcazas): son estructuras semisumergidas que cuentan con una gran área que les provee de gran estabilidad contra la acción del viento. Asimismo, se anclan al suelo mediante cables.

- Plataformas estabilizadas mediante líneas de amarre (TLP): se compone de una plataforma sujetada por cuatro cables altamente resistentes anclados al lecho marino. Estos cables se tensan y gracias a esto, la posición del aerogenerador se mantiene y este adquiere más estabilidad frente a las cargas. Se deben elegir suelos con una alta capacidad portante para que el sistema de anclaje funcione correctamente. Además, se puede utilizar en aguas más profundas. Sin embargo, se trata de una solución cara.
- Plataformas estabilizadas mediante líneas de amarre (TLP) con anclajes de pilotes de succión (*Figura 13*). Este tipo de cimentación es una variante del anterior cuya diferencia es la forma de anclaje de los cables al suelo, la cual se realiza mediante pilotes de succión. Entre sus ventajas se encuentran los bajos costos y la baja complejidad tanto del tanque de flotabilidad como del sistema de línea de amarre. Además, tiene buena resistencia a la corrosión, huella mínima y sensibilidad a las olas.



Figura 12. Cimentaciones flotantes. Fuente [17]



Figura 13. TLP con anclajes de pilotes de succión. Fuente [15]

# 3. CARGAS APLICADAS SOBRE UN AEROGENERADOR OFFSHORE

Los aerogeneradores offshore están sometidos a diferentes cargas durante su funcionamiento, las cuales son soportadas por la cimentación, y esta, a su vez, las transmite al suelo. Por tanto, en el diseño y dimensionamiento de la cimentación deben ser tenidas en cuenta.

Estas cargas provienen de la interacción de las diferentes partes que componen el aerogenerador con el viento y el agua del mar.

#### 3.1 Fuerzas del viento

El viento actúa tanto en las aspas del aerogenerador como en la torre, ejerciendo una fuerza de empuje horizontal. Esta, al ser transmitida a la cimentación, genera un empuje horizontal y un momento de vuelco.

La fuerza del viento se debe a la presión que ejerce este sobre la estructura. Se puede calcular, según la normativa española "Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM)" [8] mediante la siguiente fórmula:

$$R_{v} = C_{f} \cdot q_{v,t}(Z) \cdot A_{e} \tag{1.1}$$

Siendo:

 $R_{\nu}$ , la fuerza resultante de la presión.

 $C_f$ , factor de forma o coeficiente eólico de fuerza correspondiente a la estructura analizada.

 $q_{v,t}(Z)$ , presión dinámica asociada a la velocidad del viento considerada para las condiciones especificadas de proyecto.

 $A_e$ , área frontal efectiva asociada a C<sub>f</sub>. Generalmente coincide con el área de proyección de la estructura sobre un plano normal a la dirección de actuación del viento.

Asimismo, el viento origina vibraciones debido al movimiento de las palas. Se diferencian dos frecuencias: la frecuencia rotacional del rotor y la frecuencia del paso de las palas.

#### 3.2 Presión hidrostática

La parte del aerogenerador sumergido recibe la presión que ejerce el agua de manera estática, es decir, la presión hidrostática ( $P_h$ ). Esta presión aumenta con la altura del agua:

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h \tag{1.2}$$

Siendo:

 $\rho$ , densidad del agua.

g, el valor de la aceleración de la gravedad.

*h*, profundidad.

#### 3.3 Fuerza de empuje. Principio de Arquímedes

El principio de Arquímedes afirma que: "todo cuerpo sumergido en un fluido experimenta un empuje vertical y hacia arriba igual al peso de fluido desalojado" [3].

El empuje se expresa con la siguiente ecuación:

$$Empuje = peso = \rho_f \cdot g \cdot V \tag{1.3}$$

Siendo:

 $\rho_f$ , densidad del fluido (agua).

g, el valor de la gravedad.

*V*, volumen desalojado.

#### **3.4** Fuerzas debidas al oleaje y a las corrientes marinas

Otros fenómenos que causan fuerzas sobre el aerogenerador son las olas y las corrientes marinas.

Las olas son movimientos ondulatorios del agua, producidos cuando el viento choca en la superficie del agua de los océanos y mares y se propagan hasta llegar a las costas [13]. Mientras que las corrientes marinas, son los cursos de agua que se desplazan por el interior de los océanos [12].

Por tanto, la magnitud de las cargas que ejercerán sobre la estructura dependerá de la localización de esta, ya que el flujo de viento y las corrientes varían según la zona. El proceso de determinación de estas cargas es complejo. En [9] se puede encontrar una guía del procedimiento.
## 4.TRANSMISIÓN DE CARGAS AL SUELO

## 4.1 Introducción

Las fuerzas que inciden en toda la estructura del aerogenerador (*Figura 14*) tienen carácter dinámico y se transmiten a través de la cimentación al suelo, lo que da lugar a un campo de desplazamientos, deformaciones y tensiones en este.



Figura 14. Cargas que actúan sobre el aerogenerador. Fuente [16]

Para el análisis y estudio de las cimentaciones, los esfuerzos a los que se ve sometido el aerogenerador se trasladan a la cimentación de una forma simplificada. Por tanto, en ella se tienen una fuerza resultante vertical, una horizontal, y un momento resultante (*Figura 15*).



Figura 15. Esquema de las cargas sobre la cimentación. Fuente [26]

Las tensiones y deformaciones que se producen tanto en el suelo como en el aerogenerador pueden provocar el malfuncionamiento de este último e incluso, en casos más graves su destrucción. Por tanto, se distinguen los siguientes estados límite (ver *Figura 16*) para tener en cuenta en el diseño [20]:

- ULS (Ultimate Limit States). Es un estado límite, el cual, al ser superado, la estructura completa o una parte de esta puede colapsar al superar su capacidad resistente.
- SLS (Serviceability Limit States). Es un tipo de estado límite que, de ser rebasado, produce una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no un riesgo inminente de colapso a corto plazo.

Estado Límite	Descripción	Criterio	
	La capacidad de carga de la cimentación tiene que exceder la máxima carga que debe soportar tanto para un esfuerzo vertical, horizontal o un momento.	$M_{ULS} < M_f$ $F_{ULS} < F_f$ $V_{ULS} < V_f$	
ULS	La tensión máxima no debe exceder el límite de fluencia de la cimentación	$\sigma_m < f_{yk}$	
	El pandeo global debe evitarse		
	El pandeo local debe evitarse		
SLS	La deflexión inicial ha de ser menor a 0.2 m	$ ho_0 < 0.2 m$	
	La rotación inicial ha de ser menor a 0.5º	$\theta_0 < 0.5^0$	
SLS	La deflexión acumulada ha de ser menor a 0.2 m	$ ho_{cc} < 0.2 \ m$	
	La rotación acumulada ha de ser menor a 0.25º	$\theta_{cc} < 0.25^{\circ}$	
	La frecuencia natural del conjunto (Aerogenerador-subestructura- cimentación), en base flexible, ha de ser superior al menos en un 10% del modo de vibración 1P.	$f_0 > 1.1 f_{1P,max}$ = 0.24 Hz	

Tabla 2. Criterios de diseño.

Dado que las cargas para tener en cuenta son dinámicas, el análisis riguroso de estos sistemas debe hacerse en dinámica. No obstante, el estudio se realizará estáticamente debido a que este modelo arrojará los resultados sobre el estado tensional del suelo a bajas frecuencias (a las cuales se encuentra la frecuencia fundamental del aerogenerador normalmente). Este TFG puede entenderse, por tanto, como un primer acercamiento al estudio del estado elástico en el suelo cercano a la cimentación, obviando, por las razones ya comentadas, la influencia de los efectos dinámicos.



Figura 16. Ejemplos de estados límites. Fuente [20]

### 4.2 Elasticidad Lineal

La Elasticidad Lineal es la parte de la mecánica que estudia el comportamiento del sólido elástico el cual se define como un sistema de puntos materiales deformable, continuo, elástico, homogéneo e isótropo. Su objetivo es determinar en cada punto de este, los valores de los esfuerzos internos originados, así como los desplazamientos producidos, al ser sometido a una solicitación exterior.

#### 4.2.1 Hipótesis básicas de la Elasticidad Lineal

Las hipótesis en las que se fundamenta la Teoría de la Elasticidad son:

- El sólido es continuo y permanece continuo bajo la acción de las cargas exteriores.
- El principio de superposición de efectos es válido, en virtud de la linealidad.
- Existe un único estado de reposo sin tensiones en el sólido, al cual se vuelve cuando cesan las acciones. Es decir, no se incluye ningún tipo de comportamiento plástico.

#### 4.2.1.1 Ecuaciones básicas de la Elasticidad Lineal

Las ecuaciones básicas de la Elasticidad Lineal para un sistema fijo de coordenadas rectangulares son [22]:

Ecuaciones de compatibilidad o cinemáticas: representan las condiciones de compatibilidad entre los movimientos del sólido y sus deformaciones. Siendo x el vector posición de cualquier punto del sólido y u<sub>i</sub>(x) el vector desplazamiento de cualquier punto del mismo, se define el tensor de pequeñas deformaciones (E<sub>ij</sub>) como:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( u_{i,j} + u_{j,i} \right) \tag{1,4}$$

- Ecuaciones de equilibrio: relacionan las fuerzas actuantes con las tensiones.

$$\sigma_{ij,j} + X_i = 0 \tag{1.5}$$

Donde,

 $\sigma_{ij}$ , tensor de tensiones.

 $X_i$ , componentes de las fuerzas de volumen.

 Ecuaciones constitutivas: las tensiones se relacionan con las deformaciones a través de la ley de comportamiento o Ley de Hooke:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij}$$
(1.6)

Ó

$$\sigma_{ij} = \lambda e \, \delta_{ij} + 2G \varepsilon_{ij} \tag{1.7}$$

Siendo,

 $\delta_{ij}$ , delta de Kronecker.

*E*, módulo de elasticidad.

v, coeficiente de Poisson.

G, módulo de elasticidad transversal.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{1.8}$$

 $\lambda$ , constante de Lamé.

$$\lambda = \frac{2Gv}{1-2v}$$
(1.9)

e, dilatación volumétrica del medio.

$$e = \varepsilon_{kk} \tag{1.10}$$

Las ecuaciones de equilibrio, cinemáticas y constitutivas conforman un sistema de ecuaciones. Sustituyendo (1.4) en (1.7) y el resultado en (1.5), se obtienen las ecuaciones de equilibrio de forma vectorial o ecuaciones de Navier:

$$G \nabla^2 \boldsymbol{u} + (\lambda + G) \nabla \nabla \cdot \boldsymbol{u} + \boldsymbol{X} = 0$$
(1.11)

El cumplimiento de las ecuaciones de Navier garantiza el cumplimiento de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y comportamiento anteriores. Por tanto, la solución del problema elástico debe satisfacer las ecuaciones de Navier y las condiciones de contorno del problema.

#### 4.3 Problema de Boussinesq

Uno de los problemas de carga puntual más usados en geomecánica es el Problema de Boussinesq [25], solucionado por el matemático francés Joseph Boussinesq en 1878. Este consiste en una carga puntual normal (*P*) que se aplica en el origen de coordenadas en la superficie de un semi-espacio elástico, homogéneo e isótropo (*Figura 17*).



Figura 17. Planteamiento del Problema de Boussinesq. Fuente [25]

Las tensiones en toda la superficie (z=0) excepto para el origen (r=0), son nulas. En el origen, las tensiones deben equilibrar la carga aplicada *P*. Para cualquier punto del semi-espacio infinitamente alejado del origen, los desplazamientos deben ser nulos.

La solución del problema tiene simetría radial, es decir, nada depende de la coordenada  $\theta$ . La componente  $\theta$  del vector de desplazamiento **u** debe ser 0, si no fuese así, habría una torsión en el medio. Esto no sería lógico puesto que una carga puntual vertical no puede causar una torsión. Por tanto, el vector desplazamiento se define como:

$$\boldsymbol{u} = \{\boldsymbol{u}_r, \boldsymbol{0}, \boldsymbol{u}_z\}$$

Donde,

 $u_r$  y  $u_z$  no son funciones de  $\theta$ .

Las tensiones tienen tres componentes normales: tensión axial ( $\sigma_{zz}$ ), tensión radial ( $\sigma_{rr}$ ) y tensión circunferencial ( $\sigma_{\theta\theta}$ ) tal y como se muestra en la *Figura 18*. Se toma como signo positivo el sentido de compresión.



Figura 18. Campo de tensiones en coordenadas cilíndricas. Fuente [25].

Las expresiones matemáticas para los desplazamientos y tensiones planteadas por Boussinesq son las siguientes:

$$u_r = \frac{P}{4\pi GR} \left[ \frac{rz}{R^2} - \frac{(1-2\nu)r}{R+z} \right]$$
(1.12)

$$u_{\theta} = 0 \tag{1.13}$$

$$u_{z} = \frac{P}{4\pi GR} \left[ 2(1-v) + \frac{z^{2}}{R^{2}} \right]$$
(1.14)

$$\sigma_{rr} \left( = -\frac{P}{2\pi} \left[ \frac{(1-2\nu)}{R(R+z)} - \frac{3r^2 z}{R^5} \right]$$
(1.15)

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{P(1-2v)}{2\pi} \left[ \frac{z}{R^3} - \frac{1}{R(R+z)} \right]$$
(1.16)

$$\sigma_{zz} = -\frac{P}{2\pi} \left[ \frac{3z^3}{R^5} \right] \tag{1.17}$$

$$\sigma_{rz} = \frac{P}{2\pi} \left[ \frac{3rz^2}{R^5} \right] = \sigma_{zr} \tag{1.18}$$

$$\sigma_{r\theta} = \sigma_{\theta r} = \sigma_{\theta z} = \sigma_{z\theta} = 0 \tag{1.19}$$

$$R^2 = r^2 + z^2 \tag{1.20}$$

Siendo:

R, la distancia en línea recta desde el origen, para cualquier punto en el semi-espacio.

Como se observa en las ecuaciones (1.14), (1.15), (1.16), (1.17) y (1.18), a medida que R aumenta, todas las componentes de las tensiones se aproximan a 0. En la superficie (z=0), la tensión  $\sigma_{zz}$  y  $\sigma_{rz}$  es nula excepto en el origen de coordenadas.



Figura 19. Distribución de la tensión vertical  $\sigma_{zz}$  debajo del punto de carga. Fuente [25]

En la *Figura 19*, se observa como la tensión  $\sigma_{zz}$  va disminuyendo a medida que aumenta la distancia desde el origen tanto lateralmente como en profundidad.

En cuanto al campo de desplazamientos ocurre lo mismo, cuando R aumenta, tanto  $u_r$  como  $u_z$  se aproximan a cero.

Por otra parte, se considera una parte del semi-espacio contenido en una superficie semiesférica de radio a, siendo  $\psi$  el ángulo entre el radio de la semiesfera y el eje z como se muestra en la *Figura 20*.



Figura 20. Superficie semiesférica con radio a centrado en el punto de aplicación de la carga puntual. Fuente [25]

La superficie soporta la fuerza vertical P que origina tensiones en la superficie de la semiesfera. Estas tensiones tienen componente radial (T<sub>r</sub>) y axial (T<sub>z</sub>). Dado que las tensiones radiales son iguales y opuestas en los lados opuestos de la semiesfera, la componen horizontal resultante es nula. Esto no ocurre con las tensiones verticales, las cuales son las encargadas de equilibrar la carga puntual P. Si se intregase T<sub>z</sub> alrededor de la superficie semiesférica, la fuerza resultante sería igual a P (*Figura 21*).



Figura 21. Tracciones verticales en la superficie semiesférica. Fuente [25]

La expresión para *Tz es:* 

$$T_z = \frac{{}^{3P}}{2\pi a^2} \left[\sin\psi^2 \cos\psi^2 + \cos\psi^4\right] = \frac{{}^{3P}}{2\pi a^2} \cos\psi^2$$
(1.21)

#### 4.4 Debilitación del suelo

En los recientes años se ha progresado en el desarrollo de procedimientos analíticos para evaluar los terrenos bajo condiciones de carga dinámica. De acuerdo con [11], en los casos en los que la respuesta del suelo no incluye desplazamientos residuales, esta respuesta está determinada principalmente por el módulo de cillaza (anteriormente lo hemos denominado módulo de elasticidad transversal) y las características de amortiguamiento del suelo bajo condiciones de carga cíclica simétrica.

#### 4.4.1 Métodos de determinación

Varios procedimientos han sido usados para determinar ambas características anteriormente mencionadas:

- Determinación directa de las relaciones tensión-esfuerzo. Las relaciones tensiónesfuerzo pueden ser determinadas por ensayos de compresión triaxial, pruebas de cizalla o por tests de cizalla torsional. En general, estos procedimientos se usan para medir el módulo y la amortiguación para esfuerzos desde moderados a relativamente altos.
- Tests de vibración forzada. Consisten en la determinación de frecuencias de resonancia y medidas de respuesta a otras frecuencias que han sido usadas para determinar ambos factores. En general, estos procedimientos se usan para determinar estas propiedades para esfuerzos desde relativamente bajos a moderados.
- Tests de vibración libre. Se realizan mediciones del deterioro como respuesta de una muestra de suelo o depósito de suelo. Se han utilizado para medir tanto los

módulos como los factores de amortiguamiento de los suelos. Los métodos de excitación son esencialmente similares a los anteriores, pero pueden usarse para medir las características del suelo desde niveles relativamente bajos a moderadamente altos de tensión.

- Medición de campo de velocidades de onda. Las pruebas de campo se han utilizado para medir la velocidad de propagación de ondas de compresión, ondas de corte y ondas de Rayleigh a partir de las cuales se pueden determinar fácilmente los valores del módulo del suelo para condiciones de baja tensión. Sin embargo, este procedimiento no permite determinar valores de amortiguamiento.
- Análisis de la respuesta del terreno durante los terremotos. En algunos casos donde se han determinado movimientos a diferentes profundidades en un perfil de suelo durante terremotos, se han realizado cálculos para determinar los módulos y factores de amortiguación controlando la respuesta del depósito.

En la *Figura 22*, se encuentra un resumen de los posibles procedimientos a aplicar, así como de sus características.

General Procedure	Procedure Test Condition Approximate Strain Range		Properties Determined
Determination of hysteretic stress- strain relationships	Triaxial compression Simple Shear Torsional shear	$10^{-2} to 5\% 10^{-2} to 5\% 10^{-2} to 5\% 10^{-2} to 5\% $	Modulus; damping Modulus; damping Modulus; damping
Forced vibration	Longitudinal vibrations Torsional vibrations Shear vibrations - lab Shear vibrations - field	$10^{-4} \text{ to } 10^{-2} \%$ 10^4 to 10^2 \% 10^4 to 10^2 \%	Modulus; damping Modulus; damping Modulus; damping Modulus
Free vibration tests	Longitudinal vibrations Torsional vibrations Shear vibrations - lab Shear vibrations - field	$10^{-3}$ to 1% $10^{-3}$ to 1% $10^{-3}$ to 1% $10^{-3}$ to 1%	Modulus; damping Modulus; damping Modulus; damping Modulus
Field wave velocity measurements	Compression waves Shear waves Rayleigh waves	$\approx 5 \times 10^{-4} \% $ $\approx 5 \times 10^{-4} \% $ $\approx 5 \times 10^{-4} \% $	Modulus Modulus Modulus
Field seismic response	Measurement of motions at different levels in deposit		Modulus; damping

Figura 22. Procedimientos para medir características del suelo.Fuente [11]

# 4.4.2 Factores que influyen en el módulo de cizalla y en el factor de amortiguación

Hardin y Drnevich (1970) [11] realizaron un estudio exhaustivo para determinar los factores que afectan al módulo de cizalla y al factor de amortiguamiento de suelo. En dicho estudio, se sugirió que los factores son:

#### - Factores principales:

- Amplitud de la deformación angular, Y.
- $\circ$  Tensión principal media efectiva,  $\sigma_m'$
- o Índice de poros, e.
- o Número de ciclos de carga, N.
- o Grado de saturación para suelos cohesivos, S.

#### - Los factores menos importantes incluyen:

- o Tensión de corte octaédrica.
- o Ratio de sobreconsolidación, OCR
- $\circ$  Parámetros efectivos de resistencia al esfuerzo, c' y  $\phi$ '.
- Efectos del tiempo.

#### 4.4.3 Módulo de cizalla para terreno arenoso

Todas las investigaciones han demostrado que los valores de módulo para arenas son fuertemente influenciados por la presión de confinamiento, la amplitud de la deformación e índice de poros (o densidad relativa) pero no significativamente por variaciones en el tamaño de grano. En general, el módulo de cizalla puede expresarse como:

$$G = 100 \cdot K_2 \cdot (\sigma'_m)^{\frac{1}{2}}$$
 (1.22)

Donde,

K<sub>2</sub> expresa la influencia del índice de poros (e) y la amplitud de la deformación (Y).

Otros factores pueden influenciar en  $K_2$  como  $\phi$ ', tensión vertical efectiva ( $\sigma_v$ ') y el coeficiente de tensión lateral en reposo ( $K_o$ ). Dado que el módulo de cizalla es directamente proporcional al factor  $K_2$ , estos parámetros influyen directamente en el primero, tal y como se observa en la *Figura 23*.



Figura 23. Influencia de varios factores en el módulo de cillaza (G). Fuente [11]

Se deduce que:

- − Para bajas deformaciones angulares ( $Y \le 10^{-3}$  por ciento), K<sub>2</sub> depende únicamente del índice de poros (e).
- Para deformaciones intermedias ( $10^{-3} < Y < 10^{-1}$  por ciento) K<sub>2</sub>, está influenciada levemente por la tensión vertical y las variaciones de  $\phi$ ' y K<sub>0</sub>. Sin embargo, sigue siendo fuertemente influenciado por el índice de poros.
- Para deformaciones altas (Y > 10<sup>-1</sup> por ciento), K<sub>2</sub> es independientemente de K<sub>o</sub>,
   φ' y e. En cambio, está influenciado por la tensión vertical.

Por tanto, a efectos prácticos, los valores de  $K_2$  pueden determinarse principalmente por el índice de poros (e) o la densidad relativa y la amplitud de deformación. Tras realizarse diferentes pruebas, se han establecido las relaciones entre estos parámetros representadas en la *Figura 24*.



Figura 24. Variación del módulo de cillaza en función de las deformaciones angulares. Fuente [11]

Se observa que, a mayor densidad relativa y deformaciones angulares pequeñas, el factor  $K_2$  es mayor. Este valor empieza a descender a medida que se aumentan las deformaciones angulares con la misma tendencia independientemente del valor de la densidad relativa.

Si se analiza la variación del cociente entre el módulo de cizalla para una deformación angular Y, y el módulo de cizalla para una deformación angular de  $10^{-4}$ , en función de la deformación angular, se observa que el módulo de corte es máximo (1) para la deformación angular de  $10^{-4}$ . Es decir, para deformaciones angulares mayores el módulo de corte del suelo disminuye, por tanto, el suelo se debilita (*Figura 25*).

Este hecho se observa también en las *Figuras 23* y 24. A partir de deformaciones angulares mayores a  $10^{-4}$ , independientemente del parámetro de variación, el factor K<sub>2</sub> disminuye y, por tanto, el módulo de cillaza también.

Una de las actividades de este TFG, será analizar los diferentes valores de los factores a partir de los cuales el terreno empieza a debilitarse para así hallar las máximas cargas (transmitidas a través de la cimentación) que el terreno puede soportar sin que ocurra una degradación de este. Así, de acuerdo a los párrafos anteriores, en este TFG se admitirá que la degradación del terreno no se producirá si el valor de la distorsión angular máxima se mantiene por debajo del valor límite de 10<sup>-4</sup>.



Figura 25. Variación del módulo de corte con las deformaciones angulares para arenas. Fuente [11]

## **5.METODOLOGÍA**

Para la realización de análisis de problemas de mecánica de medios continuos y estructuras mediante metodologías numéricas existen multitud de programas de cálculo. Entre ellos cabe destacar Ansys, ADINA y otros paquetes comerciales, o bien Code\_Aster, Calculix y otros paquetes de software libre. En el seno de la División de Mecánica de Medios Continuos y Estructuras del Instituto Universitario de Sistemas Inteligentes y Aplicaciones Numéricas en la Ingeniería (SIANI) de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria (ULPGC) se lleva desarrollando durante años este tipo de software usando metodologías basadas en el Método de Elementos Finitos (MEF) y Método de Elementos de Contorno (MEC). La principal fortaleza de éstos es su habilidad para tratar de manera sencilla análisis estáticos o dinámicos en dominios infinitos o semi-infinitos, como pueden ser problemas elásticos en mecánica de suelos.

En particular, el programa de cálculo que se usa en este trabajo se denomina multifebe, y emana de [19]. Se basa en el MEC con la posibilidad de usar diferentes soluciones fundamentales, tanto para el espacio completo (dominio infinito) como el semi-espacio (dominio semi-infinito), y para problemas estáticos o dinámicos. Ello habilita a resolver multitud de problemas de mecánica de suelos con una necesidad de discretización muy pequeña. En el terreno pueden existir estructuras laminares (placas o láminas) que se modelan mediante el MEF, lo cual conduce a un método acoplado directo MEF-MEC.

Se utiliza el MEC con solución fundamental de Mindlin [24] (semi-espacio elástico en estática) permite que la única discretización necesaria sea la de los contornos de los objetos embebidos en el dominio y la de contornos presentes en la superficie libre cuya condición de contorno sea diferente de la de tracción nula. Por tanto, para el análisis de pilotes y vasos de succión la única discretización necesaria es la del fuste/falda y la tapa superior, es decir, únicamente la cimentación. Por otro lado, el MEC permite el cálculo muy preciso de tensiones en el interior de los dominios debido a que su formulación recoje como variables tanto los desplazamientos como las tensiones (a diferencia del MEF, que en su formulación clásica sólo relaciona desplazamientos). Además, el programa cuenta con una interfaz que permite la interacción directa con un software de pre- y pos-procesado denominado Gmsh

[5], lo cual facilita la creación de mallas y la visualización de resultados. Todo ello, hace que el programa usado sea a priori un programa apropiado.

## **BIBLIOGRAFÍA**

[1] Alberto Troya Diaz. (2017). Diseño Geotécnico De Cimentaciones Para Aerogeneradores Offshore. Consultada el 1 de junio de 2020, en https://www.prontubeam.com/articulos/31-07-2017-DISENO-GEOTECNICO-CIMIENTOS-TURBINAS-EOLICAS-OFFSHORE

[2] Alex Jaax. (2016). Skill relatedness and economic restructuring: The case of Bremerhaven. Consultada el 1 de junio de 2020, en https://www.researchgate.net/figure/Main-components-of-an-offshore-wind-turbine\_fig1\_286480241

[3] Ángel Franco García. (2011). Principio de Arquímedes. Consultada el 30 de abril de 2020, en http://www.sc.ehu.es/sbweb/fisica/fluidos/estatica/arquimedes/arquimedes.htm

[4] Asociación Empresarial Eólica. (2019). Potencia instalada y generación. Consultada el 24 de abril de 2020, en https://www.aeeolica.org/sobre-la-eolica/la-eolica-espana/potencia-instalada-y-generacion

[5] C. Geuzaine and J.-F. Remacle. Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. International Journal for Numerical Methods in Engineering 79(11), pp. 1309-1331, 2009.

[6] Cleantech Camp. (2016). Ahora los parques eólicos marinos pueden ser más eficientes. Consultada el 24 de abril de 2020, en https://www.cleantechcamp.com/parques-eolicosmarinos-mas-eficientes/

[7] Damian Carrington. (2013). 'Suction bucket' lays new foundation for offshore wind.
Consultada el 30 de abril de 2020, en https://www.theguardian.com/environment/2013/jan/22/suction-bucket-offshore-wind

[8] del Estado, P. (1995). Recomendaciones para obras marítimas ROM 0.4-95. Acciones climáticas II: Viento. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid.

[9] DET NORSKE VERITAS AS, DNV-OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures. 2014.

[10] Díaz-Hellín Benito, A., de la Riva Álvarez, A., Peralta, A., y Déniz Pérez, Ó (2014). *Análisis comparativo de implementación de un parque eólico marino en Reino Unido y en Canarias*. (trabajo fin de máster). Escuela de Organización Industrial.

[11] Earthquake Engineering Research Center (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses (3354).

[12] Educativa. (2020). Corrientes marinas. Consultada el 30 de abril de 2020, en http://educativa.catedu.es/44700165/aula/archivos/repositorio/2500/2578/html/42\_corrient es\_marinas.html

[13] Educativa. (2020). Olas y mareas. Consultada el 30 de abril de 2020, en http://educativa.catedu.es/44700165/aula/archivos/repositorio/2500/2578/html/41\_olas\_y\_ mareas.html

[14] EMODnet. (2020). Bathymetry. Consultada el 24 de abril de 2020, en https://portal.emodnet-bathymetry.eu/

[15] Floating Wind Turbines. (2020). Stabilizing Systems. Consultada el 30 de abril de 2020, en http://floatingwindfarm.weebly.com/stabilizing-systems.html

[16] Gentils, G., Wang, L., y Kolios, A (2017). Integrated Structural Optimisation of Offshore Wind Turbine Support 2 Structures Based on Finite Element Analysis and Genetic Algorithm. *Applied Energy*, 199, 187-204.

[17] Helen Bailey, Kate L Brookes. (2014). Assessing Environmental Impacts of Offshore Wind Farms: Lessons Learned and Recommendations for the Future. Consultada el 30 de abril de 2020, en https://www.researchgate.net/figure/Types-of-offshore-wind-turbine-foundations-reproduced-from-ref-102-source-Principle\_fig4\_266086383

[18] Iberdrola Renovables. (2011). Generación Eólica Offshore Retos y perspectivas de desarrollo. Consultada el 24 de abril de 2020, en http://www.somorrostro.com/pdf/generacion\_eolica\_offshore.pdf

[19] J.D.R. Bordón. Coupled model of finite elements and boundary elements for the dynamic analysis of buried shell structures. Tesis Doctoral. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria (2017)

[20] Laszlo, A., Bhattacharyab., S; Macdonalda, J., Hogana S.J (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,92,126-152.

[21] Ministerio de Industria Turismo y Comercio, Ministerio de Medio Ambiente, Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación, "Estudio estratégico ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos," 2009.

[22] Ortiz, L. (2004). Elasticidad. McGraw-hill.

[23] Ramón Roca. (2019). El primer aerogenerador 'offshore' de España entra en operación: es la primera vez que la eólica marina inyecta energía a la red eléctrica. Consultada el 24 de abril de 2020, en https://elperiodicodelaenergia.com/el-primer-aerogenerador-offshore-deespana-entra-en-operacion-es-la-primera-vez-que-la-eolica-marina-inyecta-energia-a-lared-elecrica/

[24] R.D. Mindlin. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Journal of Applied Physics, 7, 195-202 (1936).

[25] Selvadurai, A.P. S., y Davis, R.0 (1996). Elastic and Geomechanics. Cambridge, Unite Kingdom.

[26] Shaofeng Wang, Torben Juul Larsen. (2019). Permanent accumulated rotation of an offshore monopile wind turbine in sand during a storm. Consultada el 3 de junio de 2020, en https://www.researchgate.net/figure/The-DTU-10MW-wind-turbine-supported-by-a-monopile-sited-in-33-m-water-depth-The-pile\_fig5\_335397348

[27] Sistema de Información Territorial de Canarias- IDE Canarias . (2020). Visor Grafcan. Consultada el 24 de abril de 2020, en https://visor.grafcan.es/visorweb/

[28] Solar Energy. (2019). Aerogeneradores y cimentaciones. Consultada el 30 de abril de 2020, en http://energyprofessionalsymposium.com/?p=36674

# PARTE II: MEMORIA JUSTIFICATIVA

# **ÍNDICE**

1. VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS1
2. PLANTEAMIENTO DE LOS CASOS DE ESTUDIO
3. ESTUDIO PARAMÉTRICO
3.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO ASOCIADO AL VALOR LÍMITE (10 <sup>-4</sup> ) DE LA
DISTORSIÓN ANGULAR EN LOS PUNTOS DEL TERRENO15
3.1.2 Análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para colores de carga iguales a la crítica
3.1.3 Variación de la distorsión angular con la profundidad43
3.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO ASOCIADO AL VALOR LÍMITE (0.5º) DEL GIRO DE
LA CIMENTACIÓN A COTA CERO
3.2.1 Carga crítica que produce el giro máximo admisible. Influencia de los parámetros D; L/D y G_suelo
3.2.2 Análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para valores de carga iguales a la
crítica (giro en la tapa de la cimentación = 0.5°)
4. CASO DE ESTUDIO PARTICULAR
4.1 DATOS DE PARTIDA
<b>4.1.1 Ubicación</b>
4.1.2 Modelo de aerogenerador
4.1.3 Datos geotécnicos
4.1.4 Cargas sobre la cimentación
4.2 PLANTEAMIENTO DEL CASO DE APLICACIÓN
4.3 ANÁLISIS DEL CASO DE APLICACIÓN72
4.3.1 Análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para colores de carga iguales a las cargas reales. Caso de aplicación72
4.3.2 Análisis del giro en la tapa de la cimentación debido a las cargas aplicadas en la cimentación.
Caso de aplicación74
4.3.3 Conclusiones del análisis del caso de aplicación75
5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN77
BIBLIOGRAFÍA

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Parámetros del problema de validación. Fuente [6]	_ 2
Figura 2. Geometría de la cimentación	_ 3
Figura 3. Mallado desde el punto de vista del interior del terreno	_ 4
Figura 4. Tensión $\sigma_{zz}$ en la tapa de la cimentación	_ 5
Figura 5.Tensión σ <sub>zz</sub> en el suelo	_ 5
Figura 6. Validación: Comparación $\sigma_{zz}$ en función de r	_ 7
Figura 7. Validación: Comparación σ <sub>zz</sub> en función de z	_ 8
Figura 8. Validación: Comparación $\sigma_{zz}$ en función de x=r. Desplazamiento vertical prescrito; condiciones	3
relajadas	_ 9
Figura 9. Validación: Comparación $\sigma_{zz}$ en función de z. Desplazamiento vertical prescrito; condiciones	
relajadas	10
Figura 10. Esquema de cimentación tipo vaso de succión	. 12
Figura 11. Sistema de coordenadas y criterio de signos utilizados	13
Figura 12. Preprocesado: mallado de la cimentación. Ejemplo: D=3m; L/D=0	14
Figura 13. Preprocesado: mallado del conjunto cimentación-terreno. Ejemplo: D=3m; L/D=0	14
Figura 14. Variación de los valores de las cargas críticas horizontal (Fx), vertical (Fz) y momento (My),	
para un diámetro D=3m. Influencia de los parámetros L/D y G_suelo	17
Figura 15. Variación de los valores de las cargas críticas horizontal (Fx), vertical (Fz) y momento (My),	
para un diámetro D=5 m. Influencia de los parámetros L/D y G_suelo	18
Figura 16. Variación de los valores de las cargas críticas horizontal (Fx), vertical (Fz) y momento (My),	
para un diámetro D=7 m. Influencia de los parámetros L/D y G_suelo	19
Figura 17. $D=3 m$ ; $L=0 m$ ; $G_{suelo}=2.10^7 Pa_{}$	21
Figura 18. $D=3 m$ ; $L=1,5 m$ ; $G_{suelo}=2.10^7 Pa$	21
Figura 19. $D=3 m$ ; $L=3 m$ ; $G_{suelo}=2.10^7 Pa_{$	. 22
Figura 20. $D=3 m$ ; $L=6 m$ ; $G_{suelo}=2.10^7 Pa_{}$	. 22
Figura 21. $D=3$ m; $L=0$ m; $G_{suelo}=2\cdot 10^7 Pa_{}$	. 24
Figura 22. $D=3 m$ ; $L=1,5 m$ ; $G_{suelo}=2.10^7 Pa$	. 24
Figura 23. $D=3 m$ ; $L=3 m$ ; $G_{suelo}=2.10^7 Pa_{}$	25
Figura 24. D=3 m; L=6 m; G_suelo=2·10 <sup>7</sup> Pa	. 25
Figura 25. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro (Fx)	29
Figura 26. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (Fx)	30
Figura 27. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (Fx)	31
Figura 28. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro D (Fz)	34
Figura 29. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (Fz)	35
Figura 30. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (Fz)	36
Figura 31. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro D (My)	39
Figura 32. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (My)	40

Figura 33. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (My) 4	1
Figura 34. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga horizontal unitaria	
D=3 m 4	4
Figura 35. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga horizontal unitaria	
D=5 m 44	4
Figura 36. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga horizontal unitaria	
D=7 m 4.	5
Figura 37. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga vertical unitaria.	
D=3 m 4	5
Figura 38. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga vertical unitaria.	
D=5 m 4	7
Figura 39. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga vertical unitaria.	
D=7 m 4	7
Figura 40. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de momento unitario. $D=3$ n	ı
4	8
Figura 41. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de momento unitario. D=5	
<i>m</i> 4	9
Figura 42. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de momento unitario. D=7m	
4	9
Figura 43. Variación de los valores de la carga crítica horizontal (Fx) y momento crítico (My), para un	
diámetro D=3 m. Influencia de los parámetros L/D y G_suelo 5.	2
Figura 44. Variación de los valores de la carga crítica horizontal (Fx) y momento crítico (My), para un	
diámetro D=5m. Influencia de los parámetros L/D y G_suelo5.	3
Figura 45. Variación de los valores de la carga crítica horizontal (Fx) y momento crítico (My), para un	
diámetro D=7 m. Influencia de los parámetros L/D y G_suelo 55	4
Figura 46. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro (Fx)    5.	8
Figura 47. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (Fx)5	9
Figura 48. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (Fx) 6	)
Figura 49. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro (My)       6.	3
Figura 50. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (My)6	4
Figura 51. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (My) 6.	5
Figura 52. Características del suelo. Fuente [7]    6	8
Figura 53. Sistema coordenado utilizado, caso de aplicación7	1
Figura 54. Esquema de cargas aplicadas a la cimentación; caso de aplicación 7	1
Figura 55. Distorsión angular máxima en los puntos del terreno. Superposición. Caso de aplicación 7.	3

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tensiones $\sigma_{zz}$ en un corte horizontal	6
Tabla 2. Datos del problema	6
Tabla 3. Tensión $\sigma_{zz}$	6
Tabla 4. $\sigma_{zz}$ adimensional	
Tabla 5. Datos de la ubicación propuesta	
Tabla 6. Parámetros del aerogenerador	
Tabla 7. Parámetros del terreno	69
Tabla 8. Cargas sobre la cimentación	69

## 1. VALIDACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

En este capítulo se procede a la validación de la metodología de análisis utilizada. Para ello, se comparan algunos resultados obtenidos con resultados de referencia presentes en la bibliografía.

Se plantea un problema de carga simétrica vertical aplicada en el centro de una zapata rígida circular situada en el semi-espacio. La solución analítica a este problema se encuentra en [6].

La tensión vertical ( $\sigma_z$ ) en la superficie se halla mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_z = \frac{P_{av}}{2 \cdot (1 - \frac{r^2}{a^2})^{\frac{1}{2}}}$$
(2.1)

Siendo,

*r*, distancia radial desde el centro.

a, radio de la cimentación.

Pav, presión media aplicada.

Asimismo, la distribución de tensiones ( $\sigma_{zz}$ ) debajo de la superficie puede ser obtenida a partir de la siguiente fórmula [6], para cimentación elíptica con a=b, es decir, para una cimentación circular (*Figura 1*):

$$\sigma_{z} = \frac{P_{av}}{2} \left\{ \frac{(1+\zeta^{2})(1+k^{2}\zeta^{2})+\zeta^{2}(1+k^{2}\zeta^{2})+k\zeta^{2}(1+\zeta^{2})}{[(1+k^{2}\zeta^{2})(1+\zeta^{2})]^{\frac{3}{2}}} \right\}$$
(2.2)

Donde,

$$\zeta = \frac{z}{a}$$

$$P_{av} = \frac{P}{\pi ab}$$
$$k^2 = \frac{b^2}{a^2}$$

P, carga total.



Figura 1. Parámetros del problema de validación. Fuente [6]

Para poder comparar los cálculos realizados mediante la metodología seleccionada, con los resultados analíticos, se ha realizado el estudio de la tensión  $\sigma_{zz}$  en el suelo para una cimentación rígida superficial. Se plantea una cimentación circular de radio 0,5 m y sin longitud de embebimiento a la que se le aplica carga vertical unitaria hacia abajo en su centro, dejando libre su desplazamiento. Sólo es necesario discretizar la superficie de contacto entre cimentación y suelo, cuyo contacto es soldado, es decir, no existe deslizamiento entre ambos.

Para este estudio se ha realizado, por simetría, el análisis de un cuarto del problema. La geometría del problema se ha realizado mediante el programa Gmsh [2] como se muestra en la *Figura 2*:



Figura 2. Geometría de la cimentación.

Las características de la cimentación y el suelo son:

- Radio de la cimentación (a): 0,5 m
- Módulo de poisson del suelo (v):0,2
- Módulo de cillaza del suelo (G) = $60 \cdot 10^6$  Pa.
- Módulo de elasticidad del suelo (E) = $144 \cdot 10^6$  Pa.

El siguiente paso en la resolución del problema es el mallado. Aunque la cimentación sea superficial, se desea analizar las tensiones en puntos internos del suelo. Para ello, en el programa se crean dos planos verticales como se observa en la *Figura 2*. Estos son meramente elementos para poder realizar el estudio, pero no pertenecen a la geometría de la cimentación.

El mallado realizado se muestra en la *Figura 3*. Como se observa este mallado es más denso en las zonas cercanas a la cimentación debido a que en esta zona existe un mayor gradiente de desplazamientos y tensiones (concentración de tensiones).



Figura 3. Mallado desde el punto de vista del interior del terreno.

Una vez realizado el preprocesado, se realizan los cálculos del problema mediante multifebe [3].

Los resultados obtenidos de la tensión ( $\sigma_{zz}$ ) se pueden observar en las *Figuras 4* y 5.

Se observa en la *Figura 5* que las tensiones son mayores en la zona del suelo más cercana a la cimentación superficial. Lo cual es razonable dado que se ha aplicado una carga vertical en el centro de esta. Esta tensión se va disipando a medida que se aleja de la misma. Además, se aprecian claramente los bulbos de presiones típicos de este problema de carga vertical (Problema de Boussinesq).



Figura 4. Tensión  $\sigma_{zz}$  en la tapa de la cimentación



Figura 5. Tensión  $\sigma_{zz}$  en el suelo.

De estos resultados se han extraído los valores para la  $\sigma_{zz}$  y sus correspondientes valores de x, para un corte horizontal de diferentes puntos con coordenadas y=0 y z=0, tomando el origen de las coordenadas en el centro de la cimentación. Estos resultados se recogen en la *Tabla 1*.

Ahora se procede a hallar esta misma tensión analíticamente mediante la fórmula **(2.1)**. Para poder aplicarla, es necesaria la presión media ( $P_{av}$ ), la cual se ha calculado para P=1 N y a=b=1 m.

X (m)	Y (m)	Z (m)	σ_zz (Pa)
0,00	0,00	0,00	0,67
0,04	0,00	0,00	0,70
0,08	0,00	0,00	0,70
0,12	0,00	0,00	0,71
0,17	0,00	0,00	0,72
0,21	0,00	0,00	0,76
0,25	0,00	0,00	0,80
0,29	0,00	0,00	0,85
0,33	0,00	0,00	0,91
0,37	0,00	0,00	1,06
0,42	0,00	0,00	1,26
0,46	0,00	0,00	1,79
0,50	0,00	0,00	4,19

Tabla 1. Tensiones  $\sigma_{zz}$  en un corte horizontal.

Los resultados obtenidos son los siguientes (Tabla 3):

Tabla 2. Datos del problema.		
a (m)	0,50	
v	0,20	
G (MPa)	60,00	
E (MPa)	144,00	
P_av (Pa)	1/π	

Tabla 3.	Tensión $\sigma_{zz}$
alaulada	alíti a ann an

calculada analíticamente.			
r=X	σ_zz (Pa)		
0,00	0,50		
0,05	0,50		
0,10	0,50		
0,15	0,51		
0,20	0,51		
0,25	0,52		
0,30	0,52		
0,35	0,53		
0,40	0,55		
0,45	0,56		
0,50	0,58		
0,55	0,60		
0,60	0,63		
0,65	0,66		
0,70	0,70		
0,75	0,76		
0,80	0,83		
0,85	0,95		
0,90	1,15		
0,95	1,60		
0,99	3,54		

Para poder comparar los valores analíticos y los arrojados por el programa gráficamente, debemos adimensionalizar la  $\sigma_{zz}$  que hemos extraído del programa, dividiéndola entre la presión media ( $P_{av}$ ) y representándola de tal manera que en el eje de abscisas se represente la relación r/a y en el eje de ordenadas la tensión adimensionalizada. Los resultados se muestran en la *Tabla 4*.

σ_zz (Pa)	х	x/0,5=X/r	σ_zz adimensionalizada
0,67	0,00	0,00	0,53
0,70	0,04	0,08	0,55
0,70	0,08	0,17	0,55
0,71	0,12	0,25	0,56
0,72	0,17	0,33	0,57
0,76	0,21	0,42	0,60
0,80	0,25	0,50	0,63
0,85	0,29	0,58	0,67
0,91	0,33	0,67	0,71
1,06	0,37	0,75	0,83
1,26	0,42	0,83	0,99
1,79	0,46	0,92	1,40
4,19	0,50	1,00	3,29

Tabla 4.  $\sigma_{zz}$  adimensional

A continuación, se representan ambos valores para la  $\sigma_{zz}$  (*Figura 6*).



Figura 6. Validación: Comparación  $\sigma_{zz}$  en función de r.



Figura 7. Validación: Comparación  $\sigma_{zz}$  en función de z.

Como se observa los valores de las tensiones coinciden. Ambas curvas tienen una tendencia similar. Las tensiones máximas se producen, de acuerdo con la solución analítica de Poulos y Davis [6], en el perímetro de la cimentación circular, como se comentaba anteriormente y se muestra en la *Figura 5*.

Esta misma comprobación se realizó para diferentes puntos a distintas profundidades en el eje del origen, es decir, para puntos cuyas coordenadas son x=0, y=0 y z variable. Pero en esta ocasión la  $\sigma_{zz}$  se calcula mediante la ecuación (2.2).

Representando ambas sigmas frente al valor de la profundidad se obtiene el siguiente gráfico (*Figura 7*).

En la *Figura 7* se puede observar que, si bien la distribución de tensiones con la profundidad sigue una tendencia similar, existen ciertas discrepancias. No obstante, estas discrepancias se deben a que la condición de contacto entre suelo y cimentación es deslizante (condiciones de contorno relajadas -ausencia de tensiones rasantes de contacto) en el caso de la solución analítica, mientras que es soldado (continuidad de desplazamientos horizontales) en el caso de la solución numérica.
A continuación, reformulamos el modelo numérico para incluir la condición de contacto usada en la solución analítica. Esta vez, se establece un desplazamiento vertical unitario ascendente en el centro de la tapa. Los resultados obtenidos en este caso se muestran en las *Figuras 8* y 9. Se observa que, con el cambio de condiciones de contacto, ahora la solución numérica prácticamente coincide con la solución analítica.



Figura 8. Validación: Comparación  $\sigma_{zz}$  en función de x=r. Desplazamiento vertical prescrito; condiciones relajadas.

El cambio de condiciones de contacto se ha realizado con el fin de verificación con una solución analítica de referencia en este capítulo. Para el resto de análisis, se hará uso de las condiciones de contacto soldado (sin deslizamiento entre cimentación y suelo), que es la condición más realista para el problema bajo estudio.

Como conclusión, se puede afirmar que el software utilizado para el estudio es adecuado, por lo que los resultados arrojados posteriormente tienen carácter válido. Debe puntualizarse que el software utilizado en este TFG ha sido también validado con anterioridad en múltiples problemas. En este sentido, el apartado de validación incluido aquí ha sido escogido por ser un problema clásico de análisis de tensiones en el terreno, que por tanto se ajusta al objetivo del TFG.



Figura 9. Validación: Comparación  $\sigma_{zz}$  en función de z. Desplazamiento vertical prescrito; condiciones relajadas.

### 2. PLANTEAMIENTO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Este TFG tiene como objetivo analizar el comportamiento del suelo durante su interacción con una cimentación destinada a soportar aerogeneradores marinos. Para ello, se han seleccionado diferentes casos de estudio en los cuales los parámetros que definen la geometría de la cimentación y las características de suelo varían. Con ello, se pretende concluir qué parámetros son los más relevantes y la forma en la que afectan al terreno (desplazamientos, tensiones, deformaciones...).

Para el estudio se parte de una cimentación tipo vaso de succión compuesta por dos partes: una placa circular rígida de acero situada en la parte superior de la cimentación y la falda, también de acero, flexible y de forma cilíndrica que va anclada al suelo.

A continuación, se definen los diferentes parámetros geométricos (ver *Figura 10*) y propiedades físicas que definen cada caso a estudiar. Por un lado, los siguientes valores permanecerán iguales para todos casos:

- Módulo de cizalla del acero de la tapa ( $G_{tapa}$ ) = 78.95  $\cdot$  10<sup>12</sup> Pa.
- Módulo de cizalla del acero de la falda ( $G_{falda}$ ) = 78.95  $\cdot 10^9$  Pa.
- Coeficiente de poisson del suelo (v) = 0.4.
- Coeficiente de poisson del acero de la tapa y de la falda (v) = 0.33.
- Espesor de la tapa  $(t_{tapa})=0.10$  m.
- Espesor de la falda ( $t_{falda}$ )=0.005 m.



Figura 10. Esquema de cimentación tipo vaso de succión.

-El diámetro de la cimentación (D): 3, 5 o 7 metros.

- La relación longitud/diámetro (L/D): 0, 0.5, 1,2,5 o 8. En este rango del parámetro de embebimiento garantiza incluir en análisis desde cimentaciones superficiales (L=0 m) hasta cimentaciones profundas (L/D=8), estas últimas representando adecuadamente una cimentación pilotada.
- El módulo de cizalla del suelo (G<sub>suelo</sub>): 10<sup>6</sup>, 20·10<sup>6</sup>, 50·10<sup>6</sup> o 100·10<sup>6</sup> Pa. Así se abarca diferentes tipos de suelos, desde más blandos a suelos más duros.
- La excitación sobre la cimentación: fuerza horizontal (F<sub>x</sub>), fuerza vertical (F<sub>z</sub>) o momento sobre el eje y (M<sub>y</sub>). Tanto las fuerzas como el momento tienen valor unitario (1N, 1N·m).

Todas las posibles combinaciones obtenidas de la variación de los parámetros anteriormente mencionados dan lugar a un total de 216 casos diferentes analizados.

Se hace uso del programa Gmsh para realizar el preprocesado de las diferentes combinaciones. Esto incluye definir la geometría, realizar el mallado y establecer la carga sobre la cimentación.

Al tratarse de una cimentación cilíndrica se aprovechan las propiedades de simetría y, se realiza el cálculo de un cuarto de esta, siendo así, la resolución del problema más rápida y eficiente. Por tanto, el origen de los ejes cartesianos se sitúa en el punto central de la cimentación a la cota superficial; los ejes x e y coinciden con la parte superior de la placa circular; y el eje z indica la profundidad, siendo positiva en la dirección descendiente (*Figura 11*).



Figura 11. Sistema de coordenadas y criterio de signos utilizados.

El mallado se muestra en las *Figura 12* y *13*, en la cual se observan dos planos perpendiculares. Estos no pertenecen a la geometría del problema, se trata de dos planos auxiliares que permiten el análisis de los puntos internos del suelo.



Figura 12. Preprocesado: mallado de la cimentación. Ejemplo: D=3m; L/D=0



Figura 13. Preprocesado: mallado del conjunto cimentación-terreno. Ejemplo: D=3m; L/D=0

Una vez realizado el mallado y definida la carga sobre la cimentación, se calcula el problema mediante el programa multifebe. El tratamiento y visualización de los resultados se llevan a cabo mediante Gmsh, con la asistencia de Matlab [5] para que el manejo y la obtención de estos sea óptima y eficiente.

## **3. ESTUDIO PARAMÉTRICO**

En este capítulo se va a realizar el estudio paramétrico de los 216 casos anteriormente mencionados. Este estudio tiene dos vertientes: analizar la distorsión angular producida en los diferentes puntos del suelo, dependiendo de las cargas aplicadas en la cimentación; y estudiar el giro producido en el centro de la base de esta.

## 3.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO ASOCIADO AL VALOR LÍMITE (10<sup>-4</sup>) DE LA DISTORSIÓN ANGULAR EN LOS PUNTOS DEL TERRENO

En este apartado se pretende analizar y estudiar cómo varían las distorsiones angulares máximas (fórmula (2.3)) en los puntos del suelo en función del tipo del terreno, del tipo de carga, de la longitud de. la falda y del diámetro de la cimentación.

$$\gamma_{m \acute{a} x} = \varepsilon_I - \varepsilon_{III} \tag{2.3}$$

Siendo,

 $y_{max}$ =distorsión angular máxima.  $\mathcal{E}_{I}$ = deformación principal I.  $\mathcal{E}_{III}$ = deformación principal III.

### 3.1.1 Carga crítica que produce la distorsión angular máxima admisible en el terreno. Influencia de los parámetros D;L/D;G\_suelo.

Según se discutió en el epígrafe 4.4 de la Parte I de la memoria (Debilitación del suelo), se puede establecer una deformación angular máxima de 10<sup>-4</sup> para que no exista una debilitación del suelo (módulo de cizalla disminuido). Este valor de referencia extraído de [1], permite establecer aproximadamente a partir de qué cargas máximas (críticas) es necesario delimitar una zona de suelo debilitada. Valores de la solicitación inferiores a la que hemos denominado carga crítica no provocarán distorsiones angulares superiores a 10<sup>-4</sup>

en ningún punto del suelo, por lo que corresponden a valores de carga que no provocan la degradación mecánica del terreno. De ahí el interés en determinar el valor de la carga crítica, y en conocer cómo influyen los parámetros (D, L/D, G\_suelo) en el valor de dicha carga.

Para tal fin, se halla la distorsión angular máxima para cada caso (combinación de parámetros a estudiar) en cada punto del terreno, hasta una cierta distancia de la cimentación donde estemos seguros de que las tensiones y deformaciones hayan disminuido. El procedimiento es el siguiente: con el programa multifebe se determina el estado de tensiones y deformaciones ante una solicitación unitaria. Mediante el programa Gmsh se posprocesan esos resultados y se obtiene el valor de la distorsión angular máxima en cada punto. Finalmente, y aprovechando la linealidad del problema, se calcula el valor de la solicitación (carga crítica) que hace que, en el punto de mayor distorsión angular máxima, dicha distorsión alcance el valor límite definido como 10<sup>-4</sup>.

A continuación, se analiza la dependencia del valor de carga crítica con los parámetros que hemos definido como más importantes: diámetro D de la cimentación, relación de embebimiento L/D y dureza del terreno G\_suelo. Las *Figuras 14, 15 y 16* muestran la evolución de los valores de la carga crítica horizontal, vertical y del momento crítico, para valores del diámetro iguales a 3, 5 y 7 m, respectivamente. Se incluye el estudio para cuatro tipos de suelo (caracterizados por sus correspondientes módulos de cizalla), y se analiza la influencia del grado de embebimiento de la cimentación (L/D) para valores  $0 \le L/D \le 8$ . Este rango del parámetro L/D barre desde cimentaciones superficiales hasta pilotes de gran esbeltez. Se representan la variación de estas cargas críticas para un mismo diámetro, tipo de carga y módulo de cizalla del suelo; en función de la longitud de la falda.

#### - Gráficas para D=3 m



Figura 14. Variación de los valores de las cargas críticas horizontal (Fx), vertical (Fz) y momento (My), para un diámetro D=3m. Influencia de los parámetros L/D y G\_suelo.

#### - Gráficas para D=5 m



Figura 15. Variación de los valores de las cargas críticas horizontal (Fx), vertical (Fz) y momento (My), para un diámetro D=5 m. Influencia de los parámetros L/D y G\_suelo.

#### – Gráficas para D=7 m



Figura 16. Variación de los valores de las cargas críticas horizontal (Fx), vertical (Fz) y momento (My), para un diámetro D=7 m. Influencia de los parámetros L/D y G\_suelo.

Se observa que la tendencia de las gráficas es similar para cada diámetro y tipo de carga. Las cargas que generan esa distorsión angular límite crecen a medida que aumentan el diámetro, la longitud de la falda y el módulo de cizalla del suelo. Este resultado es razonable dado que las rigideces de la cimentación (y por tanto las cargas necesarias para conseguir unas deformaciones dadas) crecen cuando cada uno de estos parámetros aumentan.

Destaca una excepción en los casos para D=3 m,  $G_{suelo}=2 \cdot 10^7$  Pa y fuerza horizontal (F<sub>x</sub>), puesto que se aprecia una fluctuación de la carga crítica, descendiendo para la longitud de la falda de 3 m en comparación con la cimentación superficial (*Figura 13*). Por lo que se rompe la tendencia ascendiente de la curva.

Para explicar este fenómeno, las *Figuras 17, 18, 19* y 20 presentan mapas de colores donde se representa la distorsión angular máxima en cada punto del suelo para el caso diámetro D=3 m y longitudes de falda L=  $\{0, 1.5, 3, 6\}$  m. En cada caso se aplica la respectiva carga crítica, y por tanto la mayor deformación angular máxima es 0,0001 en todos los casos. En ellas puede observarse que las mayores máximas distorsiones angulares ocurren en la base y en la punta de la falda. En el caso anómalo (*Figura 19*) se observa que la zona de mayores deformaciones máximas es bastante más pequeña que en el resto de casos, casi inapreciable. Ello indica que se trata posiblemente de un aspecto numérico debido a la discretización y/o pos-procesamiento de resultados, en donde el mayor valor de la máxima deformación angular en todo el suelo se da en un punto, pero no en una zona apreciable alrededor del punto.



*Figura 17. D*=3 *m*; *L*=0 *m*; *G\_suelo*=2·10<sup>7</sup> *Pa* 



*Figura 18. D*=3 *m*; *L*=1,5 *m*; *G\_suelo*=2·10<sup>7</sup> *Pa* 



Figura 19. D=3 m; L=3 m; G\_suelo=2.10<sup>7</sup> Pa



*Figura 20. D=3 m; L=6 m; G\_suelo=2.10<sup>7</sup> Pa* 

Por otra parte, se presentan los mapas de colores de los casos anteriores escalados para los valores máximo y mínimo de la distorsión angular máxima de los 4 casos de estudio (*Figuras 21, 22, 23 y 24*). Se observa cómo la distorsión angular máxima  $(1,18\cdot10^{-8})$ , se va concentrando en una zona cada vez más pequeña a medida que se aumenta la longitud de la falda. Esto concuerda con lo visto en la gráfica anterior (*Figura 14*): a medida que se aumenta la longitud de la falda, las cargas críticas son mayores, es decir, las distorsiones angulares máximas que se generan en el suelo son menores.

Volviendo a las gráficas *Figuras 14,15* y *16*, destaca en los casos en los que se aplica esfuerzo vertical (F<sub>z</sub>), la existencia de una diferencia de magnitud de la carga crítica entre las cimentaciones superficiales (L=0) y las cimentaciones que empiezan a tener longitud de embebimiento. Siendo mayor la fuerza crítica para la superficial que para la primera cimentación con longitud. Este efecto, que en principio puede parecer contradictorio, puede explicarse ya que, en comparación con la cimentación superficial, la presencia de una falda de pequeña longitud provoca un incremento considerable del valor de la distorsión angular en los puntos del suelo en contacto con la falda de la cimentación. Sin embargo, a medida que la longitud de la falda aumenta (y por tanto crece la longitud de contacto entre cimentación y suelo), las tensiones rasantes de contacto provocadas por la carga vertical se van relajando, y por tanto las distorsiones angulares. Consiguientemente, el aumento de profundidad lleva a un aumento de la carga crítica.



*Figura 21. D=3 m; L=0 m; G\_suelo=2.10<sup>7</sup> Pa* 



*Figura 22. D=3 m; L=1,5 m; G\_suelo=2.10<sup>7</sup> Pa* 



*Figura 23. D*=*3 m; L*=*3 m; G\_suelo*=2·10<sup>7</sup> *Pa* 



*Figura 24. D=3 m; L=6 m; G\_suelo=2.10<sup>7</sup> Pa* 

Finalmente, para los tres tipos de solicitación, e independientemente del diámetro y del módulo de cizalla del terreno, se observa, en todos los casos, que a partir de un cierto valor del enterramiento L/D, el valor de la carga crítica ya no aumenta significativamente. Este efecto era esperado, pues es bien sabido que, a partir de un cierto valor de la esbeltez de un pilote, su capacidad portante no aumenta, ya que la parte más profunda del mismo deja de contribuir significativamente a resistir las acciones (fuerzas/momentos).

# 3.1.2 Análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para colores de carga iguales a la crítica

El programa Gmsh permite representar las distorsiones angulares máximas en cada punto del suelo en mapas de colores. Habiendo escogido como estado límite el valor de carga que provoca que la distorsión angular máxima en algún punto del terreno alcance el valor  $10^{-4}$ , resulta muy ilustrativo visualizar cuál es la distribución de los valores de dicha distorsión angular, y cómo dicha distribución se ve afectada por los principales parámetros del problema. Para ello, se ha seleccionado un caso intermedio de referencia, el caso para: D=5 m, L=10 m (L/D = 2) y G<sub>suelo</sub>= $2 \cdot 10^7$  Pa. Se van a analizar las variaciones del campo de distorsiones angulares, cambiando el diámetro, la longitud, la relación L/D y el módulo de cizalla del suelo para los tres tipos de carga (F<sub>x</sub>,F<sub>z</sub> y M<sub>y</sub>).

Como se ha dicho, estos mapas de colores ilustran las distorsiones angulares producidas en el suelo por las cargas críticas mencionadas en el apartado anterior. Es decir, las cargas máximas que soportan el suelo antes de empezar a degradarse, es decir, las cargas que producen una distorsión angular de 0,0001.

Los colores más cálidos (rojo oscuro, rojo claro, marrón) representan las distorsiones altas y medias-altas; los colores amarillo y azul claros representan las distorsiones medias; y los azules oscuros, las distorsiones bajas.

#### 3.1.2.1 Carga crítica horizontal (Fx)

Se presentan los mapas de colores correspondientes a la carga horizontal.

#### 3.1.2.1.1 Influencia del diámetro D de la cimentación

Si se mantiene la relación L/D, el módulo de cillaza del suelo ( $G_{suelo}=2 \cdot 10^7$  Pa) y se va aumentando el diámetro de la cimentación, se observa cómo las distorsiones máximas se van produciendo en zonas más pequeñas (*Figura 25*). Es decir, a medida que aumenta el diámetro las distorsiones angulares máximas se van produciendo en menores puntos del suelo.

Además, estas distorsiones mayores (en rojo) pasan de producirse a lo largo de toda la falda (para D=3 m, D=5 m), a producirse sólo en los extremos de esta para D=7 (*Figura 25*). Se concluye que el aumento del diámetro de la cimentación, a igualdad del resto de parámetros estudiados, favorece la localización de los puntos de mayor distorsión angular y, por tanto, tiene un efecto favorable para el estado de tensiones y deformaciones del suelo.

#### 3.1.2.1.2 Influencia de la relación L/D de la cimentación

Por otra parte, si se varía la longitud de embebimiento dejando los demás parámetros constantes, para las longitudes pequeñas (L/D=1), las distorsiones angulares se producen ante todo fuera del vaso. Es decir, el suelo interior se deforma en menor medida, colabora menos.

Esto cambia a medida que se va aumentando la longitud (L/D=2). Estas deformaciones también se van generando en el terreno situado interior de la cimentación hasta que se producen de igual manera tanto el exterior como en el interior del vaso (L/D=5 m). Se puede observar cómo se unifican los colores (*Figura 26*).

Las distorsiones angulares máximas en todos los casos se producen en la parte superior de la cimentación (la tapa). Con la diferencia que se va empequeñeciendo la zona en la que se produce, al aumentar la relación L/D.

#### 3.1.2.1.3 Influencia de la dureza (módulo de cizalla) del terreno

En la *Figura 27*, se observa la influencia del tipo terreno, caracterizado por el valor de su módulo de cizalla. Entre los mapas de colores para  $G_{suelo}=10\cdot10^6$  Pa y  $G_{suelo}=20\cdot10^6$  Pa no existe mucha diferencia, puesto que estos valores son cercanos. Sin embargo, para  $G_{suelo}=50\cdot10^6$  Pa, la rigidez del suelo es mayor, por tanto, se observa que las distorsiones angulares máximas son menores en magnitud.

Sin embargo, continúa el mismo patrón: las distorsiones angulares máximas se producen en la parte superior, donde entran en contacto la placa rígida con el suelo. Asimismo, el suelo interior del vaso se distorsiona cada vez menos.



Figura 25. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro (Fx)



Figura 26. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (Fx)



Figura 27. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (Fx)

#### 3.1.2.2 Carga crítica vertical (Fz)

En este apartado se presenta el análisis correspondiente a la solicitación vertical (Fz).

#### 3.1.2.2.1 Influencia del diámetro D de la cimentación

Al tratarse de una carga vertical, las distorsiones angulares se producen verticalmente, es decir, las franjas de colores tienen una orientación vertical, a diferencia de los mapas anteriores (para  $F_x$ ) en los cuales el sentido es horizontal.

En los mapas de la *Figura 28* se aprecia que las distorsiones angulares máximas aparecen a lo largo del exterior de la falda para el diámetro menor (D=3 m). Pero estas se producen ante todo en los extremos superior e inferior de la falda, siendo leves en el centro de esta. Sin embargo, a medida que aumenta el diámetro, estás distorsiones aumentan el centro y extremo superior de la falda. La influencia del factor D es, en cualquier caso, de menor importancia para el caso de solicitación vertical que para el caso anteriormente visto de solicitación horizontal.

En cuanto al terreno situado en el interior del vaso, las distorsiones van aumentando con el incremento del diámetro, pero sin llegar a ser de elevada magnitud (son color amarillo).

#### 3.1.2.2.2 Influencia de la relación L/D de la cimentación

Si en cambio se varía la relación L/D y se mantiene el diámetro, para relaciones bajas (L/D=1), la deformación máxima mayoritariamente se produce en el extremo inferior de la falda y pasa a producirse únicamente en el extremo superior de esta, al aumentar la relación (L/D=5) (*Figura 29*).

El terreno interior para la relación más baja se distorsiona poco, es decir, ante todo trabaja el terreno exterior a la camisa. No obstante, para las relaciones de esbeltez mayores, el suelo interior empieza a trabajar conjuntamente con el exterior, hasta que en ambas zonas se producen las mismas distorsiones (unificación de colores) como se observa en la *Figura 30*.

#### 3.1.2.2.3 Influencia de la dureza (módulo de cizalla) del terreno

Algo parecido al apartado anterior sucede cuando se incrementa el módulo de cizalla del suelo. Las distorsiones angulares de mayor magnitud aparecen en el exterior de la falda, inicialmente solo en la parte inferior de la misma, pero al aumentar el módulo se extiende a lo largo de ella. Además, la distorsión máxima pasa de generarse en el extremo inferior (para  $G_{suelo}=10\cdot 10^6 Pa$ ) a producirse también en el extremo superior ( $G_{suelo}=50\cdot 10^6 Pa$ ).

Por otra parte, el terreno interior a la camisa se va deformando más con el incremento del módulo (*Figura 30*).



Figura 28. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro D (Fz)



Figura 29. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (Fz)



Figura 30. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (Fz)

#### 3.1.2.3 Momento Crítico (My)

En este apartado se presenta el análisis obtenido para el caso de que la solicitación sea un momento (My)

#### 3.1.2.3.1 Influencia del diámetro D de la cimentación

En los casos en el los que se aplica un momento a la cimentación, destaca la participación del terreno interior de la camisa en todos los casos. Esto se aprecia en los mapas de colores (*Figura 31*), puesto que se producen distorsiones angulares de valores medios-altos (color marrón) y altos (color rojo) para todos los diámetros. Siendo las distorsiones angulares mayores a medida que se aumenta el diámetro.

Por otra parte, las deformaciones máximas se localizan en todos los casos en la parte superior en la zona cercana a la cimentación, dado que el momento tiende a girar la cimentación y el extremo superior derecho es el que más se desplaza debido a dicho giro. Sin embargo, destaca cómo la zona de deformaciones altas (de color rojo) situada en la parte inferior de la falda va disminuyendo a medida que aumenta el diámetro. Es decir, con el aumento del diámetro las deformaciones mayores se acumulan en la parte superior de la cimentación.

#### 3.1.2.3.2 Influencia de la relación L/D de la cimentación

Como se ha visto anteriormente, las distorsiones angulares más altas (color marrón, rojo claro y rojo oscuro), a media que se aumenta la relación L/D, pasan de localizarse a lo largo de toda la falda para relaciones menores (L/D=1; L/D=2), a situarse en la parte superior de la cimentación (L/D=5). Tanto en el suelo interior como el exterior (*Figura 32*).

Por otra parte, las deformaciones en el interior de la camisa, en la zona menos profunda del terreno, van aumentando con el incremento de la relación L/D.

Finalmente, destaca que para la relación L/D=1, se generan deformaciones máximas en la zona de contacto de la camisa con el terreno en el extremo inferior de la misma. Pero las deformaciones en esta zona van disminuyendo con el incremento de la relación. Por tanto,

para relaciones L/D mayores, el giro (y por tanto distorsión) que experimenta el terreno a la misma profundidad, es menor. En otras palabras, la rigidez del conjunto cimentación-suelo ante un momento aumenta con la relación de esbeltez L/D.

#### 3.1.2.3.3 Influencia de la dureza (módulo de cizalla) del terreno

En el siguiente supuesto en el que se mantiene el diámetro y la relación L/D, cambiando el módulo de cizalla del suelo, se aprecia que, a medida que aumenta este, las distorsiones angulares van disminuyendo a lo largo de la falda (pasa de color rojo a marrón). Es decir, el giro de la cimentación pasa a producir distorsiones angulares relevantes del suelo solamente en la parte superior de la cimentación. Esto se debe a que el endurecimiento del suelo se incrementa.

Asimismo, en la zona de terreno interior, confinado por la cimentación, los valores de las distorsiones van incrementando como se muestra en la *Figura 33*. Esto quiere decir que la participación del suelo confinado por el vaso es más relevante, ante el vuelco, para suelos más rígidos que para otros menos rígidos.



maxgamma (internal elements)\_adapted\_MathEval 5.38e-09 6.45e-07 7.73e-05

Caso:D=7 m, L=14 m, G\_suelo=20.10<sup>6</sup> Pa, My

Figura 31. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro D (My)



Figura 32. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (My)



Figura 33. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (My)

# 3.1.2.4 Conclusiones del análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para colores de carga iguales a la crítica

Una vez realizado el análisis de los mapas de colores de distorsiones angulares en el terreno, se concluye:

- Generalmente las distorsiones angulares máximas se sitúan en la parte superior del terreno exterior al vaso, en la zona de contacto entre el suelo y la cimentación.
- Para los casos en que la solicitación es un momento, el suelo interior del vaso se distorsiona más que para los casos de carga horizontal (F<sub>x</sub>) y carga vertical (F<sub>z</sub>).
- Con el aumento del diámetro de la cimentación, los puntos de mayor distorsión angular se localizan en la parte superior del terreno exterior al vaso para carga horizontal y momento. No obstante, para carga vertical, la influencia del factor D es menos relevante, puesto que, con este, las distorsiones se sitúan a lo largo de la falda (zona exterior).
- Con el aumento de la relación L/D, se produce, para todas las cargas, una unificación de las distorsiones tanto en la zona exterior como interior del vaso.
- El aumento del módulo de cizalla del suelo tiene efectos diferentes para cada tipo de esfuerzo:
  - Carga horizontal (F<sub>x</sub>): las distorsiones angulares máximas se producen en zonas cada vez más reducidas localizadas en el extremo superior del suelo y exterior a la falda (zona de contacto con la tapa rígida). Además, el suelo interior se deforma menos. Esto se debe al aumento de la dureza del terreno.
  - Carga vertical (F<sub>z</sub>): las distorsiones angulares máximas pasan de localizarse en la parte inferior del suelo y exterior de la falda, al extremo superior. En cambio, el suelo interno del vaso se deforma cada vez más.

 Momento (M<sub>y</sub>): las distorsiones angulares máximas se localizan en la parte superior del terreno, pero tanto el terreno interior como exterior del vaso.

#### 3.1.3 Variación de la distorsión angular con la profundidad

A continuación, se va a realizar el análisis de la variación con la profundidad de las distorsiones angulares máximas que se producen en el suelo para las cargas unitarias ( $F_x=1$  N,  $F_z=1$  N y My= 1 N·m). El análisis se concentra en los puntos del terreno situados en la vertical del centro de la cimentación. Es decir, se va a estudiar la variación de la distorsión máxima en los puntos de coordenadas x=0, y=0 y z variable.

En el análisis que se presenta a continuación se muestran estas variaciones para un mismo tipo de carga ( $F_x$ ,  $F_z$  y M<sub>y</sub>), diámetro (D=3 m, D=5 m, D=7 m) y tipo de suelo. En una misma gráfica se representan las distintas longitudes de la cimentación, siendo constantes los parámetros mencionados anteriormente.

#### **3.1.3.1 Carga horizontal (Fx)**

Al aplicar una carga horizontal, para todas las longitudes de enterramiento (L/D), coincide que las máximas distorsiones angulares se producen en z=0, es decir, como se vio en los mapas de colores anteriores, la distorsión angular del terreno decrece con la profundidad.

Destaca que las deformaciones angulares van disminuyendo desde la superficie hasta que termina la falda de la cimentación (z=L) donde se produce un pico (*Figuras 34, 35* y *36*). Este incremento local de la distorsión se produce, por tanto, donde el terreno deja de estar confinado por la camisa lateral del vaso de cimentación y. por tanto "protegido" por ella ante la solicitación horizontal existente. Para profundidades superiores a esta zona de transición, las distorsiones vuelven a decrecer.



Figura 34. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga horizontal unitaria. D=3 m



Figura 35. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga horizontal unitaria. D=5 m


Figura 36. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga horizontal unitaria. D=7 m

Por otra parte, a media que aumenta el módulo de cizalla del suelo ( $G_{suelo}$ ), los valores de las distorsiones máximas van disminuyendo debido al aumento de la rigidez del suelo.

Si se analiza el efecto del diámetro, se aprecia cómo al aumentar este, los valores de las distorsiones disminuyen. Las curvas tienen la misma tendencia, pero valores inferiores. Además, se observa cómo las curvas descienden de una manera continua para D=3 m; en cambio para D=5 m y D=7 m, estas curvas presentan ondulaciones que son más acusadas al aumentar el módulo de cizalla del suelo (*Figuras 34,35 y 36*).

### 3.1.3.2 Carga vertical (Fz)

Si en lugar de una carga horizontal, se aplica una carga vertical (*Figuras 37,38* y 39), se aprecia que, el descenso de las distorsiones angulares al aumentar la profundidad hasta z=L, es menos acusado (*Figura 37*) que para una carga horizontal. Sin embargo, para z > L, este descenso es igual de acusado, dado que la cimentación influye menos en suelo a mayor profundidad.

Se sigue produciendo un pico en la distorsión para z=L, pero este pico tiene mayor amplitud. Asimismo, las distorsiones máximas disminuyen de valor con el aumento de la rigidez del suelo.

Por otra parte, con el aumento del diámetro, los valores de las distorsiones máximas disminuyen al igual que pasaba en el caso de solicitación horizontal.



Figura 37. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga vertical unitaria. D=3 m



Figura 38. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga vertical unitaria. D=5 m



Figura 39. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de carga vertical unitaria. D=7 m

#### **3.1.3.3 Momento (My)**

Para los casos en los que se aplica un momento en la cimentación (*Figuras 40,41 y 42*), sucede exactamente lo mismo: las distorsiones disminuyen con el aumento del módulo de cizalla del suelo y con el incremento de la profundidad. También, se produce los picos en la terminación de la falda, pero son picos más leves (*Figura 42*), con menos amplitud y disminuyen con el aumento del módulo de cizalla del terreno.



Figura 40. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de momento unitario. D=3 m



Figura 41. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de momento unitario. D=5 m



Figura 42. Variación de la distorsión angular con la profundidad para el valor de momento unitario. D=7m

# 3.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO ASOCIADO AL VALOR LÍMITE (0.5°) DEL GIRO DE LA CIMENTACIÓN A COTA CERO

# 3.2.1 Carga crítica que produce el giro máximo admisible. Influencia de los parámetros D; L/D y G\_suelo.

Las fuerzas horizontales y los momentos, al ser aplicados a una cimentación, generan tanto desplazamientos horizontales como una tendencia al giro de esta. Este giro no debe ser demasiado grande, ya que producirían una relevante inclinación del aerogenerador y con ello, su mal funcionamiento (estado límite de servicio). Se toma como valor límite de giro, 0.5°, de acuerdo con [4].

Se procede a hallar el máximo valor de la fuerza horizontal o del momento de vuelco, que, aplicados en la parte superior de la cimentación provocará un giro de  $0,5^{\circ}$ . Para ello, se toman los valores de los desplazamientos verticales de los puntos superficiales tanto en el centro de la cimentación (x=0, y=0, z=0) como en el borde la falda (x=D/2, y=0, z=0). Debe recordarse que se ha admitido que la tapa del vaso de cimentación es rígida. Como los desplazamientos son pequeños se puede considerar que la tangente del ángulo es igual al ángulo de giro. Se aplica la siguiente fórmula:

$$tag(\theta) \cong \theta = \frac{w_r - w_0}{R}$$
(2.1)

Siendo,

-  $\theta$ , ángulo de giro en radianes.

-  $w_r$ , desplazamiento vertical en un extremo de la cimentación.

-  $w_0$ , desplazamiento vertical en el centro de la cimentación.

– *R*, radio de la cimentación.

A continuación, se repite el mismo proceso realizado en el apartado anterior: la linealidad del problema nos permite calcular el giro correspondiente a cargas de valor unidad, y

posteriormente escalar el valor de carga crítica correspondiente al ángulo límite de 0,5°. Los resultados obtenidos se presentan en las siguientes curvas (*Figuras 43,44 y 45*):



Figura 43. Variación de los valores de la carga crítica horizontal (Fx) y momento crítico (My), para un diámetro D=3 m. Influencia de los parámetros L/D y G\_suelo.

#### MEMORIA JUSTIFICATIVA



Figura 44. Variación de los valores de la carga crítica horizontal (Fx) y momento crítico (My), para un diámetro D=5m. Influencia de los parámetros L/D y G\_suelo.

#### MEMORIA JUSTIFICATIVA



Figura 45. Variación de los valores de la carga crítica horizontal (Fx) y momento crítico (My), para un diámetro D=7 m. Influencia de los parámetros L/D y G\_suelo.

Se aprecia que las tendencias de las curvas en todos los casos se mantienen iguales. Los momentos críticos incrementan con el diámetro y el endurecimiento del suelo, debido a la rigidización de las cimentaciones.

En cambio, en los casos en los que se aplica una carga horizontal la tendencia de la curva no es completamente ascendente. Se observa que los máximos valores de las cargas críticas horizontales tienen lugar en las cimentaciones superficiales. Esto se debe a la propia geometría de la cimentación que al estar compuesta únicamente por la placa circular carece de longitud de embebimiento la cual favorece el giro de toda la cimentación. Por este motivo es necesaria más carga horizontal para hacer girar una cimentación superficial que una no superficial.

En general, las curvas tienen un carácter asintótico, es decir, los esfuerzos se mantienen prácticamente constantes a partir de la cuarta longitud que corresponde a la relación L/D = 2. Esto quiere decir que cuando la longitud de la falda es el doble que el diámetro de la placa, se alcanza la fuerza máxima que producirá ese giro, aunque se aumente la longitud de embebimiento, por lo que se puede decir que se trata de pilotes flexibles. Se excluyen de esta premisa, las cimentaciones superficiales excitadas por esfuerzos horizontales.

# 3.2.2 Análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para valores de carga iguales a la crítica (giro en la tapa de la cimentación = 0.5°)

En este apartado se muestran los mapas de colores que ilustran las distorsiones angulares producidas en el suelo por las cargas críticas, es decir, cargas que generan un giro en el centro de la cimentación de 0,5° (establecido anteriormente).

Igualmente, se ha seleccionado un caso intermedio de referencia, el caso para: D=5 m, L=10 m, (L/D = 2) y  $G_{suelo}=2 \cdot 10^7$  Pa. Se van a analizar las variaciones del campo de distorsiones angulares, cambiando el diámetro, la longitud, la relación L/D y el módulo de cizalla del suelo para la carga horizontal (F<sub>x</sub>) y el momento (M<sub>y</sub>). Se descarta la carga vertical (F<sub>z</sub>), ya que no genera giro en el punto de referencia.

### **3.2.2.1 Carga crítica horizontal (Fx)**

### 3.2.2.1.1 Influencia del diámetro D de la cimentación

Las distorsiones angulares máximas se localizan en la parte superior de la cimentación para todos los casos (*Figura 46*). Sin embargo, las deformaciones medias-altas pasan de situarse a lo largo de la falda para diámetros menores (D=3 m), a concentrarse en la mitad superior de la cimentación para diámetros mayores (D=7 m). Es decir, para diámetros mayores, las deformaciones se producen ante todo en la parte superior del vaso.

En cuanto al terreno del interior de la camisa, se observa para los diámetros: D=3 m y D=5 m, que se deforma en los extremos superiores e inferiores mayoritariamente. Por lo contrario, para el diámetro mayor (D=7), estas distorsiones medias-altas se generan ante todo en la parte superior.

### 3.2.2.1.2 Influencia de la relación L/D de la cimentación

Al igual que en el apartado anterior, las deformaciones angulares máximas se concentran en la zona de contacto de la cimentación con el suelo en la superficie (extremo superior derecho). Sin embargo, a medida que se aumenta la relación L/D, la zona inferior de la cimentación se deforma en menor medida que para las relaciones más bajas (L/D=2, L/D=1). Es decir, aumenta la rigidez de la cimentación (*Figura 47*).

Por otra parte, para las relaciones L/D bajas, las deformaciones son mayores en el territorio externo a la camisa que en el interno. Lo cual va variando al aumentar la relación y, para la relación L/D=5, las deformaciones se unifican tanto en el exterior como en el interior.

### 3.2.2.1.3 Influencia de la dureza (módulo de cizalla) del terreno

En este caso, se puede apreciar como la parte del suelo situado a lo largo de la cimentación se distorsiona menos a media que se aumenta el módulo de cizalla (*Figura 48*). Por tanto, para módulos altos, las deformaciones máximas tienden a concentrarse en la parte superior

de la cimentación. A pesar de esto, sigue existiendo una pequeña zona con distorsiones altas en el extremo inferior de la cimentación.

Se destaca que, al aumentar el módulo, las distorsiones en el interior del terreno pasan de producirse en los extremos de la cimentación, a aumentar su valor y localizarse en la parte superior solamente.



Figura 46. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro (Fx)



Figura 47. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (Fx)



Figura 48. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (Fx)

### 3.2.2.2 Momento crítico (My)

### 3.2.2.2.1 Influencia del diámetro D de la cimentación

Como se comentó anteriormente, en los casos en los que se aplica un momento, se observa una mayor deformación del interior del suelo en todos los casos. Es decir, el suelo interno se ve más afectado.

Se aprecia, en el mapa de colores para D=3 m como las deformaciones máximas se generan en ambos extremos externos de la cimentación, mayoritariamente en el extremo superior. Sin embargo, para los siguientes mapas (D=5 m y D=7 m), las distorsiones máximas pasan de localizarse en la parte inferior de la cimentación, a situarse en la parte superior de la cimentación tanto externa como interna. Por tanto, al aumentar el diámetro las deformaciones altas se producen en la parte superior mayoritariamente (*Figura 49*).

### 3.2.2.2.2 Influencia de la relación L/D de la cimentación

En rasgos generales se observa que al aumentar las relaciones L/D, las distorsiones pasan de producirse mayoritariamente en la zona exterior de la camisa, a unificarse y producirse deformaciones también en la zona interior de esta (*Figura 50*).

Asimismo, las distorsiones altas y medias-altas pasan de localizarse en la zona inferior de la cimentación para concentrarse en la parte superior de la misma. Es decir, a medida que se aumenta la relación L/D, menos cantidad de terreno se distorsiona en gran medida.

### 3.2.2.3 Influencia de la dureza (módulo de cizalla) del terreno

Cuando se aumenta el módulo de cizalla (*Figura 51*), las zonas en las que se producen las distorsiones angulares altas y medias-altas disminuyen, y pasan de situarse a lo largo de la falda por su parte exterior (para  $G_{suelo}=10\cdot10^6$  Pa), a encontrarse en la zona superior tanto exterior como interior de la cimentación (para  $G_{suelo}=50\cdot10^6$  Pa).

Sin embargo, las distorsiones de valores máximos en todos los casos se producen en el extremo superior derecho del vaso, donde entra en contacto este con el suelo.







Caso: D=5 m, L=10 m, G\_suelo=20.10<sup>6</sup> Pa, My



Figura 49. Variación de la distorsión angular máxima según el diámetro (My)



Figura 50. Variación de la distorsión angular máxima según la relación L/D (My)



Figura 51. Variación de la distorsión angular máxima según el módulo de cizalla del suelo (My)

**3.2.2.3** Conclusiones del análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para valores de carga iguales a la crítica (giro en la tapa de la cimentación = 0.5°)

Del análisis de los mapas de distorsiones angulares en terreno se extraen las siguientes conclusiones:

- Al igual que se vio anteriormente, de manera general, las distorsiones angulares máximas se sitúan en la parte superior del terreno externo al vaso, en la zona de contacto con la tapa rígida de la cimentación.
- Asimismo, el terreno interno del vaso se ve más afectado por el momento de vuelco (M<sub>y</sub>), que por la carga horizontal (F<sub>z</sub>).
- Con el aumento del diámetro de la cimentación, para ambas cargas (F<sub>x</sub> y M<sub>y</sub>), las distorsiones angulares altas y medias-altas pasan a situarse en la parte superior de la cimentación, en el terreno externo a la falda.
- Por otra parte, con el aumento de la relación L/D, sucede lo mismo: las distorsiones medias-altas y altas se localizan en la parte del terreno superior. Además, se va produciendo una unificación de las distorsiones que experimentan tanto el terreno exterior al vaso como el interior.
- Con el aumento del módulo de cizalla del suelo, se observa, también, la concentración de las distorsiones angulares altas en la parte superior del suelo. Sin embargo, para la carga horizontal, se producen ante todo en la parte exterior a la falda, en cambio, para el momento, se localizan tanto en el terreno externo como interno del vaso.

# 4. CASO DE ESTUDIO PARTICULAR

## **4.1 DATOS DE PARTIDA**

Para realizar el estudio del caso particular que se desea analizar, son necesarios diferentes datos de partida como el emplazamiento, el modelo del aerogenerador o las fuerzas que actuarán sobre el aerogenerador y la cimentación.

### 4.1.1 Ubicación

La ubicación del aerogenerador se localiza en la costa del municipio de San Bartolomé de Tirajana al sureste de la isla de Gran Canaria tal y como se recoge en la memoria descriptiva.

Coordenadas	Lat:27º 45' 22,55" N	
	<b>Lon:</b> 15º 29' 16,31" O	
	<b>x</b> = 451924,30	
	<b>y</b> = 3073298,39	
Distancia a la costa	3203 m	
Profundidad	36 m	

Tabla 5. Datos de la ubicación propuesta.

### 4.1.2 Modelo de aerogenerador

El aerogenerador seleccionado es el modelo V90-3.0 MW de Vestas. Los parámetros correspondientes a la torre se han estimado según otros aerogeneradores similares. Las características [8] se recogen en la *Tabla 6*.

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
Diámetro del rotor (D <sub>R</sub> )	90	m
Número de hojas (N <sub>H</sub> )	3	Unidades
Masa de la góndola más el rotor (M <sub>R+G</sub> )	111.000,00	kg
Altura desde la góndola hasta el nivel del agua (H <sub>G</sub> )	90	m
Diámetro de la torre (D <sub>T</sub> )	4,2	m
Masa de la torre (M <sub>T</sub> )	200.000,00	kg
Altura del nivel del agua (H <sub>A</sub> )	36	m

Tabla 6.	Parámetros	del aero	ogenerador
----------	------------	----------	------------

## 4.1.3 Datos geotécnicos

El terreno, en la zona de la ubicación elegida, se compone de sedimento fino como se observa en la *Figura 52*, sacada del visor Grafcan [7].



Figura 52. Características del suelo. Fuente [7]

Debido a que no se tienen más datos de las características del suelo y como el fin del proyecto es académico, se proponen los siguientes valores, que son compatibles con el tipo del terreno que se trata:

Tabla 7. Parámetros del terreno.

PARÁMETRO	VALOR
Módulo de cizalladura (G)	50 MPa
Coeficiente de Poisson (v)	0,4

### 4.1.4 Cargas sobre la cimentación

Existen dos tipos de cargas que actúan sobre la cimentación: las debidas al peso propio del aerogenerador (estáticas) y las debidas al viento, olas y las corrientes (dinámicas). El peso propio producirá una carga vertical, mientras que las fuerzas restantes generarán una excitación horizontal y un momento sobre la cimentación.

Dado que el objetivo de este TFG no es calcular las fuerzas sobre la cimentación en este emplazamiento, estas, se han estimado a groso modo según lo especificado en la memoria descriptiva. Las cargas debidas al oleaje y a las corrientes son normalmente despreciables frente a las cargas debidas al viento las cuales son las mayoritarias. Por este motivo, no se tienen en cuenta en la estimación. Los esfuerzos se recogen en la *Tabla 8*:

Tabla 8.	Cargas sobre la cimentación.	

CARGAS	MAGNITUD
Fuerza del viento (Fuerza horizontal-P <sub>v</sub> )	1927,42 [kN]
Peso de la estructura (fuerza vertical-P <sub>z</sub> )	3049,87 [kN]
Momento de vuelco $(M_{Vu}=P_v \cdot (H_G+H_A))$	240.927,41 [kN·m]

## 4.2 PLANTEAMIENTO DEL CASO DE APLICACIÓN

Para el caso de aplicación, se propone el análisis de una cimentación de diámetro D=7 m y longitud L=35 m (L/D=5). Estas dimensiones han sido seleccionadas debido a los siguientes motivos:

- El diámetro de la torre es de 4,2 m. Por tanto, se debe dejar un margen para la unión de la torre con la cimentación (anclajes...). Por ello, lo idóneo es una cimentación de diámetro igual a 7 m.
- Como se observó anteriormente, en las curvas que representan las fuerzas críticas que generan la distorsión angular límite de 0,0001 (*Figura 16*) y el giro máximo de la tapa de la cimentación de 0, 5° (*Figura 45*), para la relación seleccionada (L/D=5), ambas curvas se encuentran en la asíntota, es decir, para mayores relaciones (L/D>5) las cargas críticas variarán muy poco, por lo que son innecesaria relaciones L/D mayores y, por tanto, mayores longitudes de la cimentación. Por otra parte, para relaciones menores (L/D<5), por ejemplo, L/D=2, las fuerzas críticas que generan el giro máximo no están en la asíntota, por tanto, la carga horizontal y el momento de vuelco sería menores que para relaciones L/D mayores, por lo que se alcanzaría antes este estado límite. Por estos motivos, la relación L/D=5 es la idónea.</p>

Una vez seleccionadas las dimensiones de la cimentación, se plantea cómo actúan las cargas sobre la misma. Para tal fin, primero se estable el sistema de coordenadas como se muestra en la *Figura 53*.

Las cargas halladas se aplicarían de la siguiente manera (Figura 54):

- La carga del viento  $P_V$  (fuerza horizontal) se simplifica en una carga puntual aplicada en la góndola. Esta, se traslada al centro de la cimentación mediante dos esfuerzos: la propia carga horizontal  $P_v$  y un momento de vuelco  $M_{Vu}$  que genera al ser multiplicada por la altura que va desde la góndola hasta la cimentación (H<sub>G</sub>+H<sub>A</sub>).  $- La carga del peso de toda la estructura (rotor+góndola+torre) P_z (fuerza vertical) se aplica en el centro de la cimentación como una carga puntual.$ 



Figura 53. Sistema coordenado utilizado, caso de aplicación



Figura 54. Esquema de cargas aplicadas a la cimentación; caso de aplicación.

## 4.3 ANÁLISIS DEL CASO DE APLICACIÓN

El análisis del caso de aplicación, al igual que el estudio paramétrico anteriormente explicado, tiene dos líneas de estudio:

# 4.3.1 Análisis del mapa de distorsiones angulares en el terreno para colores de carga iguales a las cargas reales. Caso de aplicación

A diferencia del estudio paramétrico, en el cual se analizaron las influencias de cada tipo de carga ( $F_x$ , $F_z$  y  $M_y$ ) por separado, el análisis del caso de aplicación se deben tener en cuenta todas las cargas conjuntamente, puesto que actúan simultáneamente sobre la cimentación. Por este motivo se aplica el principio de la superposición para hallar las distorsiones angulares máximas en todos los puntos del terreno generadas por la acción conjunta de todas las cargas. Para tal fin, se toman las distorsiones angulares máximas generadas por cada tipo de carga unitaria (obtenidas anteriormente en el estudio paramétrico) y se multiplican por las cargas del caso de aplicación anteriormente expuestas. La suma de estos valores será la distorsión angular máxima total en cada punto del suelo, para el caso de aplicación:

$$\gamma_{M \acute{a}x,T} = \gamma_{M \acute{a}x,x} \cdot P_V + \gamma_{M \acute{a}x,z} \cdot P_z + \gamma_{M \acute{a}x,My} \cdot M_{Vu}$$
(2.4)

Siendo,

 $y_{Mdx,T}$  = distorsión angular máxima total. Caso de aplicación.  $y_{Mdx,x}$  = distorsión angular máxima debida a la carga horizontal unitaria.  $y_{Mdx,z}$  = distorsión angular máxima debida a la carga vertical unitaria.  $y_{Mdx,My}$  = distorsión angular máxima debida al momento unitario.  $P_V$  = fuerza horizontal en N, caso de aplicación.  $P_Z$  = fuerza vertical en N, caso de aplicación.  $M_{Vu}$  = momento de vuelco en N·m. Las distorsiones angulares máximas en todos los puntos del suelo se representan en un mapa de colores (*Figura 55*). Cada color representa un intervalo de valores de las distorsiones angulares máximas generadas.



Figura 55. Distorsión angular máxima en los puntos del terreno. Superposición. Caso de aplicación.

Se observa en la *Figura 55*, que en muchos puntos del terreno se supera el valor de distorsión angular máxima tomado como estado límite (0,0001). Específicamente este valor se alcanza a partir de la franja amarilla oscura. Por tanto, en las áreas de color amarillo oscuro, naranja, rojo y rojo oscuro se ha alcanzado o superado la distorsión angular límite (0,0001). En este caso de aplicación, se sigue manteniendo la tendencia vista en el estudio paramétrico: las distorsiones angulares máximas más altas (rojo oscuro) se localizan en la zona superior del terreno que está en contacto con la cimentación tanto en el interior del vaso como en su exterior.

Anteriormente se estableció como estado límite una distorsión angular máxima de valor 0,0001 y se afirmó que el suelo se empezaría a debilitar si algún punto alcanzaba este valor (como sucede en este caso). Por tanto, con esta configuración, el suelo empezaría a debilitarse.

Sin menoscabo de lo anterior, hay que añadir que el criterio utilizado es, por un lado, quizá demasiado restrictivo, pues se concentra en el punto del suelo más solicitado, y probablemente tendría más sentido sustituirlo por un criterio que se concentrase en una cierta zona del terreno. Además, el criterio seguido se inspira en el comportamiento que tiene el suelo ante cargas dinámicas, y este estudio llevado a cabo es un estudio estático. Finalmente, debe tenerse en cuenta que durante el propio proceso de hincado del vaso se van a producir distorsiones en el terreno adyacente, que en este estudio no pueden tenerse en cuenta, y que probablemente sean de un orden de magnitud no inferior a los provocados por las solicitaciones inducidas por el aerogenerador.

# 4.3.2 Análisis del giro en la tapa de la cimentación debido a las cargas aplicadas en la cimentación. Caso de aplicación.

Por otra parte, se pretende averiguar el giro que producirá en la tapa de la cimentación, la acción conjunta de las diferentes cargas sobre la cimentación. Para esto, se ha seguido un procedimiento similar al de la distorsión angular máxima: se han sumado los productos de los giros producidos por las cargas unitarias (obtenidas anteriormente en el estudio paramétrico) por las cargas aplicadas a la cimentación de estudio. El signo de estos productos será positivo si la carga horizontal o momento tienen el mismo sentido que el establecido como positivo en la *Figura 53*. En este caso como el sentido del momento del vuelco (M<sub>Vu</sub>) (*Figura 54*) es contrario al establecido como positivo (*Figura 53*), el producto del momento del vuelco del momento del vuelco con el giro generado por el momento unitario tiene signo negativo. En cambio, como la carga horizontal (Pv) sí tiene sentido positivo, su producto con el ángulo de giro producido por la fuerza horizontal unitaria tiene signo positivo también:

$$\theta_T = \theta_x \cdot P_V - \theta_{My} \cdot M_{Vu} \tag{2.5}$$

Donde,

 $\theta_T$  = giro total de la tapa de la cimentación en grados. Caso de aplicación.

 $\theta_x$  = giro debido a la carga horizontal unitaria en grados.

 $\theta_{My}$  = giro debido al momento unitario en grados.

 $P_V$  = fuerza horizontal en N, caso de aplicación.

 $M_{Vu}$  = momento de vuelco en N·m.

El resultado de la aplicación de la fórmula (2.5) es el siguiente:

$$\theta_T = (-2,7337 \cdot 10^{-9}) \cdot 1.927,42 \cdot 10^3 - (1,833 \cdot 10^{-9}) \cdot (240.927,41 \cdot 10^3)$$
$$= -0,446^{\circ}$$

El giro que se produce en la tapa de la cimentación sería de  $0,446^{\circ}$  menor que el giro establecido como límite ( $0,5^{\circ}$ ). Por tanto, para este tipo de suelo, dimensiones de la cimentación y esfuerzos, se cumpliría este límite.

### 4.3.3Conclusiones del análisis del caso de aplicación

El análisis del caso práctico ha arrojado dos resultados claros: el estado límite de la distorsión angular máxima se sobrepasa para esta configuración (aerogenerador, dimensiones de la cimentación y tipo de suelo), en cambio, el giro máximo en la tapa de la cimentación es menor al establecido. Es decir, el primer criterio es más restrictivo que el segundo, en otras palabras, las cargas con las que se alcanza una distorsión angular máxima en algún punto del terreno de 0,0001 son menores que las que genera el giro en la tapa de la cimentación de 0,5°.

Si se mantiene el emplazamiento y el modelo de aerogenerador y, por tanto, las mismas cargas, se deberían cambiar las dimensiones de la cimentación con el fin de que se cumplan ambos estados límites anteriormente mencionados. Por tanto, se podrían cambiar o bien, el diámetro D de la cimentación o la relación L/D. Como se ha explicado anteriormente y se observa en las *Figuras 14-16* y *43-45*, a partir de una cierta relación L/D, las cargas críticas que producen la distorsión angular máxima y el giro en la tapa de la cimentación límites, no

varían (la curva tiene tendencia asíntota), por lo que atendiendo a este hecho, si se aumenta la relación L/D no tendría ninguna influencia positiva en el aumento de la carga que produce la distorsión angular máxima límite (estado límite que no se cumple). Por tanto, la opción más viable sería aumentar el diámetro de la cimentación a valores de 10,12 o 15 m y realizar el estudio pertinente para comprobar que ambos estados límites se cumplen.

# **5. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

Este TFG constituye un primer acercamiento al análisis de la interacción cimentación-suelo, por lo que sería de gran interés científico ampliar en un futuro este estudio. Para ello se proponen diversas líneas de estudio:

- Incluir el análisis de suelos porosos: como se trata de suelos en el fondo marino, podría ser muy interesante estudiar la posible influencia del agua intersticial existente entre los granos de arena o grava. Para ello se propone hacer uso de un modelo de suelo basado en la Teoría de la Poroelasticidad en el que se tengan en cuenta otras características propias del medio poroelástico como la porosidad (φ) o índice de poros (e).
- Ampliar los parámetros incluidos en el estudio paramétrico: mayores diámetros de la cimentación. Tal como ha quedado puesto de manifiesto con el caso de estudio analizado, las dimensiones de los aerogeneradores a partir de 3 MW requieren cimentaciones de tamaños superiores a las consideradas en este TFG. Así, por ejemplo, ya existen aerogeneradores cuyas subestructuras consisten en torres de 15 m de diámetro. Sería preciso por tanto ampliar el rango del parámetro D.
- Realizar el estudio en régimen dinámico. Las solicitaciones principales implicadas en este problema son realmente de carácter dinámico (viento, olas, corrientes). El carácter eminentemente periódico de todas ellas y, sobre todo, sus bajas frecuencias, aconsejan un primer acercamiento al problema, considerándolo como un problema pseudo-estático (como se ha hecho aquí). Sin embargo, queda pendiente analizar las posibles implicaciones que puedan tener la naturaleza dinámica de las cargas.

## BIBLIOGRAFÍA

[1] Earthquake Engineering Research Center (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses (3354).

[2] Geuzaine, C., & Remacle, J. F. (2009). Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre-and post-processing facilities. *International journal for numerical methods in engineering*, 79(11), 1309-1331.

[3] J.D.R. Bordón. Coupled model of finite elements and boundary elements for the dynamic analysis of buried shell structures. Tesis Doctoral. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria (2017)

[4] Laszlo, A., Bhattacharya., S; Macdonald, J., Hogan S.J (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,92,126-152.

[5] MATLAB. (2010). version 7.10.0 (R2010a). Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc.

[6] Poulos, H.G., y Davis, E.H, 1991, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Sydney, Australia. The University of Sydney. Fuente [Fig. 7.3, 1]

[7] Sistema de Información Territorial de Canarias- IDE Canarias . (2020). Visor Grafcan. Consultada el 24 de abril de 2020, en https://visor.grafcan.es/visorweb/

[8] Vestas. (2015). Vestas V90-3.0. Consultada el 15 de junio de 2020, en https://en.wind-turbine-models.com/turbines/603-vestas-v90-3.0