



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos.  
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



# ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE ANCLAS PLANAS PARA PLATAFORMAS MARINAS

Trabajo realizado por:  
*Javier Arto Cuesta*

Dirigido:  
*Jorge Castro González*  
*Fernando Cañizal Casuso*

Titulación:  
**Grado en Ingeniería Civil**

Mención:  
**Construcciones Civiles**

Santander, febrero de 2017

**TRABAJO FINAL DE GRADO**

**AUTOR:** JAVIER ARTO CUESTA

**DIRECTORES:** JORGE CASTRO GONZÁLEZ  
FERNANDO CAÑIZAL CASUSO



**Palabras clave:** *geotecnia, offshore, anclas planas, elementos finitos, arcilla, arena, capacidad portante, ingeniería*

## **RESUMEN**

El presente Trabajo de Fin de Grado es un estudio englobado en el campo de la geotecnia offshore sobre el comportamiento de anclas planas para aerogeneradores dispuestas en suelos puramente cohesivos (arcilla) y puramente friccionales (arena).

Para elaborar el análisis, se ha realizado un modelado numérico, mediante un software comercial basado en el empleo de elementos finitos, de un ancla plana dispuesta a diferentes profundidades, sobre la cual se aplica un desplazamiento impuesto vertical hasta rotura, que permite la obtención de la fuerza de tiro última.

El comportamiento del ancla en el terreno cohesivo, estudiado mediante el modelo *Mohr-Coulomb*, se ha analizado planteando arcillas con tres valores de peso específico, uno de ellos ideal de valor nulo y dos con valores de 10 y 20 kN/m<sup>3</sup>, estudiándose, para el valor de 10 kN/m<sup>3</sup>, la influencia de la resistencia al corte sin drenaje a través de la aplicación de tres valores representativos y comunes en los estudios de comportamiento de arcillas,  $c_u = 30$  kPa, 50 kPa y 70 kPa.

El comportamiento del ancla en terreno puramente friccional se ha estudiado con un modelo más avanzado, denominado *Hardening-Soil*, en consonancia con estudios de investigación en curso del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria.

En arcillas, a partir de los resultados obtenidos, se ha podido derivar que, a partir de una cierta profundidad, se alcanza un valor asintótico de la fuerza de tiro, mayor cuanto más resistente sea el suelo, y relacionado con la capacidad portante máxima del ancla,  $N_{cy, máx}$ , valor para el cual se produce el fallo profundo, siendo estos resultados acordes con estudios de otros autores.

En los suelos arenosos, se ha podido demostrar que no se llega a producir este valor asintótico, sino que se produce una ley creciente de la fuerza de tiro necesaria respecto de la profundidad de ubicación del ancla.

---

## **BIBLIOGRAFÍA BÁSICA**

Se muestra en este apartado una selección de los principales documentos consultados para la realización del presente trabajo, encontrándose en el último capítulo la relación completa de referencias.

- Carrera García R. *Pullout Resistance of Circular Plate Anchors in Sandy Seabed*. Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria 2014.
- Dean, E.T.R. *Offshore geotechnical engineering*. London: Thomas Telford. 0727736418, 9780727736413. 2010.
- Losada, I. J. *La energía eólica marina: Conceptos y retos tecnológicos*. Instituto de Hidráulica Ambiental. Universidad de Cantabria. 2010. Fuente: <http://docplayer.es/3918422-La-energia-eolica-marina-conceptos-y-retos-tecnologicos-inigo-j-losada-instituto-de-hidraulica-ambiental-universidad-de-cantabria.html>
- Merifield R. S., Lyamin A. V., Sloan S. W., and Yu H.S. *Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129(3), 243–253. 2003.
- Randolph, M. & Gourvenec, S. *Offshore geotechnical engineering*. New York: Spon Press. 978-0-203-88909-1. 2011.
- Rocker K. Jr., Thompson D., Jung B.; Briaud J.; Lin S. *Handbook for Marine Geotechnical Engineering*. Naval Facilities Engineering Service (NAVFAC), EE.UU. 2011.
- Rodríguez, A. *Estudio mediante técnicas de equilibrio límite de anclas planas para amarre de plataformas flotantes eólicas offshore*. Trabajo Fin de Grado, Universidad de Cantabria. 2015.
- Sagaseta, C., Cañizal, J., Da Costa, A., Castro, J. *Geotecnia I*. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria. 978-84-694-2180-2. 2010.
- Wang D., Hu Y., Randolph M.F. *Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210. 2010.

**AUTHOR:** JAVIER ARTO CUESTA

**SUPERVISORS:** JORGE CASTRO GONZÁLEZ  
FERNANDO CAÑIZAL CASUSO



**Keywords:** *geotechnics, offshore, plate anchors, finite elements, clay, sand, bearing capacity, engineering*

## **ABSTRACT**

The present Final Degree Project is a study within the framework of offshore geotechnics regarding the behaviour of plate anchors for wind turbines arranged in purely cohesive soils (clay) and purely frictional soils (sand).

With the purpose of elaborating the analysis, a numerical model was developed, using a commercial software based on the use of finite elements, for a plate anchor embedded at different depths, on which a vertical displacement was applied until rupture, in order to obtain the ultimate pullout force.

The behaviour of the anchor in the cohesive soil, studied through the *Mohr-Coulomb* model, was analysed for three different values of clay specific weight, an ideal one of  $0 \text{ kN/m}^3$  and two more with values of  $10$  and  $20 \text{ kN/m}^3$ , studying, for the value of  $10 \text{ kN/m}^3$ , the influence of the undrained shear strength, through the application of three common representative values,  $s_u=30 \text{ kPa}$ ,  $50 \text{ kPa}$  and  $70 \text{ kPa}$ .

In the case of sand, the study has been made with a more advanced model, called *Hardening-Soil*, in line with ongoing research studies developed by the Geotechnics Group of the University of Cantabria.

For clays, an asymptotic value of the pullout force is reached at a certain depth. Obtaining that the higher the resistance of the ground is, the higher the pullout force value will be and this value can be related to the maximum bearing capacity value,  $N_{cy, \text{máx}}$ , for which failure in depth occurs, being this results in agreement with research studies of other authors.

In sandy soils, the behaviour is different: there is not an asymptotic value and, instead, an increasing law of the required pullout force linked to the depth of the anchor location is obtained.

## **BASIC BIBLIOGRAPHY**

In the following section, the main documents consulted for the development of this project are presented. In the last chapter, there is the complete selection of references used.

- Carrera García R. *Pullout Resistance of Circular Plate Anchors in Sandy Seabed*. Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria 2014.
- Dean, E.T.R. *Offshore geotechnical engineering*. London: Thomas Telford. 0727736418, 9780727736413. 2010.
- Losada, I. J. *La energía eólica marina: Conceptos y retos tecnológicos*. Instituto de Hidráulica Ambiental. Universidad de Cantabria. 2010. Fuente: <http://docplayer.es/3918422-La-energia-eolica-marina-conceptos-y-retos-tecnologicos-inigo-j-losada-instituto-de-hidraulica-ambiental-universidad-de-cantabria.html>
- Merifield R. S., Lyamin A. V., Sloan S. W., and Yu H.S. *Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129(3), 243–253. 2003.
- Randolph, M. & Gourvenec, S. *Offshore geotechnical engineering*. New York: Spon Press. 978-0-203-88909-1. 2011.
- Rocker K. Jr., Thompson D., Jung B.; Briaud J.; Lin S. *Handbook for Marine Geotechnical Engineering*. Naval Facilities Engineering Service (NAVFAC), EE.UU. 2011.
- Rodríguez, A. *Estudio mediante técnicas de equilibrio límite de anclas planas para amarre de plataformas flotantes eólicas offshore*. Trabajo Fin de Grado, Universidad de Cantabria. 2015.
- Sagasetta, C., Cañizal, J., Da Costa, A., Castro, J. *Geotecnia I*. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria. 978-84-694-2180-2. 2010.
- Wang D., Hu Y., Randolph M.F. *Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210. 2010.

## ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....	4
2.	ESTADO DEL ARTE .....	5
2.1	ENERGÍA EÓLICA.....	5
2.1.1.	Reseña histórica de la energía eólica onshore .....	5
2.1.2	Contexto actual y tendencias de la energía eólica .....	6
2.1.3	Energía eólica offshore.....	7
2.1.4	Comparativa energía eólica onshore-offshore.....	11
2.2	CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE MARINO .....	16
2.2.1	Geología marina .....	16
2.2.2	Sedimentos marinos.....	19
2.2.3	Regímenes hidrodinámicos .....	20
2.2.3.1	Corrientes.....	21
2.2.3.2	Oleaje.....	24
2.2.4	Riesgos geológicos.....	25
2.3	ESTRUCTURAS EÓLICAS OFFSHORE.....	28
2.3.1	Estructuras fijas .....	29
2.3.1.1	Gravedad.....	30
2.3.1.2	Monopilote.....	31
2.3.1.3	Estructuras de trípode .....	32
2.3.1.4	Cajones de succión .....	33
2.3.1.5	Estructuras tipo Jacket.....	34
2.3.2	Estructuras flotantes.....	35
2.3.2.1	Plataformas estabilizadas por lastre (SPAR).....	36
2.3.2.2	Plataformas estabilizadas mediante líneas de amarre (TLP) .....	37
2.3.2.3	Plataformas estabilizadas por flotabilidad (barcazas) .....	38
2.4	CONFIGURACIONES DE SISTEMAS DE AMARRE.....	40
2.4.1	Amarres dispersos (spread moorings) .....	40
2.4.1.1	Amarre por catenaria .....	40
2.4.1.2	Amarre por multicatenaria.....	41
2.4.1.3	Amarre Tensionado.....	41
2.4.2	Amarres a un punto (single point moorings) .....	42
2.4.2.1	Amarre por medio de una torre (turret mooring) .....	42
2.4.2.2	Amarre tipo CALM (Catenary Anchor Leg Mooring).....	42
2.4.2.3	Amarre tipo SALM (Single Anchor Leg Mooring) .....	42
2.4.2.4	Amarre tipo ALC (Articulated Leg Column).....	42



2.4.2.5	Amarre a estructura spar (Single Point Mooring and Reservoir) ...	42
2.4.2.6	Amarre a torre fija (Fixed Tower Mooring).....	42
2.4.3	Posicionamiento dinámico (dynamic positioning).....	43
2.4.3.1	Amarre activo (active mooring).....	43
2.4.3.2	Propulsión.....	43
2.5	Tipos de anclas en las plataformas flotantes offshore.....	44
2.5.1	Anclas de gravedad.....	44
2.5.1.1	Box anchors.....	44
2.5.1.2	Anclaje de emparrillado y berma (Grillage and Berm anchors).....	45
2.5.2	Anclas enterradas (embedded anchors).....	45
2.5.2.1	Pilotes de anclaje (anchor piles).....	46
2.5.2.2	Anclas de cajón de succión (suction caisson anchors).....	46
2.5.2.3	Anclas de arrastre (drag anchors).....	47
2.5.2.4	Anclas planas.....	49
2.5.2.4.1	Tipos de anclas planas.....	50
2.5.2.4.2	Geohazards en anclas planas.....	52
2.6	CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS ANCLAS PLANAS.....	54
2.6.1	Capacidad resistente estática.....	54
2.6.1.1	Condiciones de carga.....	54
2.6.1.2	Fallo del ancla en superficie y en profundidad.....	54
2.6.1.3	Resistencia a corto plazo de los suelos cohesivos.....	55
2.6.1.4	Resistencia a largo plazo en suelos cohesivos.....	58
2.6.1.5	Capacidad a corto y largo plazo en suelos no cohesivos.....	60
2.6.1.6	Correcciones de perturbación.....	60
2.6.1.7	Factor de seguridad.....	61
2.6.2	Capacidad resistente dinámica.....	61
2.6.2.1	Condiciones de carga.....	61
2.6.2.1.1	Cargas cíclicas.....	62
2.6.2.1.2	Cargas en terremotos.....	67
2.6.2.1.3	Cargas impulsivas.....	67
3.	ANÁLISIS NUMÉRICO DE ANCLAS PLANAS EN FONDOS ARCILLOSOS.....	71
3.1	CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO.....	71
3.2	MODELO NUMÉRICO.....	74
3.2.1	Comportamiento relativo a la malla.....	76
3.2.2	Comportamiento de la interfaz.....	79



Javier Arto Cuesta

3.3	RESULTADOS .....	81
3.3.1	Influencia de la profundidad .....	81
3.3.1.1	Modo de fallo.....	83
3.4	INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE .....	85
3.4.1.1	Modo de fallo.....	86
3.5	INFLUENCIA DEL PESO.....	89
4.	ANÁLISIS NUMÉRICO DE ANCLAS PLANAS EN FONDOS ARENOSOS .....	93
4.1	CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO.....	93
4.2	MODELO NUMÉRICO .....	95
4.2.1	Comportamiento relativo a la malla.....	95
4.2.2	Comportamiento de la interfaz .....	98
4.3	RESULTADOS .....	100
4.3.1	Modo de fallo .....	101
5.	CONCLUSIONES.....	105
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	107



## **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

La demanda creciente de energía eléctrica y la toma de conciencia sobre la existencia finita de las fuentes de energía tradicionales, así como las características de éstas, generalmente más ligadas a procesos degenerativos del planeta, ha provocado que en los últimos años el foco de atención y los avances tecnológicos se hayan dirigido hacia las fuentes de energía renovables, en aras de continuar satisfaciendo las necesidades humanas de energía y de ajustarse a los parámetros de sostenibilidad que la sociedad viene requiriendo.

Entre estas fuentes de energía de gran potencial, podemos ubicar el entorno marino, que no sólo proporciona recursos claves a la hora de la producción energética -como pueden ser el viento, el oleaje o las corrientes-, sino que lo hace en unas superficies muy superiores a las que se pueden encontrar en el contexto terrestre.

El objetivo de este Trabajo de Fin de Grado es analizar el comportamiento geotécnico de las anclas que sostienen los aerogeneradores offshore en posición para su correcto funcionamiento, cuando se empotran en suelos arcillosos y arenosos mediante la aplicación de un software comercial que trabaja con elementos finitos.

Para llevar a cabo un estudio completo se ha analizado el comportamiento del ancla a diferentes profundidades en ambos materiales, así como la variación de la resistencia al corte sin drenaje y el peso específico en la arcilla.

Además, se ha comparado los resultados con investigaciones de otros autores en el ámbito de la capacidad portante en el terreno cohesivo.



## **2. ESTADO DEL ARTE**

### **2.1 ENERGÍA EÓLICA**

La energía eólica es aquella que utiliza la energía cinética del viento para obtener otros tipos de energía mediante su conversión, en primera instancia, en energía mecánica. Actualmente, su empleo en la producción de energía eléctrica mediante aerogeneradores, que disponen en su interior de alternadores que permiten la conversión energética, se ha convertido en la energía más eficiente de todas las que componen el grupo de las renovables.

#### **2.1.1. Reseña histórica de la energía eólica onshore**

El aprovechamiento de la energía cinética del viento se remonta a la antigüedad. Las civilizaciones antiguas ya utilizaron el movimiento de las corrientes de aire como fuerza motriz de los barcos a través de las velas, o para lograr el movimiento de las aspas de los molinos.

Sin embargo, durante la Revolución Industrial, entre mediados del siglo XVIII y principios del XIX, el cambio de paradigmas energéticos, con la utilización del vapor, la generalización de la electricidad a nivel industrial y el empleo masivo de los combustibles fósiles como fuentes de energía, supuso un freno para el avance de la tecnología de aprovechamiento del viento.

Hay que trasladarse hasta mediados del XIX para volver a observar cambios perceptibles en la utilización de la energía eólica, con el desarrollo de los molinos multipala de bombeo de agua norteamericanos.

Finalmente, en la década de 1970, tras la crisis mundial del petróleo, se hace necesario el desarrollo y estudio de fuentes de energía no perecederas. Es en este momento cuando se produce el gran avance tecnológico de los aerogeneradores con las investigaciones de diferentes fabricantes y grupos de ciencia e ingeniería, que son capaces de obtener turbinas con potencias de 20 a 30 kW.



Javier Arto Cuesta

Desde entonces, no ha existido freno en el desarrollo de la energía eólica, materializado en el avance tecnológico de los aerogeneradores, sino que, además, ha recibido un fuerte impulso institucional a nivel global con el progreso de las políticas de sostenibilidad surgidas en la década de 1990.

Este desarrollo ha sido especialmente notable durante el nuevo milenio, en el que la potencia eólica instalada cada año a nivel mundial ha seguido una línea ascendente prácticamente sin interrupción, siendo sus principales baluartes China, EEUU, Alemania, España e India.

### 2.1.2 Contexto actual y tendencias de la energía eólica

En la actualidad, la potencia instalada asciende a 432.419 MW, según los datos del Global Wind Energy Council (GWEC), lo que supone un suministro superior al 3% del consumo de electricidad y se espera que en 2015 esta cifra ya alcance el 5%.

Aunque la tendencia de instalación de energía eólica a nivel mundial es creciente, como se puede observar en la Figura 1, en España, durante el período de crisis, se ha producido una notable recesión, especialmente en el último año, en el que no se produjo aumento alguno de potencia (Figura 2). A pesar de ello, la energía eólica continúa siendo la tercera fuente de generación eléctrica en España con 22988 MW al cierre de 2015.

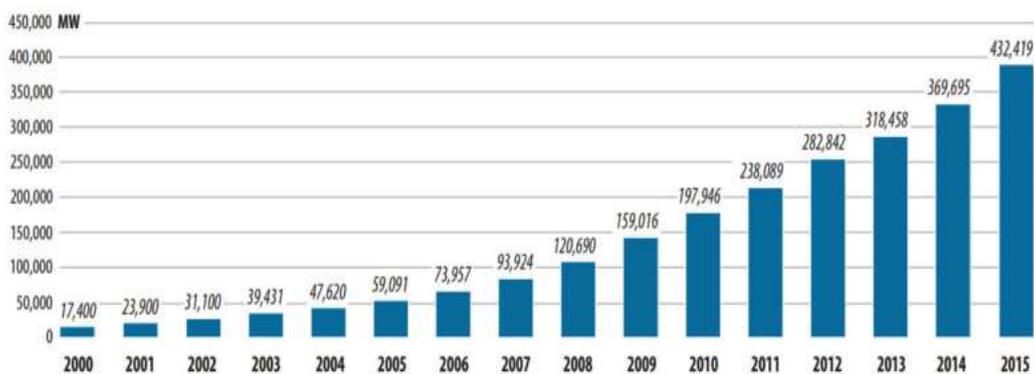


Figura 1: Potencia eólica instalada acumulada en el mundo (Fuente: GWEC)

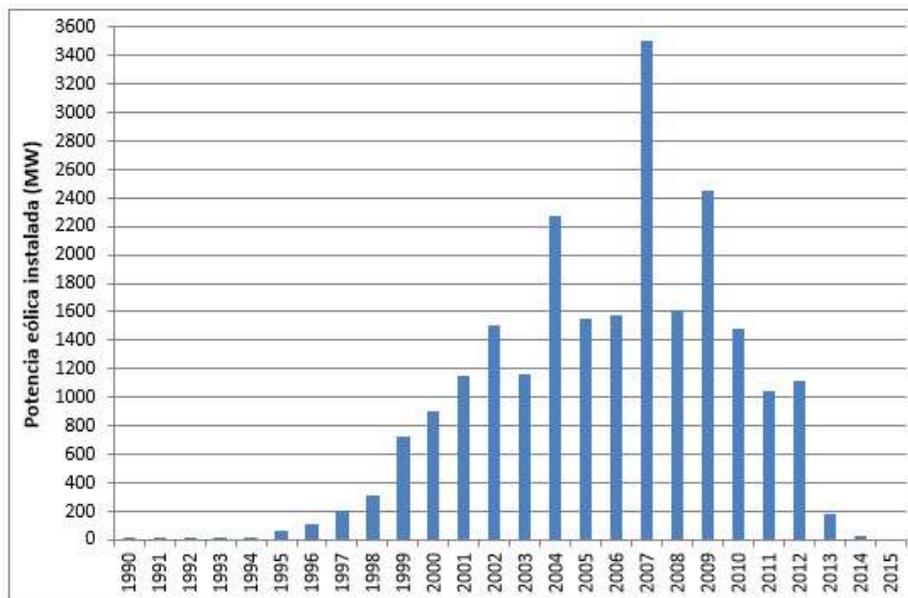


Figura 2: Potencia eólica instalada anualmente en España (Fuente: AEE)

Para hacer frente a la demanda creciente de energía eléctrica se ha optado, no sólo por la instalación de nuevos aerogeneradores, sino también por el desarrollo de turbinas más grandes y con capacidad de generar mayores potencias, lo que ha supuesto un aumento de las dimensiones de la estructura de los aerogeneradores, implicando mayores restricciones logísticas con una planificación más compleja. Es en este punto donde aparece la energía eléctrica offshore, que trata de solventar estas restricciones ofreciendo una gran superficie de instalación y unas condiciones de viento de gran calidad.

### 2.1.3 Energía eólica offshore

La energía eólica offshore, al igual que la terrestre, aprovecha la velocidad del viento para la generación de energía eléctrica. Sin embargo, la disposición de los aerogeneradores en el medio marino facilita que se alcancen unas producciones de energía un 20% superiores a las obtenidas en tierra, debido, básicamente, a que la rugosidad del suelo es mucho menor y la velocidad del viento es constante por la ausencia de obstáculos que lo ralentizan o varían su dirección, y con un menor grado de turbulencias, puesto que las masas de aire en el medio marino sufren menores variaciones de temperatura. Se puede observar cómo afecta que el viento sufra



Javier Arto Cuesta

menores reducciones de velocidad en la potencia aprovechable en el entorno offshore a partir de la siguiente fórmula, puesto que su término se encuentra elevado al cubo

$$P = \frac{1}{2} * \rho * C_p * A * v^3$$

Además, como se ha comentado previamente, una vez superados los retos técnicos surgidos durante las fases experimentales de la energía eólica offshore en cuanto a diseño, fabricación e instalación de los aerogeneradores en general, y de las turbinas en particular, el medio marino ofrece una serie de facilidades en cuanto a la gestión logística, pues no presenta las limitaciones que pueden aparecer en el transporte por tierra.

Según un informe emitido por la European Wind Energy Association (EWEA), las fuertes inversiones en energía eólica marina durante el año 2015, supusieron una instalación en las costas europeas de 3.019 MW de nueva capacidad, alcanzando una capacidad total de 11.027 MW (Figura 3), generados por un total de 3230 turbinas repartidas en 80 parques eólicos offshore que se distribuyen a lo largo de las costas europeas, fundamentalmente en Reino Unido y Alemania (Figura 4).

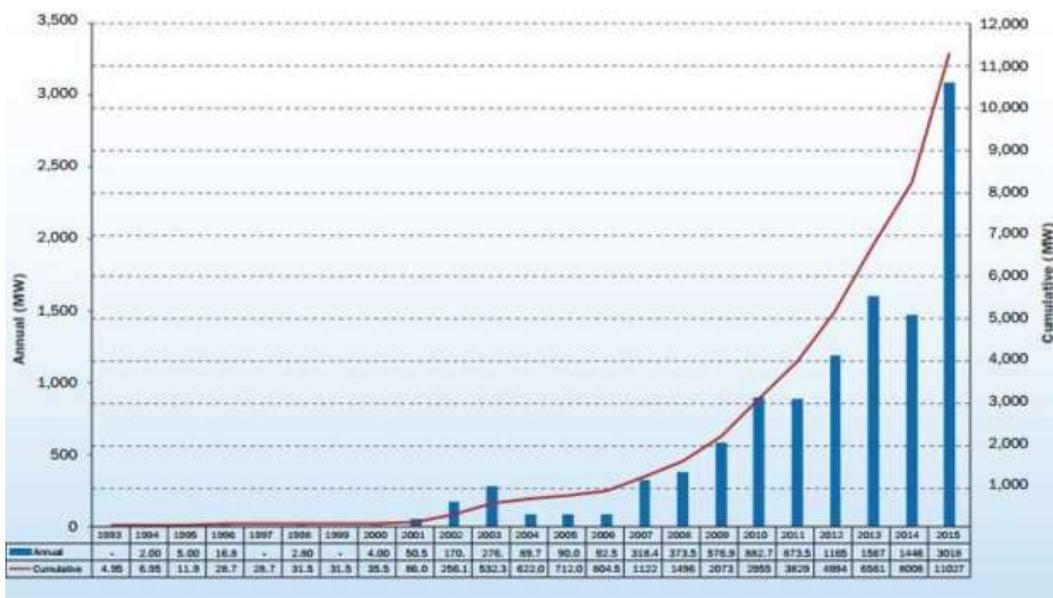


Figura 3 Energía eólica offshore instalada acumulada y anual (Fuente: EWEA)

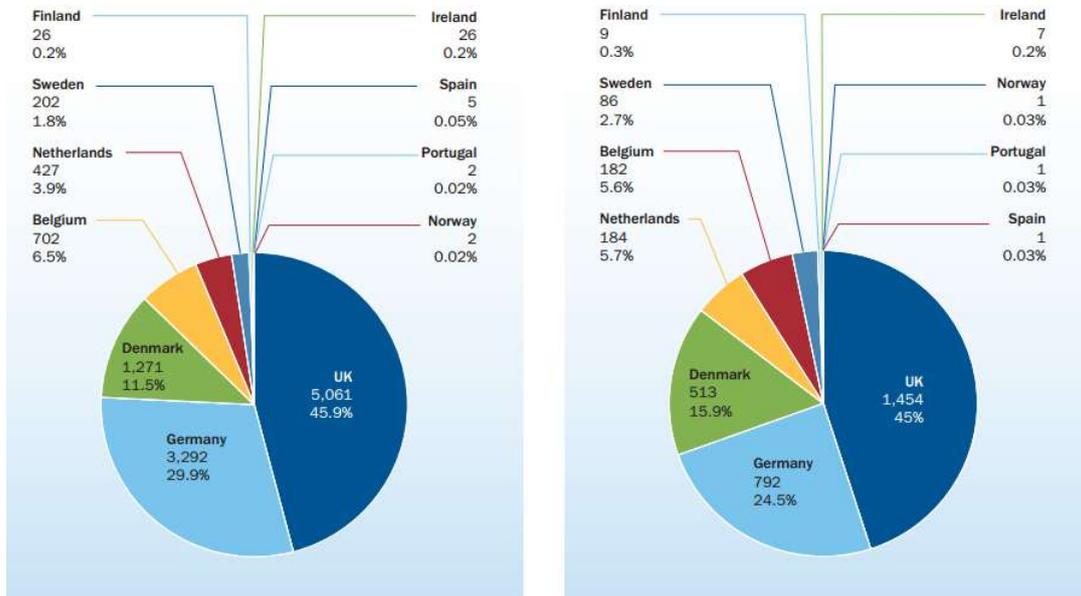


Figura 4: Capacidad instalada y turbinas por países europeos (Fuente: EWEA)

Hasta ahora, los parques de turbinas eólicas han estado formados por un número de turbinas comprendido entre 30 y 150, ubicados en zonas con unas profundidades máximas de 40 metros y con turbinas de hasta 5 MW de potencia, con perspectivas de duplicar esta potencia para 2020 (frente a los 2 MW de media de los molinos terrestres), lo que también conlleva aumento de los tamaños de éstas. Este incremento de las máquinas añade retos a la instalación en el entorno marino, lo que evidentemente entraña mayores costes.

Es precisamente en el aspecto económico, a pesar de la mayor producción energética que se puede alcanzar, en el que se encuentran los aspectos más desfavorables de la generación offshore. Según Jamieson et al (2011), los proyectos eólicos offshore son tres veces más caros que los proyectos onshore para la misma potencia nominal. Este mayor costo viene dado en gran parte por su fase de instalación, puesto que los lugares elegidos para la ubicación de los parques eólicos son aquellos que proporcionan altas velocidades de viento, lo que también da como resultado grandes alturas de ola, dificultando las labores de instalación de las grandes estructuras necesarias.



*Javier Arto Cuesta*

En la actualidad, gracias a los proyectos pioneros de Deepwind (Dinamarca), Windfloat (Portugal), para hacer frente a este aumento de los costes de instalación y de logística, las tendencias están dirigiéndose hacia el desarrollo de las turbinas flotantes ancladas. Éstas se basan en una plataforma flotante que sustenta la torre y la turbina y se ancla al terreno mediante líneas de fondeo unidas a los pontones, al estilo usual de las plataformas petrolíferas, lo que además de suponer un ahorro de materiales, pues las turbinas convencionales se erigían básicamente como un sólido monolítico hasta la zona de cimentación, donde se “hincaba” en el terreno, también suponen un potencial aumento de la capacidad de generación energética, debido a que las zonas de instalación de las turbinas flotantes pueden encontrarse actualmente en el rango de 100 metros de profundidad, lo que permite alejarlas cada vez más de la costa, reduciendo de esta forma el impacto visual y la afección a las zonas costeras.

Es de destacar el caso del parque piloto Hywind en las costas escocesas, desarrollado por la petrolera noruega Statoil, que se convertirá en el primer parque eólico flotante del mundo para finales de 2017. Contará con cinco turbinas de 6 MW de capacidad cada una, con una altura de 285 metros y unas profundidades que oscilarán entre 95 y 120 metros, situadas a unos 30 kilómetros de la costa (Figura 5).

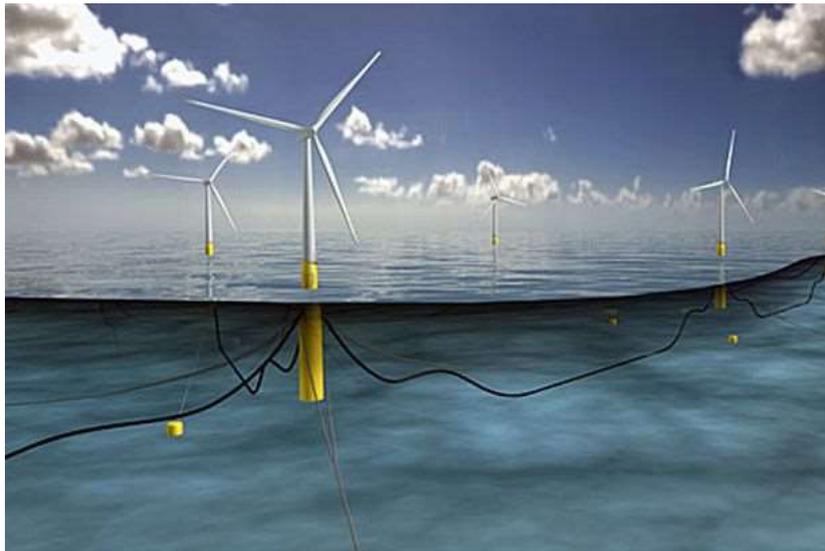


Figura 5: Esquema del parque eólico offshore flotante de Hywind, Escocia (Fuente: STATOIL)

#### 2.1.4 Comparativa energía eólica onshore-offshore

En las siguientes tablas, Tabla 1 y Tabla 2, se recogen comparativamente las principales ventajas e inconvenientes de la energía eólica terrestre y marina según los trabajos de Ramos (2012):

ONSHORE	
VENTAJAS	INCONVENIENTES
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tecnología madura</li> <li>• Menor coste de instalación</li> <li>• Menor coste de mantenimiento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Poca uniformidad del viento</li> <li>• Escasez de zonas disponibles con condiciones de viento de calidad</li> <li>• Limitación logística en el tamaño del aerogenerador</li> <li>• Mayores turbulencias</li> </ul>

Tabla 1: ventajas e inconvenientes de la energía eólica onshore frente a la offshore (Fuente: Ramos, 2012)



OFFSHORE	
VENTAJAS	INCONVENIENTES
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elevado potencial eólico</li> <li>• Extensas áreas disponibles para la instalación y explotación</li> <li>• Menores turbulencias</li> <li>• Menores limitaciones logísticas en dimensionamiento de los elementos</li> <li>• Menor incidencia ambiental</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Accesibilidad a las plantas de generación</li> <li>• Elevados costes de instalación y mantenimiento</li> <li>• Costes de evaluación eléctrica</li> <li>• Dependencia alta de la profundidad de la costa</li> <li>• Poca experiencia</li> <li>• Entorno marino agresivo</li> </ul>

Tabla 2: ventajas e inconvenientes de la energía eólica offshore frente a la onshore (Fuente: Ramos, 2012)

Hay que destacar que la menor turbulencia, provocada por las menores variaciones térmicas del viento, no sólo implica una generación más uniforme y más eficiente de la energía, sino que además disminuye la fatiga de los componentes del aerogenerador, lo que implica un aumento en su vida útil.

También, es necesario añadir que los aerogeneradores requieren más separación entre ellos por sus dimensiones más grandes, pero, además, porque el mar presenta rugosidades más bajas, lo que implica que las turbulencias se propaguen rápidamente, de manera que la estela de una máquina influya en otras, disminuyendo la vida útil de las máquinas. Sin embargo, cuando los vientos son crecientes, una parte de estos se transforma en oleaje que aumenta la rugosidad.

Además, al tratarse de procesos muy diferentes, existen diferencias notables entre los costes de una y otra forma de generación de energía eólica, como recoge Losada (2010) en sus trabajos (Figura 6 y Figura 7):

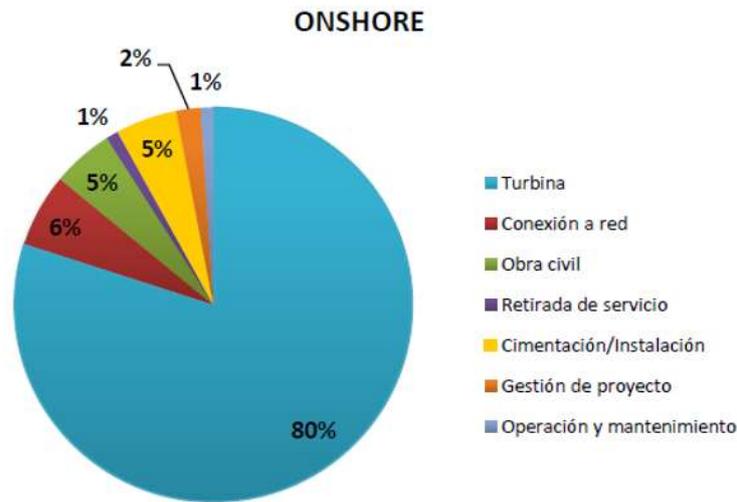


Figura 6: desglose de costes de la energía eólica onshore (Fuente: Losada, 2010)

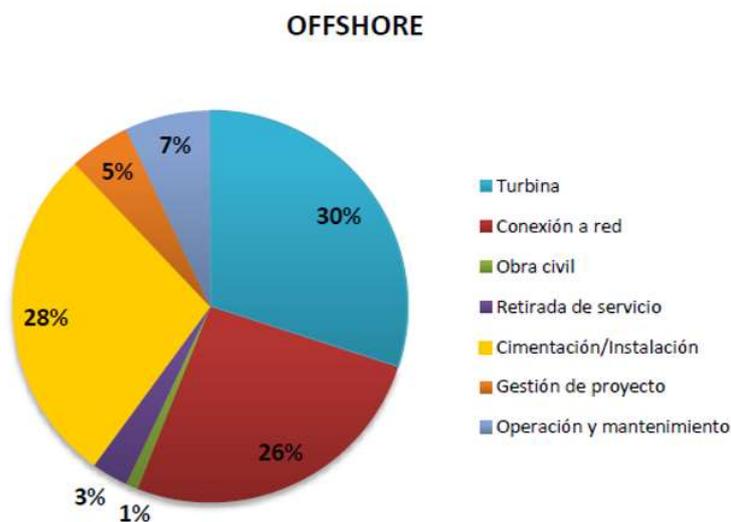


Figura 7: desglose de costes de la energía eólica offshore (Fuente: Losada, 2010)

En la Figura 6 se puede observar que la mayor parte de la inversión corresponde a la construcción de la turbina y del aerogenerador, con un porcentaje del 80% del coste total, debido a la gran experiencia acumulada y a la competencia entre empresas a lo largo de los años en la realización de las operaciones de instalación y mantenimiento que se encuentran en valores mínimos.

Sin embargo, en la Figura 7, los costes aparecen más equilibrados, lo que si se analiza representa el mayor coste total que supone la explotación de la eólica marina, pues los costes de la turbina son más altos al tratarse, generalmente, de



*Javier Arto Cuesta*

turbinas de mayores dimensiones y con necesidad de protección frente a las inclemencias marítimas y el resto de operaciones, como la conexión a red o la instalación, tienen porcentajes similares en cuanto a coste. La explicación a estos mayores costes se encuentra en las dificultades que presenta trabajar en el agresivo entorno marino en los procesos de instalación tanto de la turbina como de la conexión red, que además necesita recorrer grandes distancias hasta llegar a puntos de transformación.

Según datos de la Asociación Eólica Británica (BWEA), el precio de la eólica marina es entre un 20 y un 30% superior a la terrestre, compensándose ligeramente por su mayor vida útil, que puede estar entre 35 y 50 años, mientras que en tierra puede estar entre 20 y 25 años. La Asociación Danesa de la Energía Eólica, país también referente en cuanto al desarrollo de la tecnología de la energía offshore, estima que en los próximos 10 años podrán equiparar los costes de la eólica offshore y de la onshore cuando los parques offshore tengan una potencia instalada a partir de 1.000 MW, estimando un coste por kW de 40 euros.

En cuanto a la comparación de costes en España de la eólica offshore con otras energías, ésta tiene unos costes de generación altos. Sin embargo, su capacidad de reducción potencial estimada es también muy elevada (Figura 8).

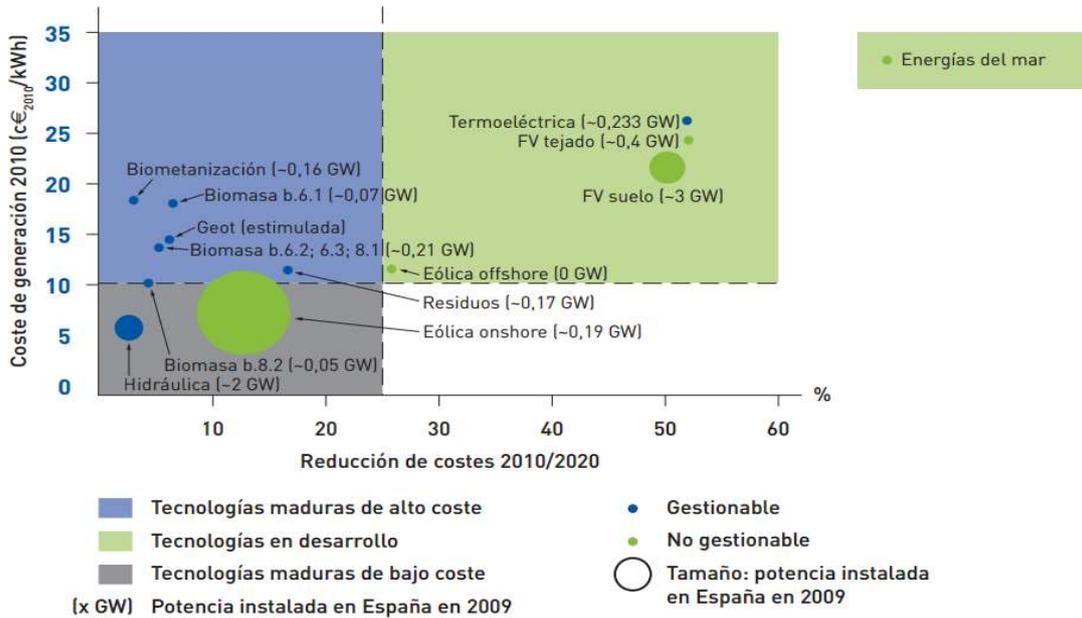


Figura 8: Costes de generación eléctrica por energías y potencial reducción 2010-2020 (Fuente: IDAE)

Hay que tener en cuenta que los datos en cuanto a eólica offshore que se manejan son estimaciones de datos recogidos en España (muy escasos) y de los demás países del contexto europeo, pues en España la puesta en marcha del primer aerogenerador offshore no se realizó hasta julio de 2013.

Sin embargo, como ya se ha comentado anteriormente, la eólica offshore tiene sus ventajas en la liberalización del espacio terrestre, lo que es de gran importancia en zonas con altas densidades poblacionales, como puede ser la zona de Europa Occidental, además de su potencial reducción de precio con la mejora de la técnica, especialmente en su instalación, y de las nuevas formas de gestión del aprovechamiento del recurso eólico de calidad del medio marino. Todos estos factores podrán posicionar a la energía eólica competitivamente al nivel de otras fuentes de energía.



## 2.2 CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE MARINO

Existen notables diferencias entre las características que se encuentran en el ambiente marino y en el terrestre, pues se encuentran sometidos a cargas ambientales con diferentes propiedades y magnitudes y presentan suelos con condiciones variadas y que difieren entre uno y otro ambiente, los cuales tienen asociados una serie de riesgos geológicos que vienen dados por su diferente historia formacional y cuyo estudio tiene gran importancia de cara a la elección de la ubicación de los parques de producción energética.

### 2.2.1 Geología marina

La topografía del fondo marino puede entenderse mediante la Teoría de la Deriva Continental de Wegener (1912) y la Teoría de la expansión del fondo oceánico de Hess (1960). La primera explica las posiciones de los continentes respecto a los océanos a través de la tectónica de placas. Propone que la corteza, diferenciada en corteza terrestre cuando se encuentra por encima del nivel del mar y en corteza oceánica cuando se halla por debajo, está fragmentada en una serie de placas en continuo movimiento.

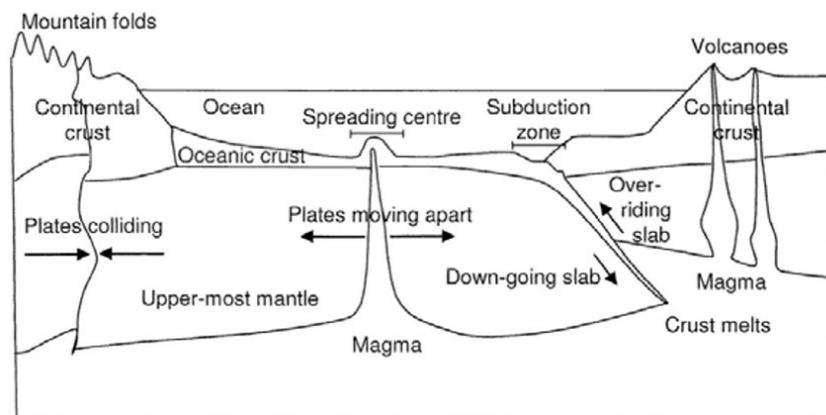


Figura 9: Tectónica de Placas. (Fuente: Randolph & Gourvenec, 2011)

Estas placas, como sugirió Holmes, deben su movimiento a la convección térmica de la capa más superficial y débil del manto, de la astenosfera, sobre el cual



Javier Arto Cuesta

descansan, presentando movimientos diferenciales entre ellas puesto que se desplazan con velocidades distintas.

Mientras la corteza continental permanece, más o menos, constante, la corteza oceánica sufre continuas variaciones, como se puede observar en la Figura 9, a través de las dorsales oceánicas activas, dónde se crea la corteza a partir de la actividad volcánica o mediante su subducción bajo otras placas de menor densidad, generalmente bajo las placas continentales. La velocidad a la que se va creando la corteza oceánica es variable en función de la zona, acercándose a los 2 cm al año en el Atlántico Norte, 3 en el Atlántico Sur y pudiendo alcanzar los 10 cm en el océano Pacífico.

Esta teoría se sustenta en la simetría que se crea a partir del eje de la dorsal en algunos de sus parámetros, como la edad de la corteza (Figura 10), la polaridad magnética o el espesor de los sedimentos. Respecto a este último parámetro se puede diferenciar entre las rocas volcánicas solidificadas que se aprecian en las proximidades de las dorsales, además de en la ausencia de sedimentos, frente a la creciente capa de sedimentos que aparece a medida que se avanza en dirección a la corteza continental.

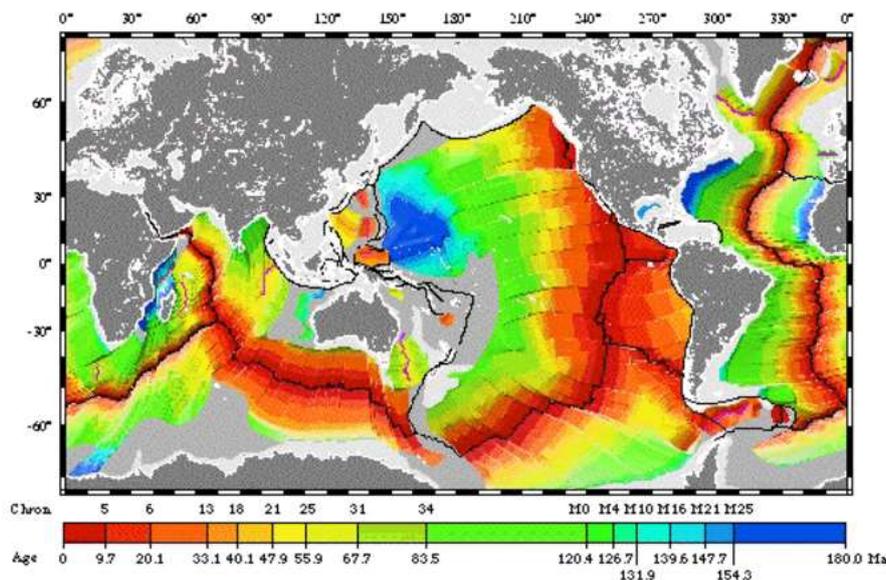


Figura 10: Edad de la corteza oceánica (Fuente: CNICE)



Javier Arto Cuesta

Como ya se ha expuesto anteriormente, cada océano muestra una serie de particularidades, en función de su proceso de formación. Entre estas, una de las más importantes para este estudio sería la topografía que presentan cada uno de los océanos. Aunque existen características comunes a todos ellos (Figura 11), principalmente en cuanto a la disposición de los elementos topográficos más identificables, cada uno presenta una topografía diferente en cuanto a la profundidad y pendiente de sus fondos y taludes continentales (Figura 12).

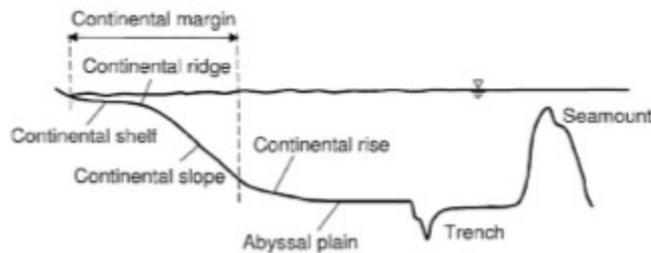


Figura 11: Características topográficas comunes de los fondos marino (Fuente: Randolph & Gourvenec, 2011)

Las zonas más importantes para la geotécnica offshore, objeto de este trabajo, son los márgenes continentales por ser las zonas de menores profundidades, clave para la instalación de los aerogeneradores.

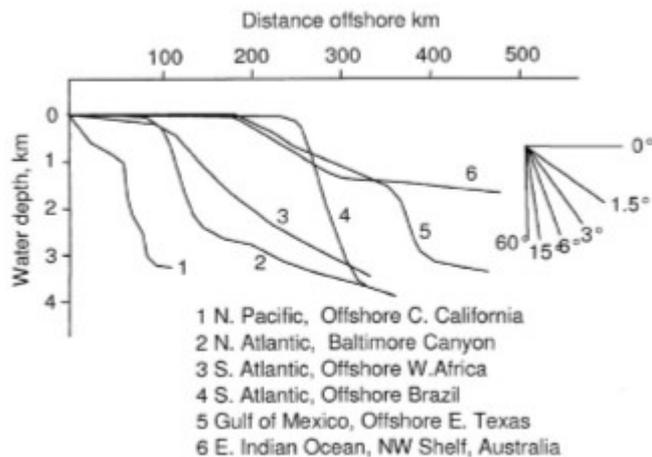


Figura 12: Perfiles topográficos de los fondos oceánicos en diversas localizaciones (Fuente: Randolph & Gourvenec, 2011)



## 2.2.2 Sedimentos marinos

Como ya se comentó en el apartado anterior, los sedimentos marinos tienen una distribución, en cuanto a su depósito creciente, a medida que se avanza en dirección a las plataformas continentales, es decir, en los márgenes continentales, siendo inexistentes en las zonas de dorsales. En la siguiente figura (Figura 13) se puede observar esta variación de sedimentos en función de la distancia a las zonas de generación de nueva corteza.

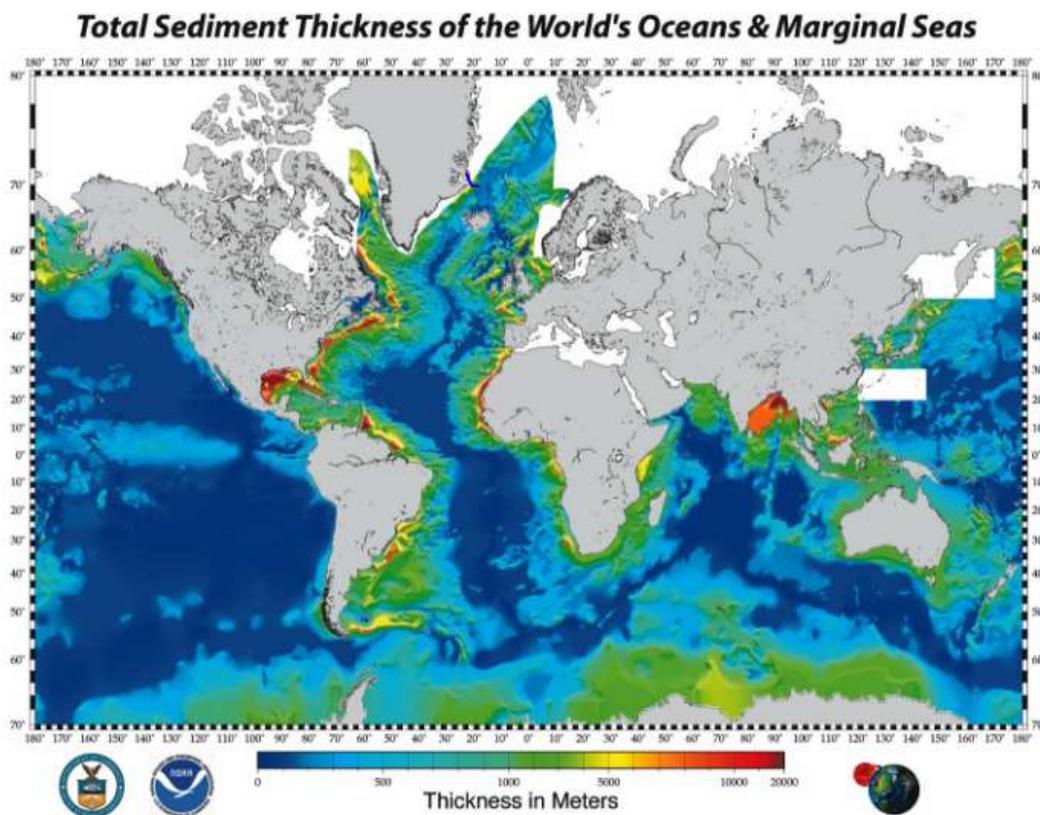


Figura 13: Espesor de los depósitos sedimentarios marinos (Fuente: NGDC-NOAA)

Los sedimentos marinos tienen principalmente dos orígenes: la descomposición de los restos continentales que forman los **materiales detríticos** y que se acumulan en el talud continental y los **materiales pelágicos**, originados a partir de la degeneración de los organismos marinos.



### **Materiales detríticos**

También conocidos como materiales terrígenos, Son materiales procedentes de la erosión del litoral costero, del transporte a través de los ríos y de los vientos y glaciares. Por lo tanto, todas estas causas están íntimamente ligadas con los procesos erosivos, lo que da como resultado, básicamente, granos de minerales silicatos (cuarzos y feldespatos).

### **Sedimentos pelágicos**

Son granos de alta finura generados a partir de restos de organismos marinos, como conchas o esqueletos, que suelen diferenciarse en sedimentos orgánicos, biogénicos y pelágicos.

Se distinguen de los materiales detríticos, además de por su mayor contenido biógeno, que supone variaciones en cuanto a la resistencia y compresibilidad del fondo y que favorece reacciones biológicas, por su microestructura derivada de su emplazamiento en zonas con altas presiones y bajas temperaturas que caracterizan el fondo marino y que favorece el contenido de gases en las partículas más porosas, las cuales también facilitan su saturación con agua salina, afectando a la resistencia del suelo, y, por último, su estructura discontinua generada por su exposición a las corrientes marinas.

### **2.2.3 Regímenes hidrodinámicos**

Los elementos de la estructura offshore están sometidos a una serie de fuerzas ambientales generadas por la acción dinámica de los océanos que deben calcularse para el óptimo funcionamiento del conjunto del aerogenerador en cada una de las fases de su vida. Estas fuerzas pueden conducir al movimiento del lecho marino que puede producir la inestabilidad o el colapso de la estructura objeto.

Estas acciones dinámicas son producidas de manera más relevantes por las corrientes, tanto las producidas por los gradientes de densidad y temperatura en las diferentes profundidades y localizaciones, como a las producidas por la acción del



Javier Arto Cuesta

viento y las olas o las propias corrientes producidas por los movimientos de la Tierra (efecto Coriolis).

### 2.2.3.1 Corrientes

Las corrientes marinas generan un movimiento continuo de las aguas oceánicas con una caracterización compleja tanto en los patrones de movimientos horizontales como verticales, existiendo unos modelos generalistas a nivel global (Figura 14) y con afección no sólo a nivel superficial sino también en profundidad.

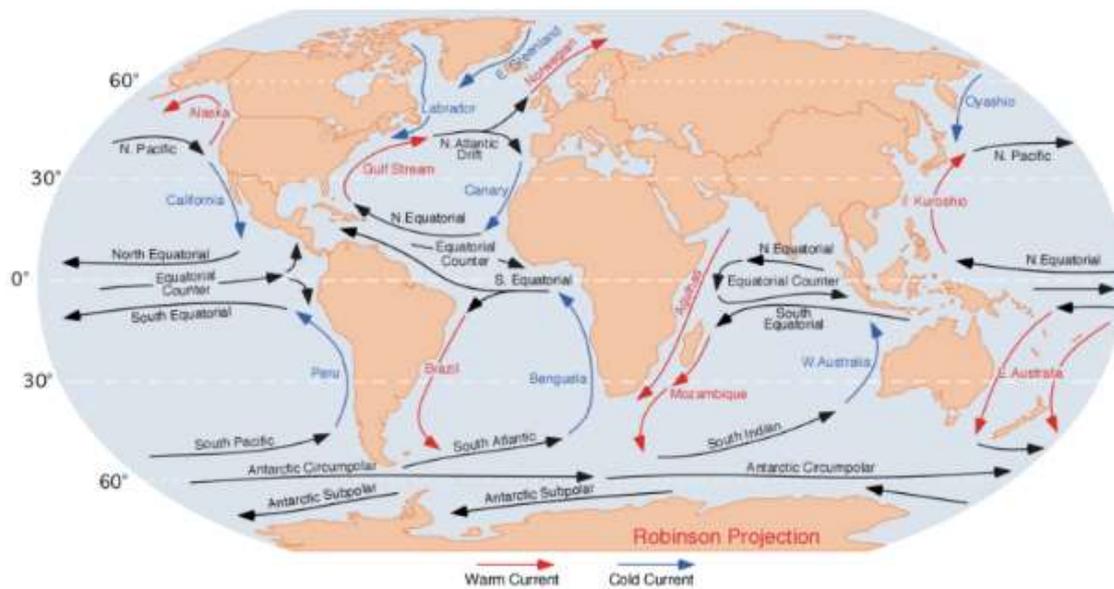


Figura 14: Patrones de circulación oceánica global (Fuente: [www.mundo-geo.es](http://www.mundo-geo.es))

Las agentes que afectan en las corrientes tienen diferente grado de importancia en función de la ubicación, siendo más relevantes en las cercanías de los litorales costeros y estuarios las mareas, los vientos y el oleaje, pudiendo llegar a afectar a la totalidad de la masa vertical de agua en las zonas de poca profundidad.

Por el contrario, en offshore, las corrientes se pueden diferenciar en superficiales y profundas. Los agentes que influyen en cada una de ellas son:



Javier Arto Cuesta

## Superficiales

Están modeladas por un sistema de vientos complejo a nivel global (*Trade Winds*) teniendo también una importancia notable el efecto de Coriolis y la Espiral de Ekman.

### a) Efecto Coriolis

En el caso de que la Tierra no rotase, la atmósfera circularía entre los polos (zonas de alta presión) y el ecuador (zonas de baja presión) de manera lineal. Sin embargo, debido a la rotación terrestre el aire tiene una deflexión en el sentido de rotación terrestre.

### b) *Trade Winds*

El aire caliente generado en la zona del ecuador fluye hacia las zonas más frías del planeta, situadas en los polos. Sin embargo, este movimiento se ve afectado por el efecto Coriolis, que produce una deflexión del aire en el sentido de rotación de la tierra, hasta la latitud 30° Norte o Sur, dependiendo del hemisferio, donde el aire comienza el descenso de nuevo hacia el ecuador, produciendo una especie de ciclo eólicos, que convergen de nuevo en la conocida como Zona de Convergencia Intertropical, situada en la franja entre los 5 grados Norte o Sur, zona en la cual los vientos están caracterizados por una relativa calma permanente.

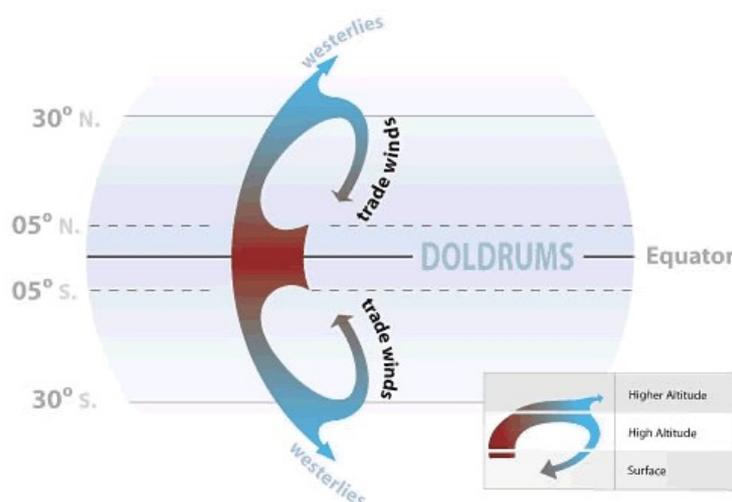


Figura 15: Trade winds (Fuente: Administración Nacional Oceánica y Atmosférica de EEUU)



Javier Arto Cuesta

El aire remanente que continúa su rumbo hacia los polos es conocido como vientos del oeste o *westerlies*.

c) Espiral de Ekman

Se trata de una consecuencia del efecto Coriolis. Cuando las moléculas de agua superficiales son desplazadas por la fuerza del viento, producen, en consecuencia, el movimiento de las capas de agua situadas por debajo debido a la fricción y así, sucesivamente, hasta llegar a zonas que pueden alcanzar los 100 m de profundidad.

Sin embargo, de la misma manera que la superficie del agua sufre una deflexión por el efecto Coriolis, las capas profundas también están sometidas a esta alteración, que termina por formar una espiral de dirección a lo largo de la columna de agua, pudiendo llegar algunas de las capas más profundas a moverse en dirección opuesta a la que sigue la capa superficial.

**Profundas**

Son conocidas como **termohalinas**, debido a que su origen se encuentra en las variaciones de densidad producidas por las diferencias de temperaturas y de salinidad en la masa de agua.

Estas corrientes se encuentran altamente afectadas por la topografía del fondo marino y por el movimiento de la Tierra, a través del efecto Coriolis y la espiral de Ekman.

Estas corrientes tienen una velocidad de desplazamiento que varía entre 2 y 40 cm/s, pudiendo tener, como se explicó anteriormente, una dirección opuesta a la de las capas superficiales.



### 2.2.3.2 Oleaje

Las olas están generadas, fundamentalmente, por la acción del viento sobre la superficie de la masa acuática, mediante la presión que ejerce sobre ésta y el rozamiento que se produce entre ambos elementos, lo cual provoca un estado de desequilibrio de la superficie marina.

Son tres los factores eólicos que determinan el oleaje: la velocidad del viento, su duración y su *fetch* o máxima distancia que una masa de agua se ve afectada de manera uniforme por la dirección e intensidad del viento, generando diferentes tipos de oleaje en función de las combinaciones de variables que se produzcan. Se identifica el oleaje tipo *swell* fuera de las zonas de generación del oleaje, estando caracterizado por un contenido energético limitado. Por otro lado, cuando existen gran cantidad de frecuencias, es decir, mar irregular se corresponde al mar de tipo SEA o de fetch limitado.

Las olas por su parte se caracterizan por su longitud,  $L$ , su profundidad,  $h$ , y su altura,  $H$ , siendo esta última el principal parámetro de diseño, aunque existen relaciones para obtener cualquiera de los parámetros con los otros, además de otros parámetros relacionados, como el período,  $T$ .

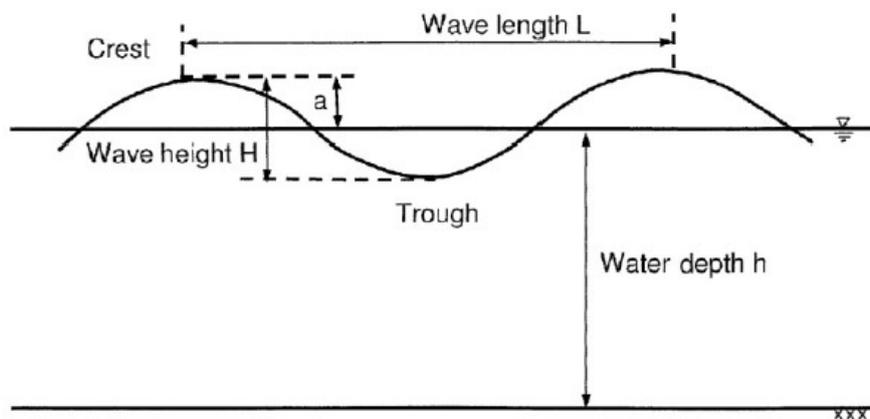


Figura 16: Parámetros característicos de la ola regular (Fuente, Randolph & Gouvernec, 2011)



Javier Arto Cuesta

La situación descrita en la Figura 16 se trata de una situación ideal en la que cada uno de los parámetros es perfectamente identificable. Sin embargo, en la situación real se produce una combinación de estados *swell* y *sea* aleatoriamente. Es necesario proponer una serie de parámetros complementarios que permitan definir el estado de mar, como pueden ser alturas de ola representativas ( $H_{50}$ ,  $H_{max}$ , ...) y el período de pico ( $T_p$ ), estableciéndose las siguientes relaciones:

$$T_p = 1,3 * T_m$$

$$H_{max} = 1,8 * H_s$$

Además, se debe tener en cuenta que el movimiento de las partículas de agua no es igual en todos los puntos, sino que éste varía en función de la profundidad. En la parte más superficial, las olas se trasladan con una celeridad,  $C$ , en dirección horizontal. Sin embargo, esto es sólo la representación macroscópica de la ola, desplazándose las partículas en una especie de trayectorias elípticas, como se muestra en la Figura 17.

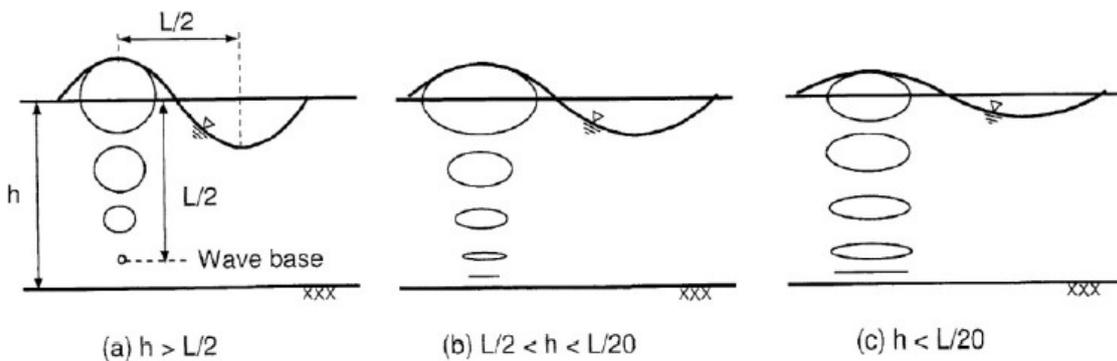


Figura 17: Trayectoria de las partículas de agua en función de la profundidad del lecho y de ola (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)

#### 2.2.4 Riesgos geológicos

Los riesgos geológicos o *geohazards* son condiciones o procesos geológicos o hidrodinámicos de corto o largo plazo que pueden conducir a movimientos de suelos, rocas, fluidos o gases que pueden viajar a velocidades cercanas a decenas de metros por segundo. Dentro del ámbito marino pueden suponer grandes riesgos para la vida, así como para las diferentes infraestructuras. Debido a esto, será



Javier Arto Cuesta

necesario llevar a cabo los procedimientos necesarios para tratar de eliminar los riesgos o reducir sus daños al mínimo nivel, incrementado el coste de los elementos que se dispongan en zonas donde se produzcan o donde alcancen sus efectos.

Se pueden distinguir dos tipos de riesgos geológicos:

- Eventos peligrosos: son de rápida exposición y poco frecuentes, tales como terremotos, deslizamientos de tierra submarinos que pueden llegar a producirse en taludes de solo uno o dos grados de inclinación.
- Condiciones del terreno peligrosas: son procesos progresivos de lenta formación, como la fluencia del terreno o de las fallas no tectónicas.

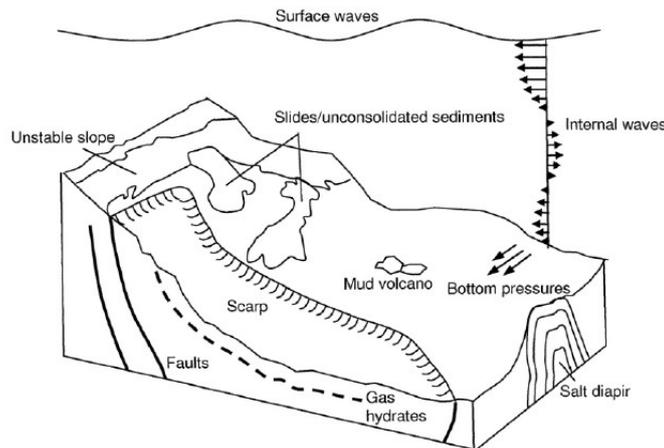


Figura 18: Geohazards en el ambiente offshore (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)

El riesgo de cada geohazard será función de su localización respecto a la estructura objeto, la magnitud del proceso y su frecuencia de aparición. Existen determinados tipos de condiciones del terreno cuyo riesgo asociado es bajo, pero que la actividad antropogénica puede alterar convirtiéndolas en condiciones de gran riesgo, mientras que existen otras que tienen asociado un alto riesgo, pero que es difícil que se desarrollen sin que haya una previa distorsión de su equilibrio. Por lo tanto, es necesario estudiar tanto la existencia de un riesgo y su magnitud asociada, como su probabilidad de ocurrencia relativa a la actividad que se desarrolle en su entorno y en función de su vida útil.



*Javier Arto Cuesta*

Entre los riesgos más comunes que pueden aparecer se encuentran: los volcanes de lodo submarinos, los terremotos submarinos, tsunamis, diapiros salinos, gas superficial, fallos de talud, fallas o la fluencia de los terrenos y su deslizamiento.



## 2.3 ESTRUCTURAS EÓLICAS OFFSHORE

Las estructuras de los elementos offshore y, concretamente, sus cimientos buscan resistir los esfuerzos que se generan en la vida útil del aerogenerador, entendiendo como tales los producidos por el viento, las olas, las corrientes profundas o las condiciones y procesos geológicos del mar y trasladarlos al fondo marino.

Estos esfuerzos llegan a generar solicitaciones un 500% superiores a las que se producen en el entorno terrestre, por lo que es fácil entender que estos elementos necesitarán unos requerimientos geométricos más exigentes.

En este capítulo se busca definir los principales tipos de estructuras (Figura 19) en función de su cimentación y de las condiciones que requiera el emplazamiento, cuya tecnología ha sido en gran parte desarrollada a partir del sector del *oil & gas*, con una historia y una implantación mucho mayores.

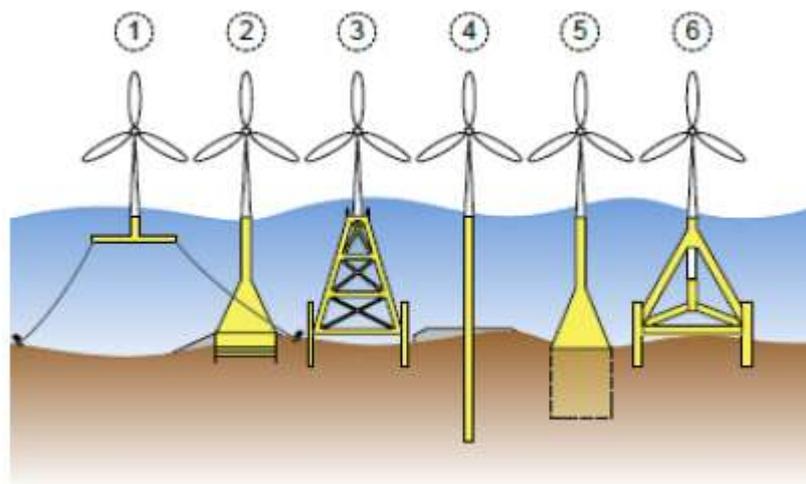


Figura 19: Tipos de cimentaciones para aerogeneradores offshore (Fuente: García, 2013)

1. Estructuras flotantes (*Floating structures*)
2. Estructuras de gravedad (*Gravity structures*)
3. *Jacket structures*
4. Estructuras de monopilote (*Monopile structures*)



Javier Arto Cuesta

5. Estructuras de succión (*Suction bucket structures*)
6. Estructuras de trípode (*Tripod structures*)

Se puede hacer una clara diferenciación entre la primera, cuyo modelo de sujeción en el terreno es el objeto de este trabajo y que a su vez presenta diferentes tipologías, enmarcadas dentro de las **estructuras flotantes**, y las 5 siguientes que se pueden englobar dentro del grupo de **estructuras fijas**.

Actualmente, como muestra la siguiente figura, las estructuras flotantes, sobre las que trata este trabajo aún se encuentran muy poco desarrolladas en comparación con otras tipologías, especialmente las de gravedad, dado que por su sencillez y coste en las profundidades que se venían utilizando era más común su desarrollo.

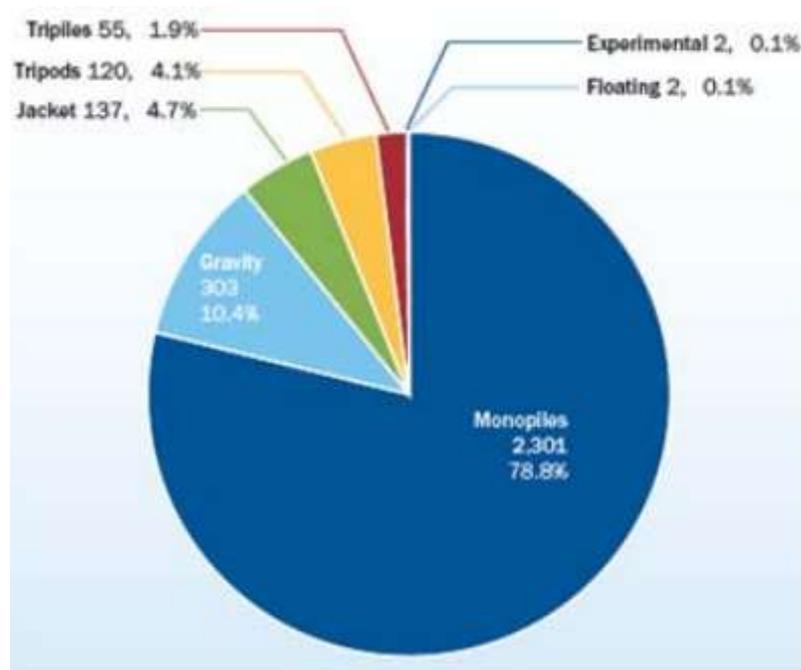


Figura 20: Distribución por porcentaje de uso de las estructuras offshore (Fuente: EWEA)

### 2.3.1 Estructuras fijas

Se han utilizado tradicionalmente en la industria petrolífera para profundidades limitadas, movimientos altamente restringidos y un período de vida útil largo.



### 2.3.1.1 Gravedad

Las cimentaciones por gravedad o Gravity Base Structures (GBS) se fundamentan en la construcción en tierra de una estructura de hormigón reforzado o acero, que posteriormente se trasladará hasta su ubicación final y que aseguran la estabilidad de las turbinas al fondo marino a través de su propio peso, que oscila, típicamente entre 500 y 1.000 toneladas a raíz de un diámetro de entre 12 y 15 m.

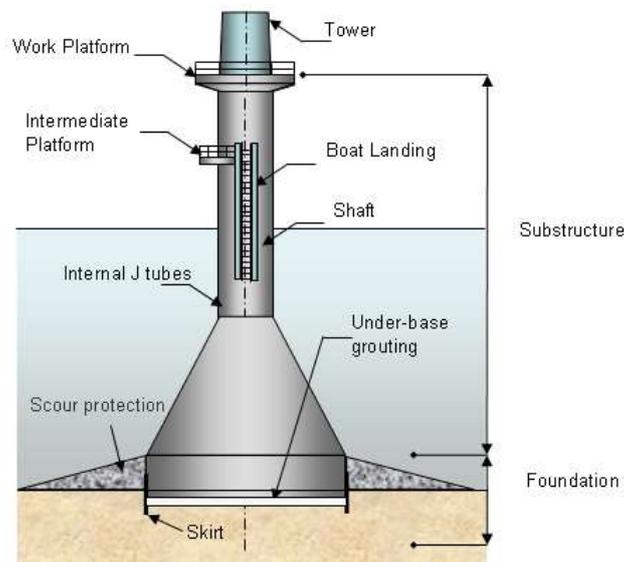


Figura 21: Estructura de gravedad ([www.wind-energy-the-facts.org](http://www.wind-energy-the-facts.org))

La cantidad de hormigón utilizada será proporcional al cuadrado de la profundidad, lo que encarece enormemente este tipo de estructuras, siendo inviables a partir de 10 metros de profundidad.

Pueden constar de faldas que se introducen en el fondo para transmitir los esfuerzos a capas más resistentes y colaborar en la resistencia a solicitaciones laterales y a prevenir la socavación.

Son recomendables en suelos homogéneos con preparación previa, debido al asiento y a la distribución de cargas que generan y cuando las acciones ambientales no son excesivas.



### 2.3.1.2 Monopilote

Se basan en un **pilote** que “continúa” con la estructura de la torre, es decir, con un diámetro de entre 3,5 y 5 metros, que se introduce hasta una profundidad de 30 metros mediante perforación, conducción o una combinación, una **pieza de transición** de acero que sujeta la torre y una **plataforma de atraque** para el acceso a la torre.

Son frecuentemente utilizadas en profundidades de entre 10 y 25 metros, siendo a profundidades menores más viables las estructuras GBS. Al igual que estas últimas, su instalación requiere de preparación del fondo.

El espesor de la pared suele estar en torno a los 5 cm. Tienen una rigidez relativamente baja, siendo poco resistentes frente a esfuerzos horizontales y momentos grandes. El momento al vuelco es, precisamente, su carga de diseño principal, por lo que se requiere que el pilote sea corto y grueso.

Hay tres tipologías de estructuras de monopilote:



Figura 22: Cimentación y transporte de micropilote (Fuentes: [www.eon-uk.com](http://www.eon-uk.com) y Arco. et al, 2013)



a) **Pilotes de acero hincado**

Se instalan por desplazamiento del suelo en el avance mediante martillos hidráulicos, dificultando este camino la existencia de capas cementadas. Su uso tampoco es recomendable en terrenos compresibles o zonas de arena calcárea, donde presentan baja resistencia por fuste.

b) **Pilotes perforados y hormigonados**

Se basan en la perforación e introducción previa de un elemento tubular de acero, para posteriormente hormigonar en el interior.

Su uso es más favorable que los de acero hincado en aquellos terrenos más rocosos y en los formados por sedimentos calcáreos por su mayor facilidad de introducción y su mayor resistencia por fuste.

La instalación de estos pilotes cuenta con tres etapas principales: (i) La instalación del pilote primario de acero hincado, (ii) la ampliación de la perforación mediante taladro y (iii) la colocación del pilote de acero y el posterior hormigonado.

c) **Pilotes hincados de hormigón**

Esta técnica trata de combinar la facilidad de la hinca del pilote y la alta resistencia por fuste del pilote hormigonado, reduciendo costes y plazos y evitando el posible colapso de la instalación.

**2.3.1.3 Estructuras de trípode**

En este tipo de cimentaciones el pilote central va acompañado de un trípode con un arreglo triangular que se ancla al suelo mediante pilotes, a profundidades que pueden alcanzar los 40 metros, contexto en el que es más viable que las otras



Javier Arto Cuesta

técnicas debido a que en menores profundidades su transporte e instalación no compensa económicamente.

La geometría de esta clase de estructura le confiere mayor peso -en torno a 700 toneladas-, rigidez y estabilidad, por lo que permite su uso para turbinas de mayor potencia que generen mayores solicitaciones, aunque su mayor área también le supone unos esfuerzos más altos debidos al oleaje.



Figura 23: Instalación de una estructura de trípode (Fuente: García, 2013)

Existen dos variantes de esta tipología: la estructura de **tripilote**, basada en una mejora de la estructura del monopilote para profundidades cercanas a 50 metros, con tres pilotes paralelos; y la estructura de pilotes con **cajones de succión** que se trata de cuerpos huecos que se hincan y cuyo funcionamiento se explicara a continuación para la solución de un solo cuerpo.

#### 2.3.1.4 Cajones de succión

Se basan en una estructura metálica de forma similar a la de gravedad, pero parcialmente hincada en el lecho marino y con el fondo abierto, especialmente apta para zonas de aguas de profundidad intermedia y suelos homogéneos, evitando la posibilidad de formación de asientos diferenciales

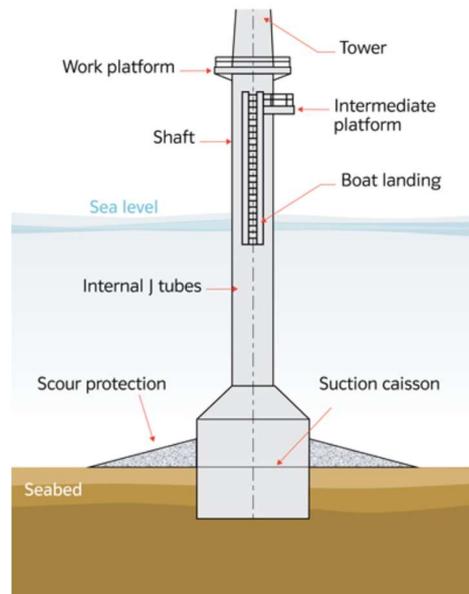


Figura 24: Cimentación mediante cajón de succión (Fuente: [www.eon-uk.com](http://www.eon-uk.com))

El fondo abierto permite crear una cámara de baja presión mediante el bombeo de agua en su instalación., que genera una succión que atrae al fondo el cajón.

Es frecuente que aparezcan problemas de licuefacción y flujos localizados en el exterior del cajón.

### 2.3.1.5 Estructuras tipo Jacket

Esta tipología fue muy desarrollada por las petroleras y hasta el momento su implantación para la generación de energía eólica offshore no es muy notable, debido a su mayor complejidad estructural y cantidad de material que otras tipologías que operan a la misma profundidad. Están basadas en celosías de acero de gran rigidez que transmiten los esfuerzos al lecho mediante pilotes hincados. Son utilizadas en profundidades comprendidas entre 25 y 50 metros.



Figura 25: Instalación de estructura tipo Jacket (Fuente: Arco et al, 2013)

Las juntas tubulares de esta tipología de estructura suelen ser soldadas y, dada la cantidad de articulaciones que poseen, su elaboración suele ser lenta y estas juntas suelen ser los puntos de debilidad estructural de la estructura.

La socavación y la fatiga en las juntas, como ya se ha reflejado, son los principales problemas a los que se enfrentan este tipo de estructuras, especialmente debido a que el ambiente offshore se caracteriza por las cargas cíclicas.

### 2.3.2 Estructuras flotantes

Las estructuras flotantes, objeto de este trabajo, suponen el punto de inflexión en las estructuras eólicas offshore, pues permiten trabajar a profundidades hasta ahora no alcanzadas por las plataformas fijas (hasta 100 metros) puesto que además de la enorme cantidad de material que sería necesario utilizar, esta zona se encuentra en la transición entre aguas poco profundas y aguas profundas, siendo bastante exigente en cuanto a las fuerzas que se generan para los tipos de cimentación fijos, por lo que se trabaja con aerogeneradores que tienen equilibrado el empuje sobre la torre con su propio peso y asegurados con cables pretensados o catenarias que mantienen la plataforma estable y en un mismo lugar, realizando la



Javier Arto Cuesta

función de tensores anclados al fondo, aunque permiten cierto tipos de movimiento limitados (pitch, roll y heave) en función del tipo de plataforma y fondeo, lo que le permite disipar gran parte de la energía mediante la oscilación y descargando en cierta medida las solicitaciones que se le exigirían a una plataforma fija que recibe toda la energía sobre su estructura.

El hecho de que su cimentación se base en anclaje de elementos conectados a los cables supone que las características del fondo marino tengan menor influencia. Además, existe un amplio abanico de tipologías de anclas en función del lecho.

Puesto que el futuro de la energía eólica está altamente supeditado al desarrollo de la tecnología de las plataformas flotantes, las inversiones que se están realizando son altas y están propiciando un gran crecimiento de los tipos de estructuras que operan en este entorno. Realmente, se basan en 3 tipos principales, según el tipo de estabilización utilizada:

1. Plataformas estabilizadas por lastre
2. Plataformas estabilizadas por líneas de amarre
3. Plataformas estabilizadas por inercia en la flotación

#### **2.3.2.1 Plataformas estabilizadas por lastre (SPAR)**

Se basan en un cuerpo cilíndrico, con una altura bastante notable en relación a su diámetro, que actuará como una boya, por lo que también se las llama “*spar buoy*”.

Consiguen estabilizarse gracias un lastre que actúa en la zona inferior de la boya, logrando desplazar el centro de gravedad lo más profundo posible, por debajo del centro de flotación. Este lastre ofrece una alta resistencia al balanceo y, además, la forma alargada minimiza la oscilación vertical producida por las olas.

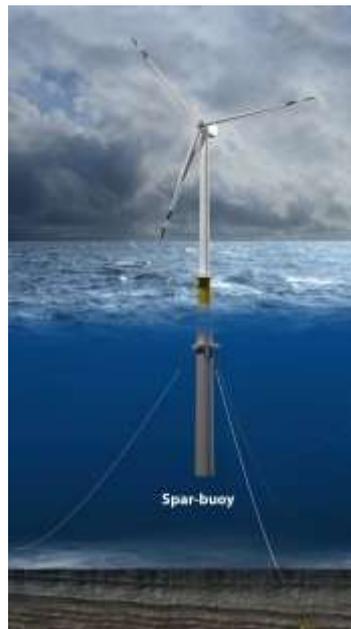


Figura 26: Spar buoy (Fuente: [www.energy.gov](http://www.energy.gov))

Para fijarlas al fondo es común el uso de líneas de catenarias o tensionadas, siendo más frecuentes las primeras, conectadas a un ancla de amarre.

Uno de los ejemplos más exitosos de esta tipología de aerogeneradores es el proyecto *Hywind*, de Siemens y StatOilHydro, consistente en una plataforma de 100 metros con un lastre en el fondo y tres líneas de fondeo de tipo cadena.

### 2.3.2.2 Plataformas estabilizadas mediante líneas de amarre (TLP)

Conocidas por TLP por las siglas en inglés de “*Tension Leg Platform*” basan su equilibrio en la tensión que infligen los amarres a una estructura flotante semi-sumergida, que van a su vez anclados al fondo. Esta tensión permite un movimiento menor que el que proporcionan los amarres basados en catenarias.

En la siguiente figura (Figura 26) se puede observar un ejemplo de estructura TLP, pudiendo ser de varios tipos: semi-sumergible, de boya, etc. Pero estas estructuras siempre deberán ser más complejas para soportar las cargas que llegan a través de las líneas de amarre.

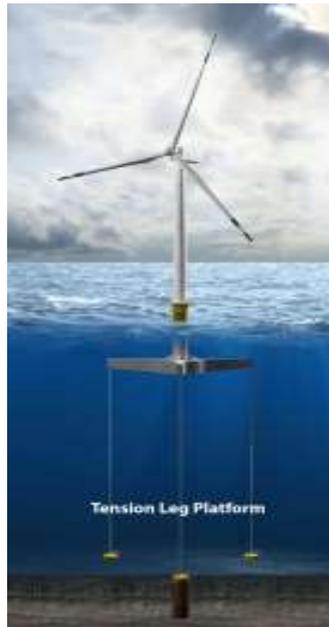


Figura 27: TLP (Fuente: [www.energy.gov](http://www.energy.gov))

Uno de los modelos más avanzados es el de la plataforma *Windfloat* por Principle Power y EDP, formada por tres columnas que contienen los lastres y que se monta en tierra para, posteriormente, desplazarse a su ubicación final.

### 2.3.2.3 Plataformas estabilizadas por flotabilidad (barcazas)

Se estabilizan mediante su flotabilidad y la inercia de flotación. Generalmente, se basan en boyas flotantes o estructuras semi-sumergibles que cuentan con tres o cuatro flotadores dependiendo del modelo. Las de tres flotadores apoyan la turbina en tres columnas, conectadas en un trípode con vigas de acero y las de cuatro flotadores son análogas, con la salvedad de contar con un flotador más y un peso relativo mayor.

Actualmente, es la tipología con mayores inversiones en investigación y desarrollo, pues presenta diversas ventajas al tratarse de un combinado del resto de técnicas que puede lograr minimizar el comportamiento frente a las cargas oceánicas.



Javier Arto Cuesta



Figura 28: Estructura semi-sumergible (Fuente: [www.energy.gov](http://www.energy.gov))

El *Blue H* es uno de los aerogeneradores con plataforma basada en la flotabilidad, creado por la compañía holandesa de mismo nombre. Se basa en un cuerpo vacío unido a lastres fondeados y conectados con líneas de amarre que mantienen cierta tensión gracias a estos lastres.



## 2.4 CONFIGURACIONES DE SISTEMAS DE AMARRE

Los sistemas de amarre conectan las anclas ubicadas en el lecho marino con las plataformas eólicas flotantes, manteniéndolas en un mismo lugar a pesar de los movimientos que pueden inducir los fenómenos oceánicos, ambientales o antropogénicos. Se pueden clasificar según su situación respecto al fondo marino en:

### 2.4.1 Amarres dispersos (*spread moorings*)

#### 2.4.1.1 Amarre por catenaria

Están formados por cadenas metálicas o cables, bien de acero o bien de material sintético, que se conectan en el fondo con “muertos de anclaje” o “anclas de arrastre”.

La catenaria es una curva que suspendida por sus extremos forma una cuerda flexible, uniforme e indeformable que en el caso de los amarres offshore toma posición horizontal en el contacto con el fondo, por lo que los anclajes sólo deberían recibir fuerzas horizontales.

En realidad, este amarre toca el fondo marino antes de alcanzar el anclaje al no estar tensadas. Cuando la plataforma se aleja de éste, la catenaria se tensa, manteniendo su posición.

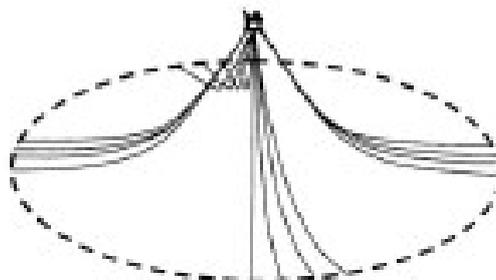


Figura 29: Amarre por catenaria (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)



### 2.4.1.2 Amarre por multicateneria

Disposición de la línea de cateneria en forma de S mediante el uso de boyas y pesos.

### 2.4.1.3 Amarre Tensionado

En inglés, *Taut Spread Mooring*. En este caso, la línea de amarre no tiene por qué llegar apoyada en el terreno, sino que el contacto con el fondo se realiza en el anclaje manteniendo cierto ángulo -entre 30 y 45° respecto al lecho, de manera que la sollicitación se produce tanto horizontal como verticalmente.

Su desarrollo viene dado por la dificultad de instalar catenerias en aguas muy profundas, puesto que el peso se convierte en un factor limitante, desarrollando para este fin los cables tirantes a partir de materiales sintéticos de menor peso y que, al no ir apoyadas en el suelo, no necesitan tanta longitud -menor peso-.

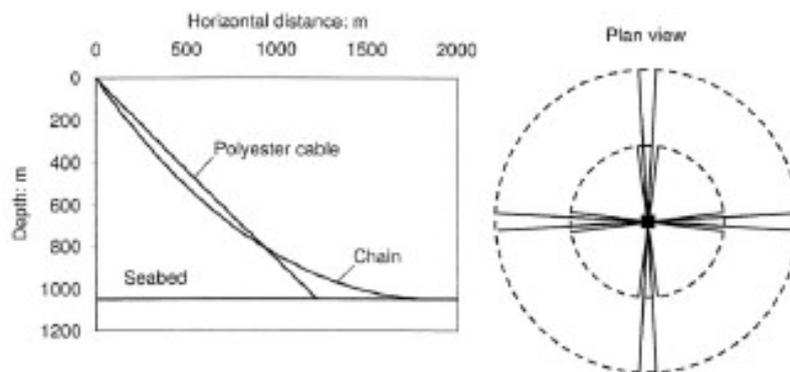


Figura 30: Comparación entre cables tensionados y catenerias (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)

Los amarres en un TLP son de este tipo, pero forzándose los contactos a ser ortogonales al lecho marino, de manera que las fuerzas de restauración que se generan se deben a los cambios de flotabilidad en la estructura. Son los conocidos como **tendones verticales**, que son cables de acero tensionados y sujetos a la



Javier Arto Cuesta

plataforma, hundiéndola parcialmente y minimizando los movimientos tanto verticales como de oscilación.

Además, dada su disposición vertical, su desarrollo en planta es del orden del tamaño de la estructura, pudiendo alcanzar los 200 metros.

#### **2.4.2 Amarres a un punto (*single point moorings*)**

##### **2.4.2.1 Amarre por medio de una torre (*turret mooring*)**

Mediante una sub-estructura externa o interna a la estructura principal, que se sujeta al fondo mediante líneas de catenaria.

##### **2.4.2.2 Amarre tipo CALM (*Catenary Anchor Leg Mooring*)**

Las líneas de catenaria sujetan una boya que se conecta con la estructura.

##### **2.4.2.3 Amarre tipo SALM (*Single Anchor Leg Mooring*)**

Análoga a la anterior, pero en lugar de ir amarrada mediante líneas de catenaria lo hace mediante líneas tensionadas.

##### **2.4.2.4 Amarre tipo ALC (*Articulated Leg Column*)**

Una estructura en forma de columna articulada amarra la plataforma.

##### **2.4.2.5 Amarre a estructura spar (*Single Point Mooring and Reservoir*)**

Se trata de una solución de boya spar que va conectada al fondo con líneas de catenaria.

##### **2.4.2.6 Amarre a torre fija (*Fixed Tower Mooring*)**



Javier Arto Cuesta

Es análoga a otras tipologías, como la ALC, pero en este caso es una torre fija la que va anclada al suelo.

#### **2.4.3 Posicionamiento dinámico (*dynamic positioning*)**

Presentan unos costes muy elevados en comparación con otras soluciones de amarres, por lo que su uso es bastante limitado en la actualidad.

##### **2.4.3.1 Amarre activo (*active mooring*)**

Se utiliza un servo-controlador para dirigir las líneas de amarre, que se podrán aflojar o tensionar en función de las necesidades, para que no se produzcan desplazamientos excesivos de la plataforma.

##### **2.4.3.2 Propulsión**

Mediante el accionamiento por ordenador de unas hélices propulsadas puede mantenerse la ubicación de la plataforma.



## 2.5 TIPOS DE ANCLAS EN LAS PLATAFORMAS FLOTANTES OFFSHORE

### 2.5.1 Anclas de gravedad

También conocidas como muertos de anclaje o *Surface gravity anchors* que basan su funcionamiento en el propio peso del elemento de anclaje y, de forma secundaria, en las fuerzas de fricción generadas en el contacto con el fondo marino.

Este tipo de anclas están, generalmente, apoyados sobre la superficie marina, aunque su empotramiento parcial o total puede suponer una mejora de su comportamiento frente a las sollicitaciones, principalmente verticales en dirección ascendente y horizontales, procedentes de los sistemas de amarre que conectan con la plataforma flotante.

Existen diferentes tipos de anclajes por gravedad, pudiendo ser sus geometrías más o menos sencillas, en una búsqueda del equilibrio entre el coste, la complejidad del diseño y la dificultad de su instalación, aunque, fundamentalmente, son dos las tipologías utilizadas:

#### 2.5.1.1 *Box anchors*

Es el más común y sencillo de los diseños utilizados, formado por un cajón de metal que se transporta hueco para poder realizarlo flotando para, una vez dispuesto en su localización final, proceder a rellenarlo de material granular o de acero.

Como se puede apreciar en la figura (Figura 30), cuenta con una serie de nervios en su parte inferior para mejorar su capacidad resistente frente a esfuerzos horizontales, mediante efecto cizalla.

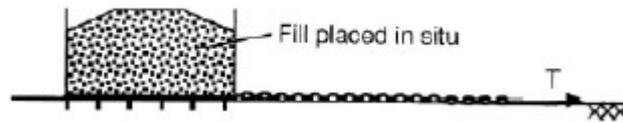


Figura 31: Muerto de anclaje tipo Box anchor (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)

### 2.5.1.2 Anclaje de emparrillado y berma (*Grillage and Berm anchors*)

Se fundamentan en la generación de una berma artificial mediante material rocoso o férrico que entierra un emparrillado.

### 2.5.2 Anclas enterradas (*embedded anchors*)

En aquellas plataformas que exigen mayores requerimientos al anclaje, se disponen anclas enterradas bajo el lecho marino, de manera que aumenta su capacidad resistente, ofreciéndose en la actualidad diferentes tipologías.

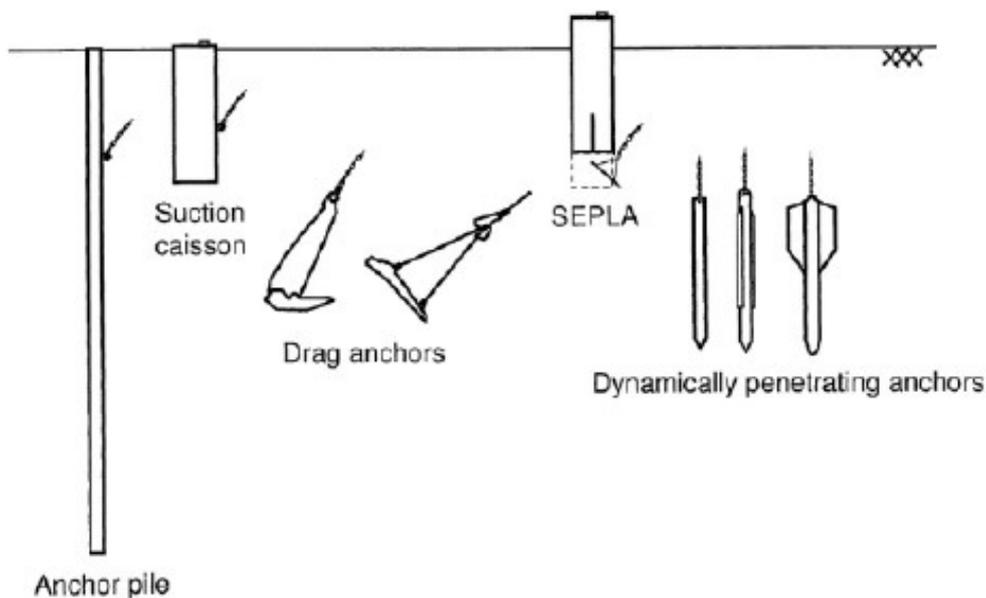


Figura 32: Tipologías principales de anclas enterradas (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)



Javier Arto Cuesta

### 2.5.2.1 Pilotes de anclaje (*anchor piles*)

Se trata de pilotes de acero huecos introducidos en el terreno por hinca o perforación, para, posteriormente, proceder a su hormigonado, análogamente a los que se utilizan en las estructuras fijas.

La cadena del ancla puede colocarse en la mitad en la mitad inferior del pilote, o bien hormigonarla en la parte superior, confiando el atado a la resistencia al arranque en el hormigón cuando se produce el tensionado, siendo el primer tipo común en los pilotes hincados y el segundo en los perforados.

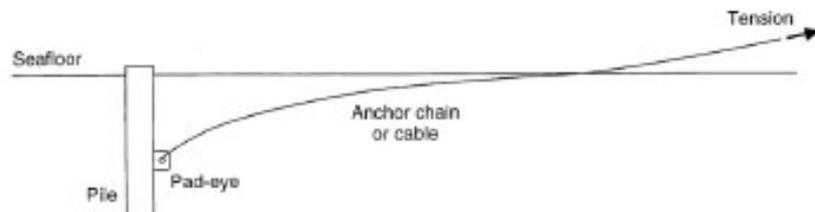


Figura 33: Anchor piles y disposición del amarre (Fuente: Dean, 2010)

Su capacidad resistente es la mayor de todas las que ofrecen las diferentes tipologías, pudiendo resistir cargas horizontales y verticales mediante la resistencia a fricción que ofrece el fuste hincado en el terreno. Sin embargo, el impacto ambiental que producen también es muy alto y su coste las hace inviable en la mayoría de profundidades, accediendo a su uso únicamente en aquellos casos en los que no sea posible utilizar otras tipologías.

### 2.5.2.2 Anclas de cajón de succión (*suction caisson anchors*)

Este tipo de anclas son las más comunes a altas profundidades. Se basan en un pilote de acero hueco que lleva unas bombas de succión en su interior, y que, debido a su peso, se va introduciendo en el lecho marino hasta una cierta profundidad. Una vez alcanzado este punto, las bombas comienzan a trabajar creando una depresión dentro del pilote para que éste llega a la profundidad necesaria. Una vez han realizado su trabajo, las bombas se pueden retirar y se cierra el cajón,



Javier Arto Cuesta

Este proceso de instalación es sencillo, siendo una de las principales ventajas de este tipo de anclas, pues permite una disposición muy precisa del ancla en el fondo marino

El espesor de las paredes es alto en relación a su diámetro, alcanzando relaciones de  $1/200$  (t/D), para evitar la abolladura durante la instalación. Esto junto a los materiales que se utilizan para su construcción -generalmente, acero y hormigón- generan unas anclas de gran peso, que necesitan barcos-grúas para su transporte, siendo una de sus principales desventajas. Además, necesitan una caracterización amplia del suelo mediante ensayos, pues pueden generar problema en suelos estratificados.

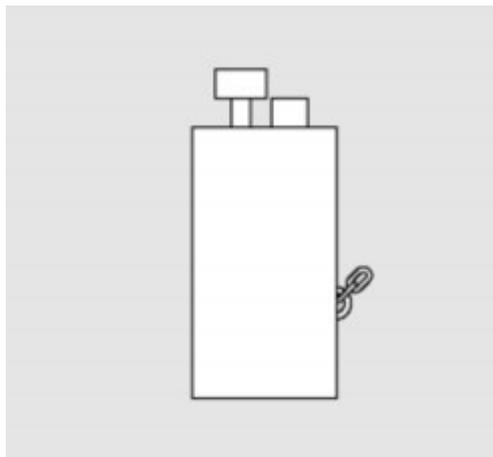


Figura 34: Ancla de succión (Fuente, Correa, 2015)

Las cadenas se instalan a una altura apropiada, de manera que las fuerzas no generen desestabilización del ancla, especialmente bajo carga lateral y se fija a la cadena mediante un cáncamo.

### 2.5.2.3 Anclas de arrastre (*drag anchors*)

Están formados por tres elementos: el asta (*shank*), el cáncamo (*padeye*), que transmite la carga del cable y la base (*fluke*), que se encuentra enterrada en el lecho marino y proporciona el área resistente, gracias al peso de los sedimentos. Para suelos arcillosos, el ángulo entre base y asta se encuentra entorno a los 50 grados y



Javier Arto Cuesta

para arenas se deben disponer ángulos menores, de unos 30 grados, aunque será necesario realizar ensayos previos para determinar el ángulo de manera precisa.

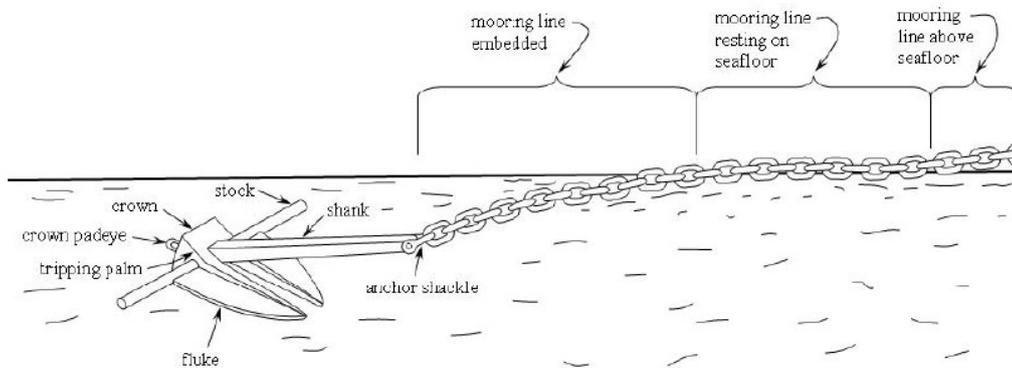


Figura 35: Ancla de arrastre (Fuente: Rocker et al, 2011)

Su capacidad frente a esfuerzos verticales es reducida, por lo que son muy apropiadas para líneas de amarre por catenaria, dejando de esta forma un tramo de la sección arrastrada bajo el lecho y otro tramo arrastrado por encima de la superficie, desarrollando ambos resistencia al movimiento horizontal.

La profundidad de empotramiento depende del tipo de suelo en el que se instale, encontrándose entre 1 y 5 veces la dimensión más larga del ancla. Mientras que la distancia que es necesaria arrastrarla hasta disponerla en su ubicación último varía entre 10 y 20 veces la longitud de la base, lo que genera unas resistencias de entre 20 y 50 veces el peso del ancla. En la siguiente figura vemos cómo se produce el arrastre del ancla hasta localizarla en su punto de uso.

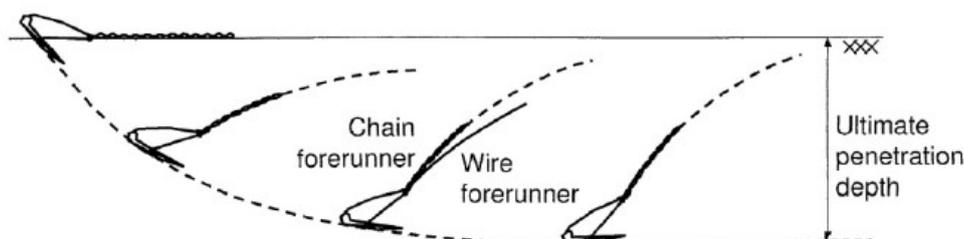


Figura 36: Instalación del ancla de arrastre (Fuente: Randolph & Gouvernec, 2011)



Javier Arto Cuesta

Una variante desarrollada de las *drag anchors*, son las conocidas como *Vertically Loaded Anchors* (VLAs)

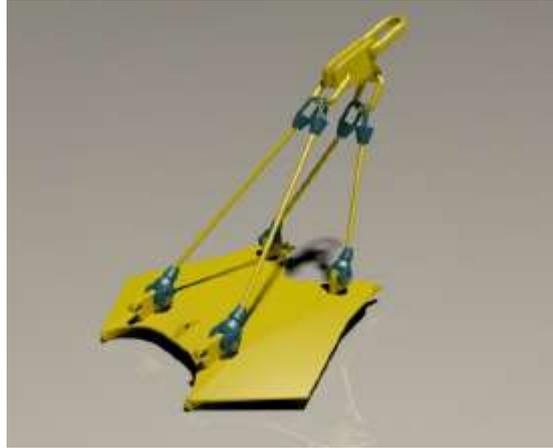


Figura 37: VLA (Fuente: Correa, 2015)

Este tipo de anclas consiguen mayor penetración en el terreno, de 7 a 10 veces la longitud de la base y, además, permite resistir de manera competente tanto cargas horizontales como verticales, con la ventaja de tener unas dimensiones y un peso menores. En esta tipología se reemplaza el asta por una brida, sin embargo, su instalación continúa realizándose por arrastre, lo que puede entrañar ciertas dificultades a la hora de una colocación precisa en cuanto a profundidad y orientación.

#### 2.5.2.4 Anclas planas

Las anclas planas y su resistencia son el objeto de este estudio. Se trata de una tipología de ancla que permite adaptar su diseño a las necesidades del terreno en el que se vayan a instalar y a los mecanismos de instalación utilizados.

Su instalación tiene una primera etapa de penetración del ancla de forma ortogonal al fondo. Una vez instalado, se reorienta mediante un proceso llamado *keying process*, para adquirir su posición horizontal última e incrementar la resistencia de arranque. Para optimizar el proceso se utiliza maquinaria de hincas estándar en profundidades menores de 30 metros. Una vez superada esta barrera se acompaña de equipamiento submarino.



La capacidad resistente que presenta es elevada en relación con su peso, siendo una de las tipologías más eficientes, sobre todo cuando se enfrenta a sollicitaciones con componentes horizontales de pequeña magnitud, permitiendo amarres de corto alcance, que pueden estar más tensionados y logrando valores resistentes de hasta 50 toneladas. Además, también son resistentes a la supresión. Sin embargo, pueden presentar disminución de resistencia cuando se enfrentan a cargas cíclicas y los amarres se encuentran tensionados en entornos de arenas flojas y limos gruesos y cuando se enfrentan a la abrasión o la fatiga.

En cuanto a su posicionamiento, pueden alcanzar gran precisión en su colocación, sin ser necesario realizar un arrastre horizontal para ubicarlas. Pueden adaptarse a todo tipo de suelos, incluso aquellos con grados de estratificación altos. Una vez ha terminado su función, este tipo de anclas no suele ser recuperable.

#### **2.5.2.4.1 Tipos de anclas planas**

Las tipologías más importantes en la actualidad de anclas planas utilizadas en plataformas eólicas offshore son las siguientes:

##### **SEPLA**

Fueron patentadas en 1997 por la empresa InterMoor mediante la combinación de dos conceptos de anclaje probados muy desarrollados: los pilotes de succión, con resultados exitosos, y las anclas planas, económicamente muy rentables, buscando una solución que mezclara estas dos características.

Este sistema entierra el ancla profundamente en el lecho marino hasta llegar al estrato requerido mediante un conductor, utilizando activamente todos los componentes resistentes de las cargas del amarre, por lo que son geotécnicamente más eficientes. Gracias a esto, su tamaño es significativamente menor y aproximadamente 4 veces más ligeros que las anclas de succión equivalentes, lo que



Javier Arto Cuesta

reduce considerablemente sus costes. Su tamaño puede alcanzar los 4,5 x 10 metros para instalaciones permanentes.

Tras la instalación es necesario retirar el conductor y exponer a la cadena a una tensión para colocar el ancla en su posición más adecuada.

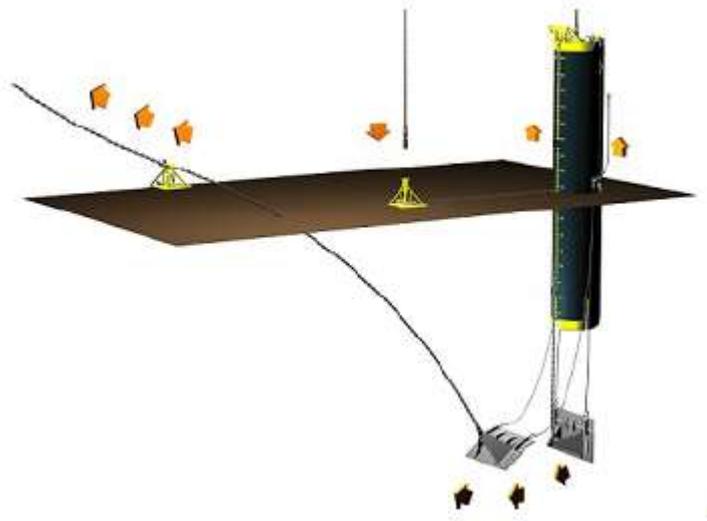


Figura 38: Ancla tipo SEPLA (Fuente: Correa, 2015)

Entre sus ventajas podemos encontrar la alta precisión en la localización del ancla, la simplicidad del proceso constructivo de esta o la alta eficiencia que conllevan, superando con creces la eficiencia de las anclas de succión.

### **IMPACT VIBRATORY-DRIVEN ANCHORS**

Se trata de anclas que gracias al impacto de martillos o la vibración se embeben en el terreno y, posteriormente, giran hasta su posición final de mayor resistencia, con las bases rígidas (*plates*) paralelas a la superficie del lecho marino, de dimensiones entre 0,6\*0,9m y 1,8\*3,7 m, alcanzando una resistencia de 4.500 KN. En la actualidad, no son muy utilizadas.

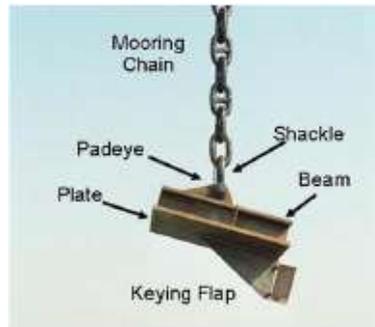


Figura 39: Impact-vibratory anchor (Fuente: Carrera, 2014)

#### 2.5.2.4.2 Geohazards en anclas planas

Las anclas planas, como cualquier otro tipo de anclaje, necesitan un estudio previo de las condiciones del suelo en el que se van a instalar. Para ello, se realizan diferentes tipos de reconocimientos para conocer factores que serán importantes a la hora de conocer el futuro comportamiento del anclaje, como la profundidad de penetración máxima, la distancia necesaria en la maniobra de colocación y la capacidad resistente del suelo en el que se encuentra situado el ancla.

Una vez realizados los convenientes ensayos del suelo y se dispone una caracterización precisa, mediante estudios geofísicos, geotécnicos y geológicos, se pueden señalar los posibles riesgos y complicaciones a las que se pueden ver enfrentadas las anclas planas.

Aunque este tipo de anclas presentan un comportamiento adecuado en una gran variedad de condiciones, en condiciones extremas de dureza del suelo pierden gran parte de su eficiencia, requiriendo mayores exigencias en el diseño, ya sean dimensional o geoméricamente, y en la colocación.

En la siguiente tabla se muestran algunos de los principales riesgos a los que se encuentran expuestas las anclas planas en el ambiente offshore:



SITUACIÓN DEL FONDO	RIESGO
<b>ESTRATO DURO</b>	
Capas delgadas sobre estratos duros	El espesor del suelo no permite desarrollar la capacidad resistente del ancla, pero tampoco introducirse lo suficiente para alcanzar el estrato competente
Cantos y gravas en superficie	Dañan el ancla y limitan su penetración
Formación de nódulos (generalmente Mn)	Análogo a la existencia de cantos y gravas
Flujos de lava submarinos	Roca frágil y fracturada. Las anclas deben ser probadas a carga completa.
<b>FONDO EN TALUD</b>	
Talud >10°	El ancla puede desestabilizar el talud. Las planas son menos agresivas en esta situación
Escarpa dura de roca o acantilado	Penetración incorrecta por desviación o rebote
<b>SOCAVACIÓN</b>	
Olas de arena	Pueden ser de gran tamaño y viajar a gran velocidad, pudiendo descargar las bases del ancla por retirada de las capas superiores.
<b>SUELOS SENSIBLES Y BLANDOS</b>	
Fangos calcáreos en el fondo del océano	La introducción del ancla puede debilitar el suelo
Fangos silíceos en el fondo del océano	La introducción del ancla puede debilitar el suelo
Arcillas débiles, con alto índice de huecos	La capacidad a largo plazo puede verse afectada

Figura 40: Geohazards (Fuente: elaboración propia a partir de Rocker et al. 2012)



## 2.6 CAPACIDAD RESISTENTE DE LAS ANCLAS PLANAS

### 2.6.1 Capacidad resistente estática

#### 2.6.1.1 Condiciones de carga

La carga estática, al contrario que la carga dinámica tiende a mantenerse constante en el tiempo, siendo, generalmente, su afección menor para las anclas planas que la que se produce por las cargas dinámicas.

Puesto que, en condiciones reales, es difícil encontrarse con cargas completamente estáticas, se establecen umbrales para las cargas dinámicas por debajo de los cuales el comportamiento del ancla y del suelo puede considerarse estático.

Las cargas cíclicas con variaciones de carga sobre la base de la carga estática menores del 5% pueden considerarse estáticas. Para cargas instantáneas de impulso, la carga se considera estática cuando los “tirones” tengan una duración superior a 10 minutos en arcillas y 10 segundos en arenas y limos gruesos.

#### 2.6.1.2 Fallo del ancla en superficie y en profundidad

La capacidad portante depende del modo de fallo del suelo, que a su vez depende de la profundidad de empotramiento del ancla plana y del tipo del suelo y su resistencia. El fallo del ancla puede caracterizarse tanto en empotramientos superficiales como profundos (Figura 41).

Los fallos superficiales se producen cuando la superficie del fondo marino se desplaza por el movimiento del ancla hacia arriba y la superficie de fallo tiende a desplazarse también hacia arriba.



Javier Arto Cuesta

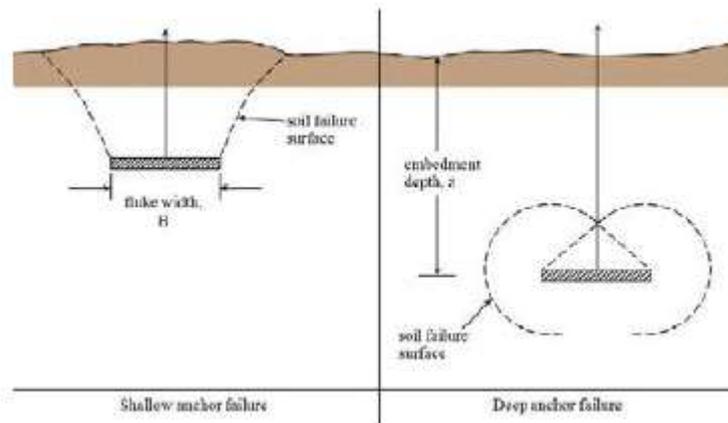


Figura 41: Modos de fallo para anclas planas enterradas superficialmente y en profundidad (Fuente: Rocker et al, 2011)

El fallo profundo se produce cuando el ancla plana está lo suficientemente enterrada en el lecho marino, lo que produce que la superficie de fallo que acompaña al movimiento del ancla no alcanza la superficie del fondo marino.

La transición del comportamiento profundo al comportamiento superficial es función de la profundidad de empotramiento relativo, es decir, de la relación entre la profundidad a la que se encuentra el ancla y la mínima dimensión de ésta,  $z/B$ , y de la resistencia del suelo. Para suelos cohesivos, los valores de  $z/B$  se encuentran entre 2 y 5 y para suelos no cohesivos entre 2 y 10.

Este será uno de los parámetros a estudiar durante el análisis de los resultados en capítulos posteriores, mediante la variación del coeficiente de empotramiento en ambos tipos de suelos.

### 2.6.1.3 Resistencia a corto plazo de los suelos cohesivos

Puesto que uno de los apartados de este estudio se realiza sobre suelos arcillosos, se deberá definir la capacidad de los suelos cohesivos. La situación a corto plazo se produce cuando el fallo del suelo producido por el ancla está regido por la resistencia a corte sin drenaje del suelo,  $s_u$ . El fallo se produce antes de que se lleve a cabo un drenaje significativo del agua de los poros. Este proceso se lleva a cabo de



Javier Arto Cuesta

manera inmediata o en un lapso de unos pocos minutos con la aplicación de carga máxima. La capacidad portante a corto plazo de las anclas planas bajo condiciones de carga estática se define mediante:

$$F_{st} = A * s_u * h * \overline{N_{cs}} * [0,84 + 0,16 * (\frac{B}{L})]$$

A=máximo área proyectada de la base del ancla perpendicular a la dirección de arrancamiento

$s_u$ =resistencia a corte sin drenaje

h= factor de corrección de la perturbación debido a la penetración y colocación del ancla

$\overline{N_{cs}}$ =factor de capacidad portante a corto plazo en suelos cohesivos

B=mínima dimensión de la base del ancla, generalmente el ancho

L=máxima dimensión de la base del ancla, generalmente la longitud

El valor del factor de la capacidad portante se obtiene de la siguiente figura. Este valor es función de la resistencia a corte sin drenaje del suelo y la profundidad relativa de empotramiento. Para el modo de fallo profundo,  $\overline{N_{cs}} = 15$

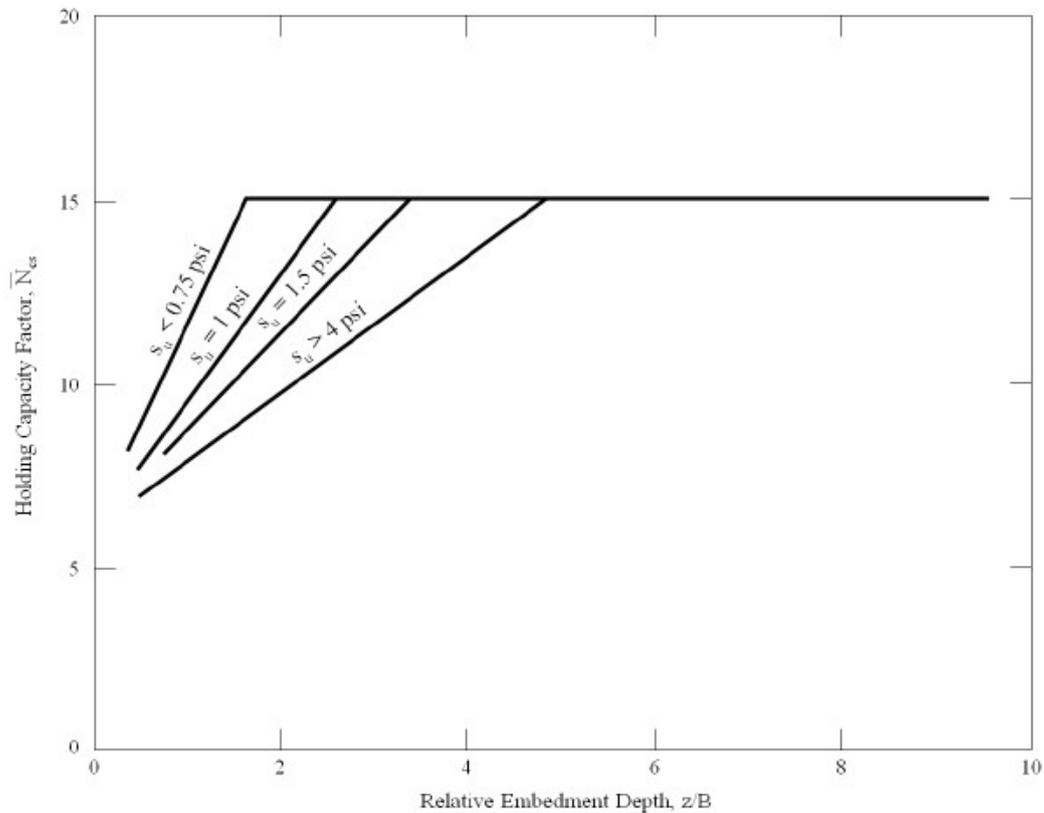


Figura 42: Factor de capacidad portante para suelos cohesivos donde la succión se desarrolla bajo la base del ancla (Fuente: Rocker et al, 2012)

En algunos casos,  $\overline{N}_{cs}$  puede resultar demasiado alto para las condiciones existentes. Si los caminos de drenaje permiten el flujo de agua rápidamente hacia la parte superior del ancla plana, la succión formada en la parte inferior puede ser aliviada. Cuando esto ocurre, el valor de  $\overline{N}_{cs}$  debe llevar consigo una reducción a esa por el factor a largo plazo de la capacidad portante,  $\overline{N}_c$ , como se indica en la siguiente figura:

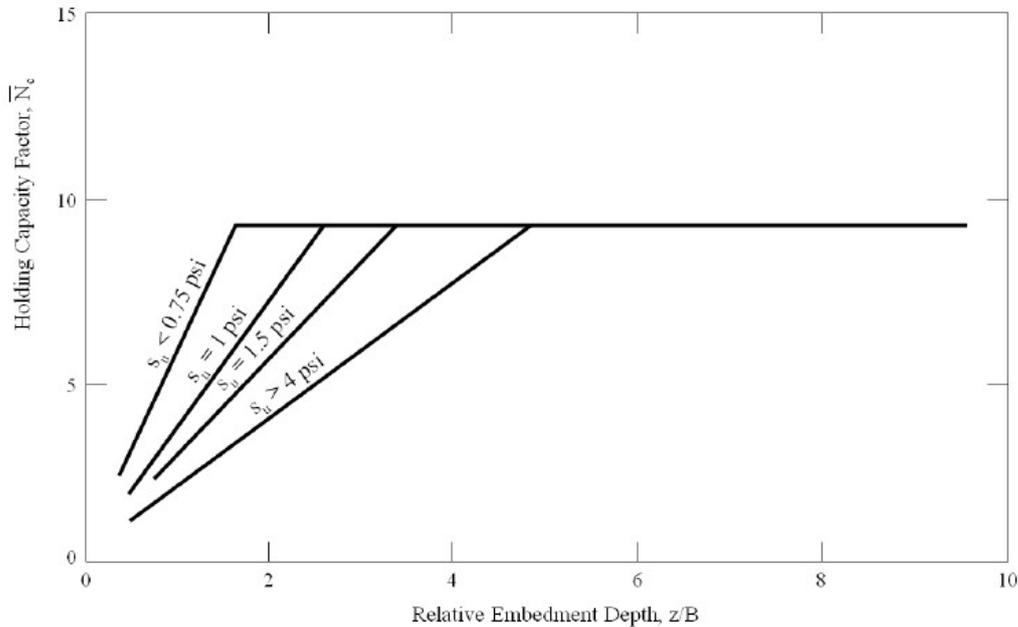


Figura 43: Factor de la capacidad portante a largo plazo y factores a corto plazo para suelos cohesivos sin succión (Fuente: Rocker et al, 2012)

#### 2.6.1.4 Resistencia a largo plazo en suelos cohesivos

La condición a largo plazo se produce cuando la carga estática se aplica al ancla por un período de tiempo lo suficientemente largo para permitir la disipación prácticamente completa del exceso de presión del agua en los poros. La duración de este proceso puede ser de un día para limos, una semana para arcillas limosas, y considerablemente mayor para arcillas.

En los suelos cohesivos, la capacidad portante a largo plazo está gobernada por los parámetros de resistencia efectiva con drenaje del suelo: la cohesión con drenaje ( $\bar{c}$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ): La capacidad portante estática a largo plazo es:

$$F_{lt} = A(\bar{c} * \bar{N}_c + \gamma_b z \bar{N}_q) [0,84 + 0,16 \left(\frac{B}{L}\right)]$$

Donde:

$\bar{c}$  = cohesión con drenaje

$\bar{N}_c$  = capacidad portante a largo plazo en suelos cohesivos



Javier Arto Cuesta

$\gamma_b$  = unidad de peso específico del suelo sumergido

$\bar{N}_q$  = capacidad portante para suelos con condiciones de drenaje

Como se puede observar el valor límite de  $F_{lt}$  es  $F_{st}$  (la carga aplicada a largo plazo no puede superar la carga a corto plazo sin comienzo de fallo)

En la siguiente figura se representa el valor de la capacidad portante para suelos en condiciones de drenaje:

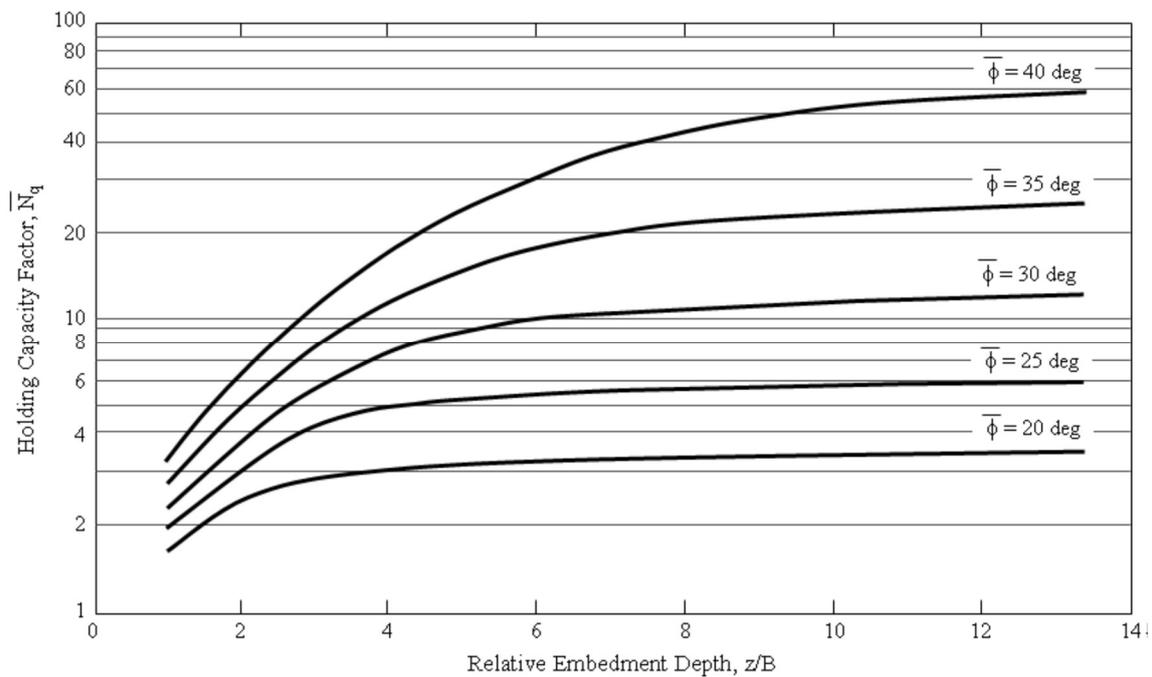


Figura 44: Capacidad portante para suelos no cohesivos (Fuente: Rocker et al, 2012)

Para sedimentos sobreconsolidados muy blandos, como los fangos de los deltas, los modos de fallo por cortante pueden ser diferentes que los que se dan en sedimentos normalmente consolidados. Esta condición puede dar como resultado una capacidad portante menor. Las resistencias reducidas en esos suelos muy blandos pueden ser obtenidos, de manera conservadora, mediante la reducción de la cohesión y el ángulo de rozamiento. Estos nuevos valores serían:



$$\bar{c}' = \left(\frac{2}{3}\right)\bar{c}$$

$$\phi' = \arctan\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$$

### 2.6.1.5 Capacidad a corto y largo plazo en suelos no cohesivos

En otro apartado de este proyecto se trata el comportamiento de un suelo de arena -no cohesivo- por lo que en este apartado se analiza la ecuación que domina la capacidad portante en este tipo de suelos.

En una arena, el exceso de presiones intersticiales se disipa a medida que se va aplicando la carga, produciéndose su fallo en drenaje tanto para condiciones de corto y largo plazo, siendo la expresión de su capacidad portante,  $F$ , la misma para ambas condiciones:

$$F = A\gamma_b z \bar{N}_q [0,84 + 0,16 \left(\frac{B}{L}\right)]$$

Siendo los parámetros los descritos en apartados anteriores, destacando que  $\bar{N}_q$  se obtiene de la gráfica recogida en la Figura 64.

### 2.6.1.6 Correcciones de perturbación

La ecuación que da el valor de  $F_{st}$  incluye un factor de corrección por perturbación del suelo para corregir la posible remoción del suelo durante la penetración del ancla y su posicionamiento. En la siguiente tabla se determinan los valores para cuatro tipos de suelos del factor  $h$ . Esos valores se recomienda para la aplicación en suelos de características similares a la hora de calcular la capacidad portante de las anclas planas.



La sensibilidad del suelo,  $S_t$  (relación entre la resistencia a corte en suelo no perturbados y removidos), es un indicador valioso de la cantidad de perturbación existente. Para suelos con valores muy diversos de  $S_t$ , se pueden realizar estimaciones para el valor de  $h$ . Los suelos más sensibles deben incluir grandes reducciones en la resistencia y se les debe asignar valores de  $h$  mínimos.

Tipo de suelo	Factor de reducción de la resistencia, $h$
Arcillas muy blandas, moderadamente sensibles: $s_u=6,89$ KPa; $S_t=3$	0.8-0.9
Arcillas limosas blandas, normalmente consolidadas: $s_u=13,79$ KPa; $S_t=3$	0.8
Arcillas pelágicas: $s_u=8,27$ KPa; $S_t=3$	0.7
Arenas-limos (77-86% de carbonato): $s_u=6,89$ KPa; $S_t=10$	0.25

Figura 45: Valores del factor de reducción de la resistencia (Fuente: Rocker et al, 2012)

### 2.6.1.7 Factor de seguridad

El factor de seguridad aplicado a la capacidad resistente de las anclas varía con el tipo y propósito de los amarres y con el nivel de datos medioambientales de la zona. Para esas aplicaciones donde se conoce poco sobre las condiciones del suelo, o para instalaciones críticas se recomienda un factor de seguridad de 3. Cuando los datos de lugar son adecuados permiten un mayor nivel de confianza en el diseño, o cuando los elementos de amarre no son críticos, el factor de seguridad puede reducirse a 2.

## 2.6.2 Capacidad resistente dinámica

### 2.6.2.1 Condiciones de carga

Las cargas dinámicas se definen como las que se aplican rápidamente, pero son de corta duración, menores de un minuto. Se dividen en dos categorías:



Javier Arto Cuesta

cíclicas o repetitivas e impulsivas (un único evento, generalmente). Ambos tipos pueden alterar la capacidad resistente del ancla plana mediante el cambio de las condiciones existentes en el suelo que rodea el ancla. Estos tipos de carga se muestran en la siguiente figura:

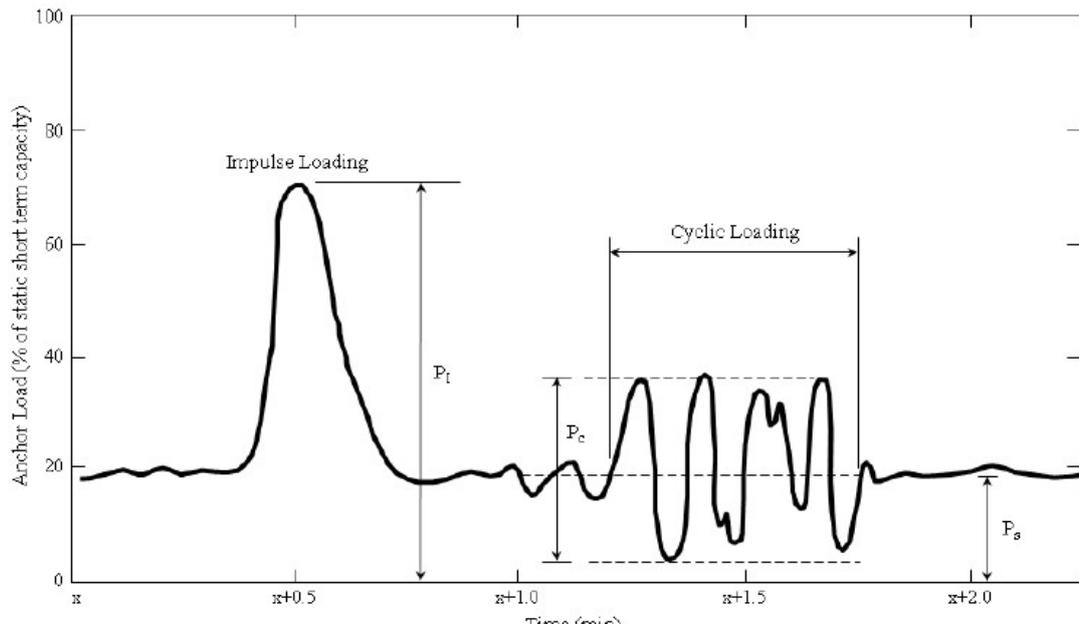


Figura 46: Tipos de carga no estática (Fuente: Rocker et al, 2012)

Los procedimientos de cálculo que se incluyen son conservadores, lo que les resta cierta precisión de las cargas dinámicas en la capacidad portante.

### 2.6.2.1.1 Cargas cíclicas

Su caracterización puede acercarla a la consideración de carga de impulso que ocurre repetidamente más que como un evento único. A la hora del diseño pueden dividirse en tres categorías: (1) cargas cíclicas lineales del ancla que pueden conducir a pérdidas en el entorno del ancla y su consiguiente fallo del ancla; (2) carga cíclica lineal que puede causar un movimiento ascendente del ancla (*creep*), que podría llegar a mover el ancla hacia suelos más superficiales, que poseen una capacidad portante estática a corto plazo menor; y (3) cargas cíclicas lineales provocadas por terremotos que pueden provocar una pérdida casi absoluta de la resistencia en el suelo y su consiguiente fallo del ancla.



Las cargas cíclicas se caracterizan por un ciclo puro de amplitud,  $P_c$ , como se muestra en la figura anterior, junto a una componente de carga estática,  $P_s$ . Las magnitudes de la carga cíclica y estática se expresan como un porcentaje de la capacidad resistente estática del ancla a corto plazo.

Para el diseño, la carga cíclica tiene que tener el doble de amplitud que el 5% de la capacidad portante estática a corto plazo. Las cargas cíclicas menores son difíciles de medir y predecir y pueden ser ignoradas para el diseño.

Además, se requieren dos parámetros adicionales para describir las condiciones de carga cíclica. El primero es el número de ciclos de carga que se esperan en la vida útil del ancla,  $n_T$ , que deben ocurrir en un período de tiempo limitado requerido para la disipación de exceso de presión en los poros,  $t_{cd}$ . El parámetro  $n_c$ , se usa para evaluar la pérdida de resistencia del suelo y el potencial de licuefacción.

### **PÉRDIDA DE RESISTENCIA**

Todos los suelos están expuestos a una cierta pérdida de resistencia por las cargas cíclicas prolongadas. La pérdida que se produce varía en gran medida dependiendo del tipo de suelo, el estado, y la naturaleza de las cargas cíclicas. Ciertos factores suelen significar menor susceptibilidad del suelo a la pérdida de resistencia como la mayor densidad del suelo o la mayor plasticidad, una magnitud de las cargas cíclicas menor, menos ciclos o períodos de tiempo más prolongado entre los sucesos de ciclos.

Ciertos suelos no cohesivos con baja densidad son susceptibles de que se produzca una licuefacción total. Este tipo de sedimentos, como las arenas finas uniformes, pueden experimentar una pérdida prácticamente total de la resistencia bajo sucesos de carga cíclica. Por ello, no es recomendable el uso de



Javier Arto Cuesta

anclas planas en suelos de estas características cuando se estima la aparición de cargas cíclicas significativas.

Para otros suelos, la susceptibilidad a la pérdida de resistencia de las anclas planas se puede estudiar mediante la estimación de la máxima carga cíclica que puede producirse en el ancla sin disipación de la presión en los poros, utilizando la permeabilidad del suelo,  $k$ . En la siguiente figura, Figura 47, se utilizan valores típicos de  $k$  para estimar el tiempo necesario para la disipación del exceso de presión en los poros,  $t_{cd}$ . El número máximo de cargas cíclicas de doble amplitud que pueden producirse dentro del período  $t_{cd}$  se estima a partir de las condiciones de carga

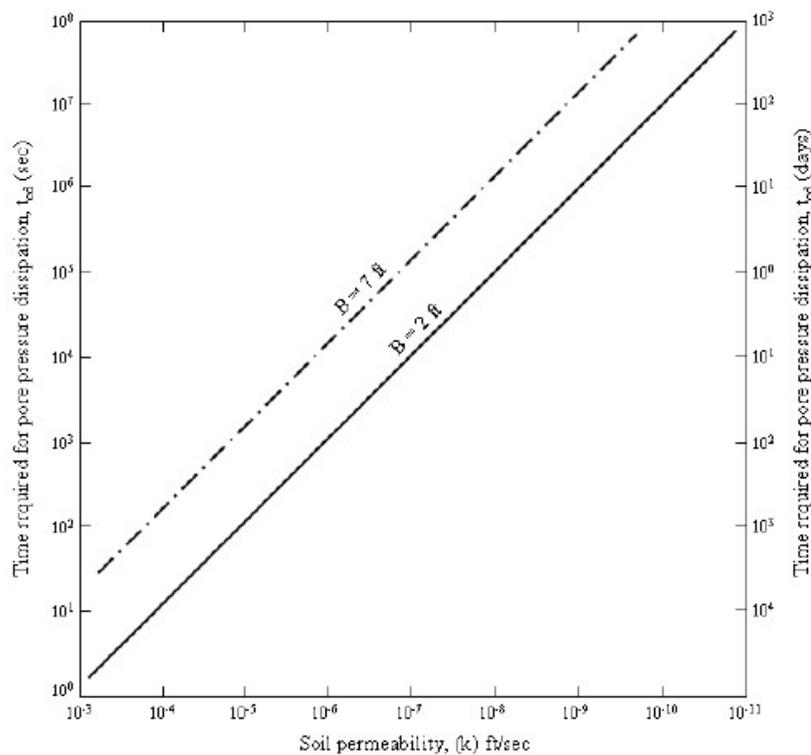


Figura 47: Tiempo necesario para la disipación de esfuerzos provocados por el exceso de presión en los poros (Fuente: Rocker et al, 2012)



Javier Arto Cuesta

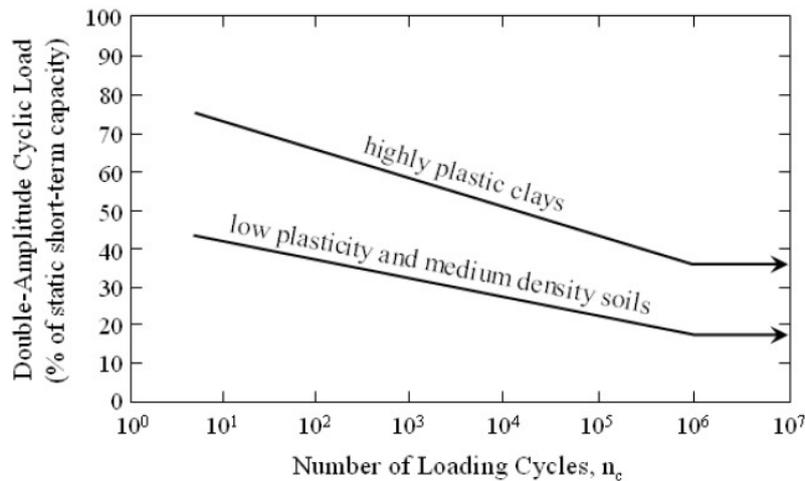


Figura 48: Resistencia máxima a carga cíclica sin pérdida de resistencia (Fuente: Rocker et al, 2012)

Tras obtener el número de ciclos se obtiene la máxima carga cíclica  $P_c$ , que puede darse sin una pérdida de resistencia significativa, a partir de la Figura 48.

Esta misma figura puede utilizarse para determinar el número máximo de ciclos que pueden darse sin pérdida de resistencia para un nivel de carga cíclica dado, donde la carga estática media es menor que el 33% de la capacidad portante estática del ancla a corto plazo. Cuando la carga estática media es mayor de este valor se debe hacer un ajuste a las cargas cíclicas y estáticas antes de utilizar la gráfica. La parte de carga estática superior a 33% se añade al valor de  $P_c$ , valor que se meterá en la gráfica para obtener el número máximo de ciclos.

### **FLUENCIA CRÍTICA**

La fluencia cíclica de un ancla enterrada puede producirse bajo condiciones de carga que podrían considerarse seguros relativamente respecto a la pérdida de resistencia cíclica. Para evaluar el potencial de la fluencia crítica cíclica, los factores de control de carga serían el número y la magnitud de los ciclos de carga. Para facilitar el estudio y estimar un número de ciclos de carga homogéneos durante la vida útil del ancla, es necesario promediar las cargas en un formato espectral o quasi-espectral.



Javier Arto Cuesta

En la siguiente figura se muestra el número máximo de ciclos de carga que pueden darse durante la vida útil del ancla sin que se produzca una fluencia ascendente notable.

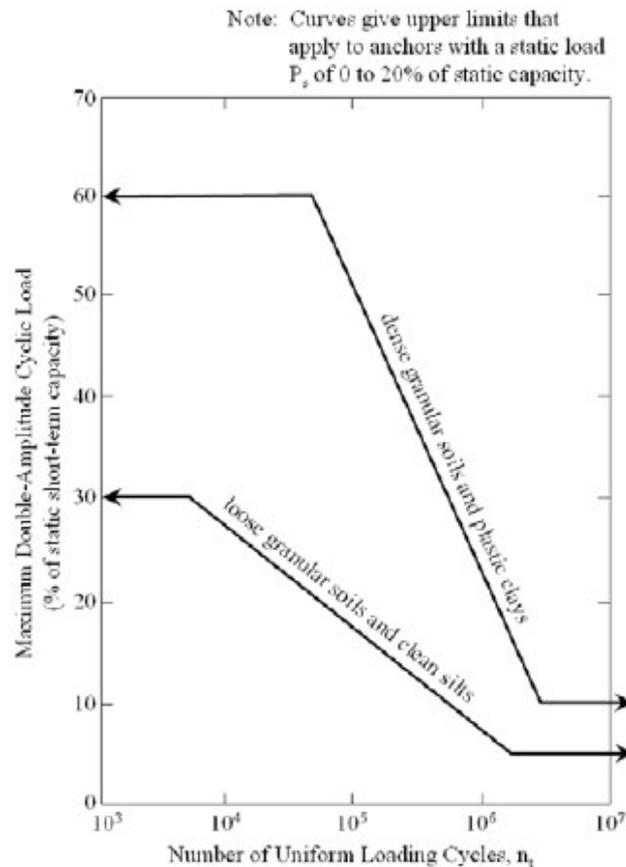


Figura 49: Resistencia a la carga cíclica sin desarrollo de fluencia crítica (Fuente: Rocker et al, 2012)

Este criterio es aplicable a casos donde la carga estática media,  $P_s$ , es menor del 20% de la capacidad estática del ancla a corto plazo. Para casos en los que sea mayor la amplitud,  $P_c$ , tiene que ajustarse añadiendo la parte de  $P_s$  superior al 20%. Este procedimiento es muy conservador para anclas que tienen una vida útil muy larga y pueden estar sometidas a muchos ciclos de carga cíclica significativa.



### **FACTOR DE SEGURIDAD**

Para compensar los enfoques conservativos definidos anteriormente, se recomienda utilizar valores del factor de seguridad para usar con la carga cíclica en el diseño de anclas. Se recomienda utilizar 1,75 como factor para instalaciones críticas o donde los suelos no están perfectamente caracterizados y 1,25 para instalaciones aparentemente no críticas y cuando los datos del suelo sean suficientemente completos.

#### **2.6.2.1.2 Cargas en terremotos**

En contraste con la carga cíclica aplicada linealmente bajo la influencia de las anclas, los terremotos pueden llegar a cargar la totalidad de la masa de suelo, durante unos escasos 10 o 30 ciclos.

Para los suelos cohesivos, objeto de este trabajo, así como para las arenas de densidad media a alta, que son menos susceptibles a la licuefacción se tratan con las técnicas vistas para fluencia.

#### **2.6.2.1.3 Cargas impulsivas**

Una carga de impulso,  $P_I$ , se define como una carga única que se aplica a gran velocidad y no se mantiene durante más de 10 minutos en arcillas ni más de 10 segundos en arenas. Para considerar este tipo de cargas como sucesos únicos debe pasar el tiempo suficiente entre eventos para que el suelo pueda recuperar su estado sin efectos residuales de otras cargas de impulso. Cuando no aparecen otras cargas dinámicas, la carga impulsiva implicará una mayor capacidad portante del ancla durante el evento que la que puede resultar para las cargas estáticas. Es decir, el ancla será capaz de resistir una carga impulsiva superior a la de su capacidad estática a corto plazo.



Javier Arto Cuesta

Para suelos cohesivos, la capacidad portante bajo cargas impulsivas,  $F_I$  (máxima carga que pueda aplicarse al ancla bajo condiciones de impulso) se determina mediante:

$$F_I = I * R_c * R_l * R_f * I_f(F_{st})$$

$F_{st}$  = capacidad portante estática del ancla a corto plazo

$I$  = factor de influencia para el ajuste de la resistencia del suelo para la velocidad de deformación

$R_c$  = factor de reducción por carga cíclica

$R_l$  = factor de reducción por carga de impulso repetida

$I_f$  = factor de inercia para el incremento de capacidad bajo cargas muy rápidas y de corta duración (menor de 0,01 segundos)

El factor  $I$ , es un parámetro de deformación utilizado para ajustar los incrementos en la resistencia a corte sin drenaje durante la duración de la carga de impulso. Su valor se obtiene de la siguiente figura, a partir de la duración de la carga de impulso y del tipo de suelo

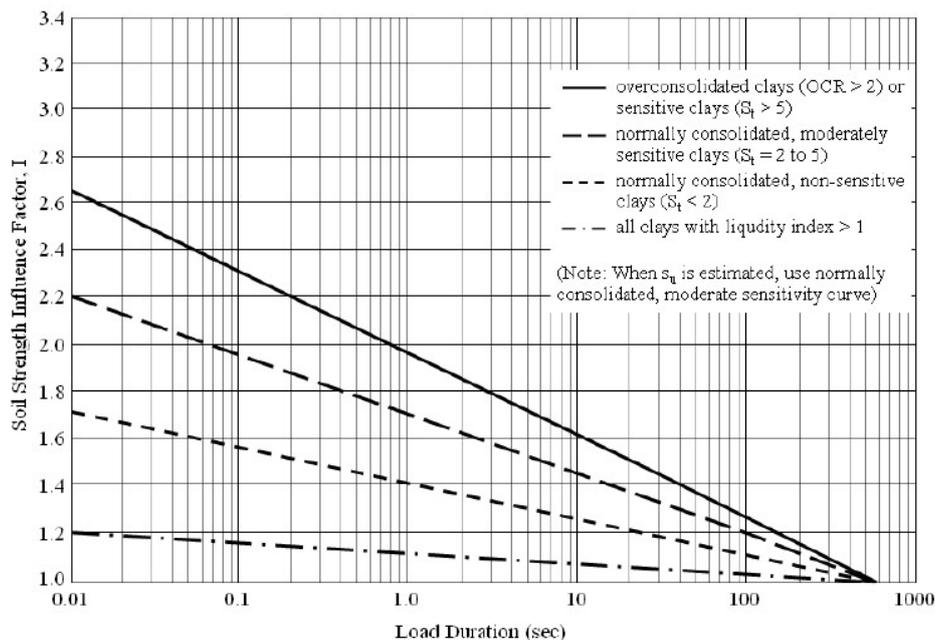


Figura 50: Valores del factor  $I$  para suelos cohesivos (Fuente: Rocker et al, 2012)



El factor  $R_c$  depende del historial de cargas impulsivas. Su uso recae en el ajuste del factor  $F_I$  bajo la influencia de otros tipos de carga no estáticas que aparecen al mismo tiempo y se determina de dos maneras en función de si la carga impulsiva sucede primero o no:

- Si la carga de impulso es el primer evento,  $R_c=1,0$
- Si las cargas cíclicas preceden inmediatamente el evento impulsivo:

$$R_c = P_c / F_{st}$$

El factor  $R_I$  ajusta  $F_I$  para cargas impulsivas:

- Si sólo sucede una carga de impulso en un período de 4 horas,  $R_I=1,0$
- Si se produce más de un evento en un período de 4 horas, entonces:

$$R_I = 1,33 * e^{-1.15\bar{f}_c}$$

Donde  $\bar{f}_c$  es la frecuencia media, en impulsos por hora, en un período de 4 horas.

El factor  $I_f$  se utiliza para ajustar (incrementar)  $F_I$  para la inercia de la masa del suelo cuando la duración de las cargas es muy pequeña (inferior a 0,1 segundos). Se determina a partir de la siguiente figura:



Javier Arto Cuesta

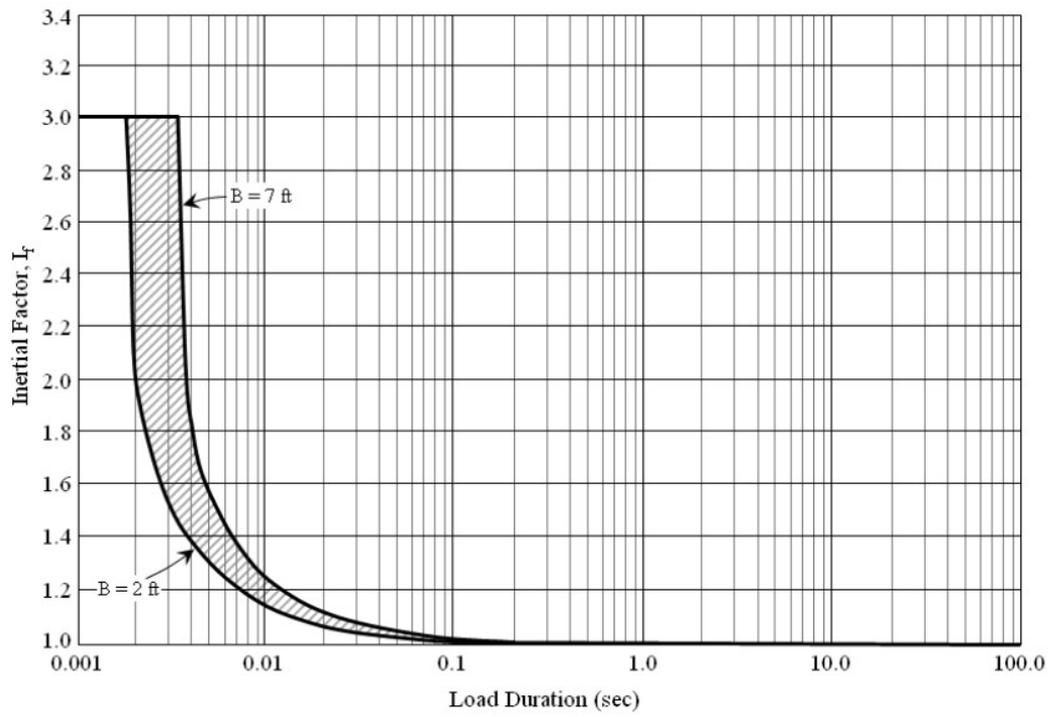


Figura 51 Factor de Inercia  $I_f$  para suelos cohesivos y no cohesivos



### 3. ANÁLISIS NUMÉRICO DE ANCLAS PLANAS EN FONDOS ARCILLOSOS

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO

Como ya se definió al comienzo del trabajo, el objeto de este análisis es determinar el valor de la fuerza de arrancamiento necesario para que se produzca el fallo de un ancla plana embebida en un suelo marino formado por arcillas a corto plazo en función de la profundidad, así como el análisis comparativo con la situación producida en un fondo arenoso.

Aunque en capítulos anteriores se han definido, o bien, nombrado aspectos como el proceso de colocación del ancla en el lecho marino o situaciones de fallo inducidas por cargas provenientes de terremotos, este análisis se va a centrar solamente en el estudio de la carga de arrancamiento a partir de una fuerza de tiro vertical.

En primer lugar, en este capítulo, se llevará a cabo el estudio en el material cohesivo, para lo cual, se toman una serie de valores de referencia, algunos de los cuales se variarán posteriormente, como la profundidad de enterramiento del ancla, el peso o la resistencia al corte sin drenaje, para realizar un estudio más completo de las diferentes alternativas que se pueden encontrar en el fondo marino, así como para aquellos aspectos teóricos que pudieran ser de interés. En concreto, se definen como base del estudio los siguientes:

- El ancla será cuadrada, de acero ( $E=210$  GPa,  $\nu=0,3$ ) colocada horizontalmente, con un lado de valor **B=1,5 metros**, un valor razonable si tenemos en cuenta las dimensiones comúnmente utilizadas en este tipo de anclas.



En un primer caso, se estudia para una profundidad de enterramiento,  $z$ , del mismo valor que el lado del ancla, es decir 1,5 metros lo que implica que el coeficiente de empotramiento tenga un valor  $z/B=1$

Como ya se definió en el apartado de cargas estáticas, el fallo en suelos cohesivos, se produce para valores del coeficiente de empotramiento entre 2 y 5, por lo que en este trabajo se tratará de estudiar los valores representativos de este rango lo que nos da las siguientes profundidades de enterramiento del ancla:

COEFICIENTE DE EMPOTRAMIENTO	PROFUNDIDAD DE ENTERRAMIENTO (m)
$z/B=0.5$	$z=0,75$ m
$z/B=1$	$z=1,5$ m
$z/B=2$	$z=3,0$ m
$z/B=3$	$z=4,5$ m
$z/B=4$	$z=6,0$ m
$z/B=5$	$z=7,5$ m
$z/B=10$	$z=15,0$ m

Tabla 3: Coeficientes de empotramiento utilizados

En ciertos casos puntuales, en función de las necesidades también se realizarán cálculos para profundidades de empotramiento mayor.

Puesto que no será determinante en el estudio, el peso del ancla se despreciará.

- En cuanto al suelo, como ya se ha mencionado, en este capítulo se aborda un suelo cohesivo, más concretamente una arcilla. Como modelo de comportamiento de la arcilla, se ha considerado el modelo *Mohr-Coulomb*. Dicho modelo idealiza el material como material con un comportamiento elasto-plástico perfecto, componiéndose de dos



Javier Arto Cuesta

tramos: un tramo elástico lineal según la ley de Hooke y un fallo basado en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb:

$$q=c \cdot \cos\phi + p' \cdot \sin\phi$$

Los parámetros elásticos utilizados, a partir valores comunes de arcillas, serán  $E=5000$  kPa y  $\nu=0,3$  y el estudio se realizará en un contexto de comportamiento a corto plazo.

Además, la arcilla vendrá caracterizada por un peso específico  $\gamma=10$  kN/m<sup>3</sup> y una resistencia al corte sin drenaje,  $c_u=50$  kPa, valores que posteriormente se variarán para realizar un estudio de su influencia.

En varios se casos, se activa una interfaz bajo en ancla, con una longitud sensiblemente superior a la de esta última, con el objetivo de poder analizar el despegue del ancla con el suelo, como se detallará en posteriores capítulos.



### 3.2 MODELO NUMÉRICO

Para llevar a cabo la simulación numérica mediante elementos finitos del problema, se ha utilizado el software PLAXIS 2D, el cual permitirá llevar a cabo el estudio del posible fallo en un modelo en dos dimensiones.

Este programa, en su versión bidimensional, permite trabajar con dos modelos diferentes: *axisymmetric* que se basa en el uso de un eje axial, a partir del cual se generan círculos concéntricos con el mismo comportamiento en cuanto a deformaciones y tensiones y *plane strain*, que trabaja en deformación plana. En este estudio se trabaja con el segundo modelo, pues el interés real del trabajo es conocer las solicitaciones en el ancla cuadrada, permitiendo el primer modelo trabajar únicamente con estructuras circulares en planta.

Puesto, que tanto las solicitaciones como el diseño geométrico del ancla y del suelo son simétricos en el eje vertical, se lleva a cabo una simplificación del problema haciendo uso de la simetría y definiendo sólo la mitad del problema, aspecto a tener en cuenta a la hora de recopilar los resultados obtenidos, pues al estar referidos a la semilongitud del ancla serán, en el caso de la fuerza de arrancamiento, la mitad de la fuerza real.

El entorno de trabajo para los valores de referencia vendrá definido por una malla ortogonal con unas dimensiones suficientes para que, tanto el fondo como el lado opuesto al cual se dispone la mitad del ancla no tengan interferencia sobre los resultados.

La elección de un espacio grande en comparación con la semilongitud del ancla se debe a tratar de abarcar todas las perturbaciones que produzca la fuerza aplicada en el terreno, pero sin llegar a suponer una carga de trabajo excesiva para el software.



Javier Arto Cuesta

Además, hay que tener en cuenta que, dado que justo debajo de la superficie del ancla y junto a ella son los lugares en los que se produce la mayor concentración de tensiones, será interesante llevar a cabo refinamientos locales de la malla para poder realizar un estudio más detallado sin aumentar, al igual que en la consideración anterior, el coste computacional de su ejecución, abarcándose este aspecto en el capítulo siguiente.

Como ya se ha comentado, el modelo del terreno consiste en un cuerpo ortogonal, para el cual, será necesario definir las condiciones de contorno necesarias:

- En primer lugar, el contorno superior se supone libre de cualquier restricción en el movimiento
- En el borde inferior se fijan los movimientos horizontales y verticales
- En el extremo vertical opuesto al eje de simetría (contorno derecho) se impiden los movimientos horizontales y verticales para no añadir restricciones adicionales que pudiesen afectar al comportamiento
- El contorno izquierdo, eje de simetría del modelo que pasa por el centro del ancla, podrá desplazarse en vertical, pero no en horizontal
- La rugosidad entre el ancla y el suelo se ha supuesto nula, para simular el comportamiento de las anclas de acero, en la cual el factor de fuerza asociado al rozamiento puede ser despreciado en comparación con la magnitud de otras fuerzas que aparecen.
- Todos los contactos entre ancla y suelo no tienen desplazamientos fijados, salvo la parte superior del ancla en el que se impone una deformación.
- El coeficiente de empotramiento, o la profundidad de colocación del ancla es objeto de este estudio. En el primer caso que se muestra, junto con el resto de condiciones de contorno y geometría es el de valor  $z/B=1$ , es decir, que la profundidad de enterramiento del ancla será de 1,5 metros (Figura 52).
- Este estudio se ha llevado a cabo mediante un método de aplicación basado en una deformación impuesta, a través de la determinación de



un desplazamiento del suelo suficiente para que se produzca la rotura del mismo, encontrándose estos valores en el entorno del milímetro en el caso de la arcilla. Sin embargo, se podrá realizar el estudio mediante la aplicación de una fuerza impuesta, existiendo diferencias entre los resultados obtenidos, los cuales no se abordan en este estudio.

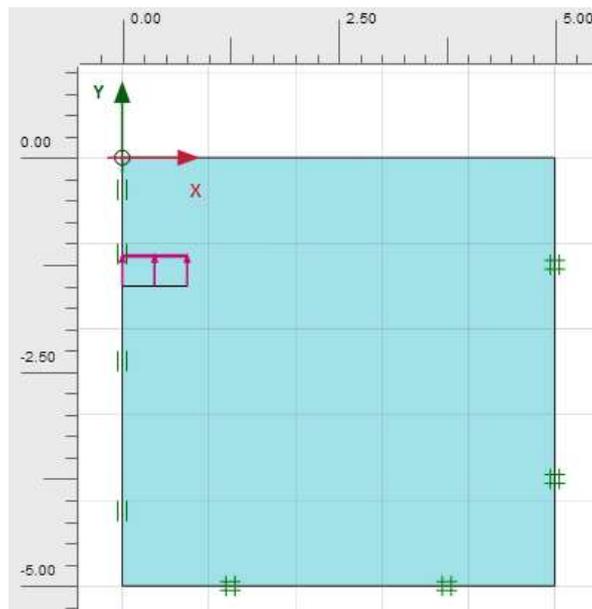


Figura 52: Geometría del modelo y condiciones de contorno

### 3.2.1 Comportamiento relativo a la malla

Uno de los parámetros importantes a la hora de la valoración de los resultados será la malla dispuesta para el análisis, siendo necesario un adecuado equilibrio entre el error asumible y el peso computacional que pueda suponer su cálculo.

PLAXIS 2D permite realizar por defecto 5 grosores de malla (muy gruesa, gruesa, media, fina y muy fina), permitiendo además realizar refinamientos de malla en recintos (Figura 53).



Javier Arto Cuesta

A continuación, se muestran diversos resultados obtenidos para un mismo caso de estudio, con coeficiente de empotramiento igual a 4, en el ancla en faja objeto de estudio, para un desplazamiento impuesto de 1,00 mm y sometida a diferentes grosores de malla. Debido al bajo espesor de elementos generados de las mallas más groseras se descarta su uso. Asimismo, se descartan también el caso de malla muy fina, pues supone unos tiempos de ejecución no asumibles para un cálculo eficiente.

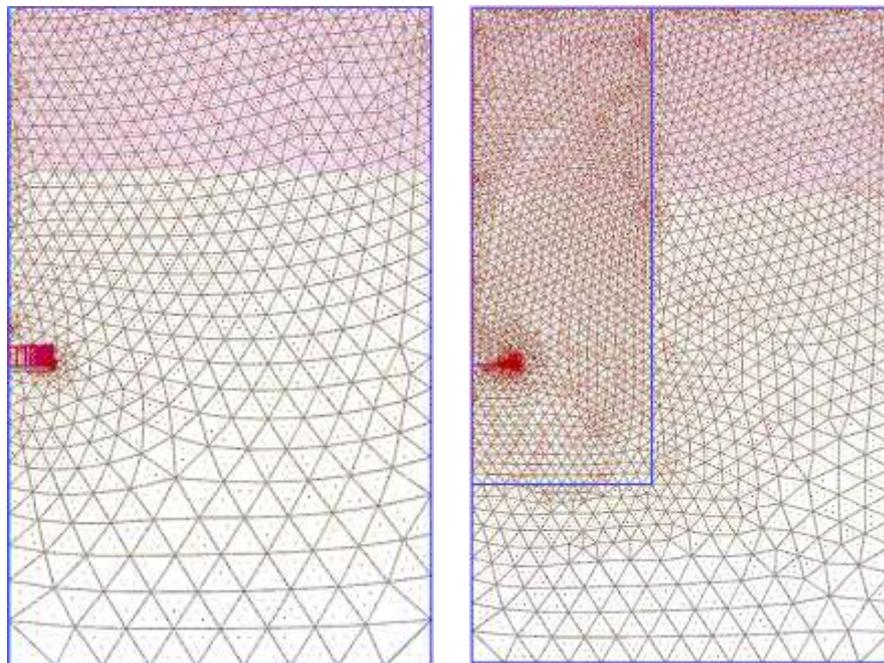


Figura 53: Mallado medio y fino con 3 refinamientos locales

Tipo de malla	Geometría de malla	Q (kN/m)	CPU (s)	% Error
Media	962 elementos 7953 nodos	249,931	232	0,0909
Media + 1 refinamiento local	1136 elementos 9349 nodos	250,044	271	0,1361
Media + 3 refin. locales	1678 elementos 13693 nodos	249,812	424	0,0432
Fina	2748 elementos 22377 nodos	249,715	731	0,0044
Fina + 3 refin.locales	3778 elementos 30625 nodos	249,704	1049	0

Tabla 4: Resultados obtenidos para diferentes grosores de malla en la semilongitud del ancla. Resultados obtenidos para un procesador IntelCore i7, CPU 2,40 GHz, RAM de 8,00 GB con Windows 10



Javier Arto Cuesta

Como se puede observar, la diferencia en los resultados obtenidos para la carga de arrancamiento es prácticamente irrelevante, si consideramos la malla más fina realizada como referencia. Esta observación puede llevar a la conclusión de que podría resultar más rentable, en términos de coste computacional frente a precisión de los resultados, la malla media frente a la malla fina. Sin embargo, estas diferencias de coste son asumibles, por lo que se decide realizar los ensayos en arcillas con una malla fina.

Plaxis2D permite a su vez realizar refinamientos locales en los modelados, por lo que, de cara a evaluar la posible influencia de la malla, se comprueba con una serie de refinamientos en la zona de influencia del ancla su idoneidad. Como puede observarse en la tabla anterior, la realización de mallados con finura creciente refleja unos resultados más precisos en general, pero con un coste computacional que crece levemente, por lo que podría resultar una opción aceptable en caso de ser el factor tiempo la variable principal de interés.

A continuación, se muestra una superposición de las gráficas de fuerza desplazamiento para una malla media con un refinamiento local (roja) y de un mallado fino con 3 refinamientos locales (azul), por ser geoméricamente comparables. Esta representación refrenda la idea anterior de realizar mallados finos frente a otros más groseros por su mayor precisión, siempre y cuando el coste computacional no sea el factor determinante, puesto que, si éste es considerado así, habría que ir definitivamente a una solución con una malla menos densa, pero de ejecución más rápida.

Para el análisis de los resultados en este trabajo se ha decidido finalmente ir a una malla fina, pues se encuentra en un término medio de tiempos de ejecución y el error relativo que presenta frente al modelo más preciso no alcanza el 0,005%, por lo que su utilización es ciertamente admisible.

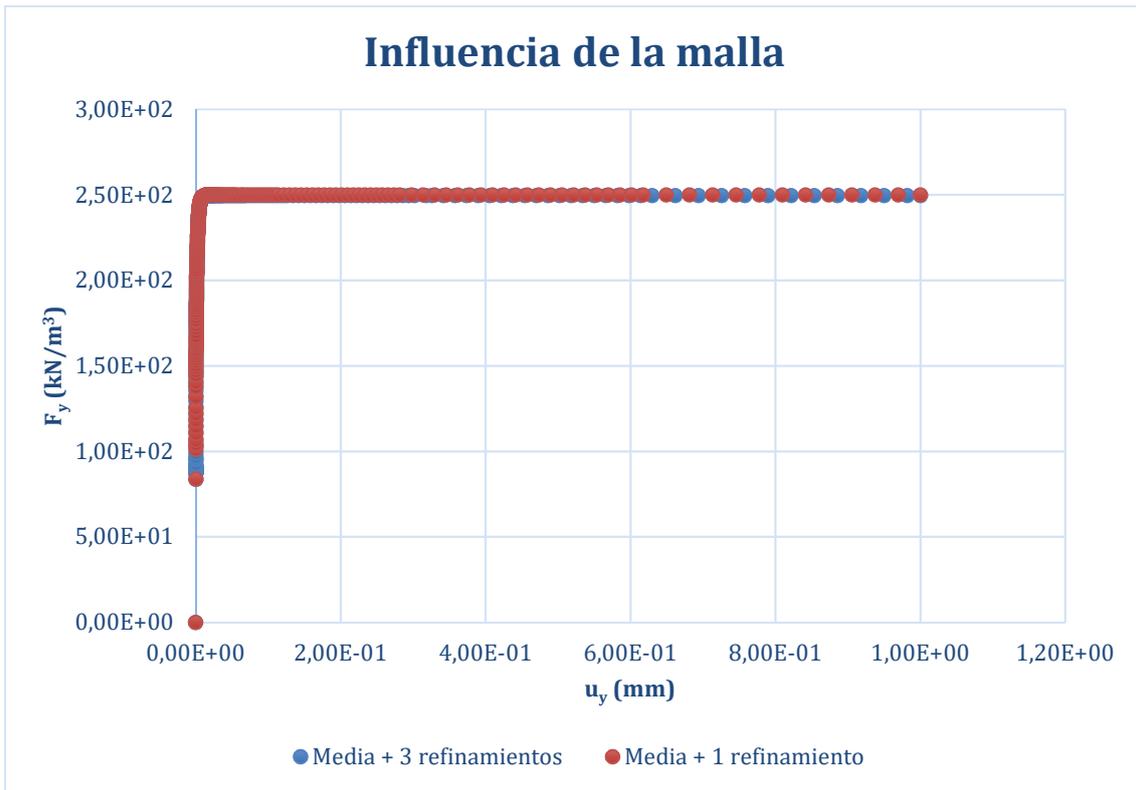


Figura 54: Gráfico de fuerza-desplazamiento en la semilongitud del ancla para  $z/B=4$  con malla media + 1 refinamiento (roja) y malla fina + 3 refinamientos (azul) en terreno arcilloso ( $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ )

### 3.2.2 Comportamiento de la interfaz

Una de las hipótesis consideradas ha sido el estudio de la existencia de una interfaz que permita el despegue del ancla respecto al suelo inmediatamente inferior. Esta interfaz está constituida por el mismo material arcilloso del fondo, pero no permite la existencia de tracciones en su entorno y tiene un tamaño 1 mm superior a la semilongitud del ancla, para que su influencia abarque la totalidad de la zona de acción del ancla.

La disposición de la interfaz tiene sentido valorando que, al tratarse de un suelo cohesivo, el programa sólo permitiría dos situaciones extremas. Por un lado, la existencia de fuerzas de tracción que arrastrasen completamente el suelo bajo el ancla y por otro lado la falta total de fuerzas de tracción, lo que permitiría un despegue absoluto del ancla. Ambas hipótesis pueden estudiarse teóricamente, pero en la práctica no tienen sentido, pues la primera sobreestima



Javier Arto Cuesta

los valores de la fuerza de arrancamiento, como se muestra en la siguiente tabla, y la segunda da unos resultados menores hasta una cierta profundidad, donde el ensayo está muy determinado por la proximidad a la superficie y la influencia del milímetro extra que añade la interfaz es más notable. La interfaz responde a un término medio entre ambas situaciones, adaptándose sensiblemente mejor al comportamiento real del ancla en el suelo arcilloso.

Coefficiente de empotramiento $z/B$	Interfaz activada Q (kN/m)	Interfaz desactivada Tracciones permitidas Q (kN/m)	Interfaz desactivada Tracciones no permitidas Q (kN/m)
<b>1</b>	84,70	331,35	43,05
<b>2</b>	160,08	432,10	118,61
<b>3</b>	210,85	433,31	197,08
<b>4</b>	249,72	434,14	245,73
<b>5</b>	282,08	437,32	280,95
<b>10</b>	402,50	442,43	412,80

Tabla 5: Resultados de las hipótesis de despegue de la semilongitud del ancla



### 3.3 RESULTADOS

#### 3.3.1 Influencia de la profundidad

El incremento del coeficiente de empotramiento,  $z/B$ , implica, en el rango de profundidades que se maneja en este trabajo, una mayor cantidad de material por encima del ancla y, por lo tanto, un mayor peso que será necesario vencer para arrancar el ancla del suelo. Además, en el caso del suelo cohesivo, también será necesario hacer frente a las fuerzas de succión que se producen bajo el ancla, que, debido a la interposición de la interfaz arcillosa tratada en el capítulo anterior, se encontrará en un término medio entre el despegue total y el arrastre absoluto de material.

Sin embargo, como ya se trató en el capítulo 2.6.1.3 relativo a la capacidad portante de las anclas en suelos cohesivos a corto plazo, se conoce que, a partir de una cierta profundidad, la capacidad portante alcanza un valor límite.

Este valor límite está relacionado con el cambio de comportamiento del ancla enterrada, pasando de tener un fallo superficial, influyendo sobre todo el terreno situado por encima de aquélla, a un fallo local que sólo implica tensiones de orden superior que plastifican el terreno en la zona próxima a la ubicación del ancla.

En la siguiente figura se puede observar la variación de la capacidad portante,  $N_{c0}$ , con la profundidad para una arcilla con peso específico de 10 kN/m<sup>3</sup> y resistencia al corte sin drenaje,  $c_u = 50$  kPa, calculada para longitud total del ancla (1,5 metros), la cual está dominada por la siguiente ley:

$$N_{c0} = N_{cy} - \frac{\gamma * \frac{z}{B} * B}{c_u}$$



Javier Arto Cuesta

Siendo,

$$N_{cy} = \frac{2 * Q}{c_u * B}$$

Donde Q es la fuerza de arrancamiento de la semilongitud del ancla.

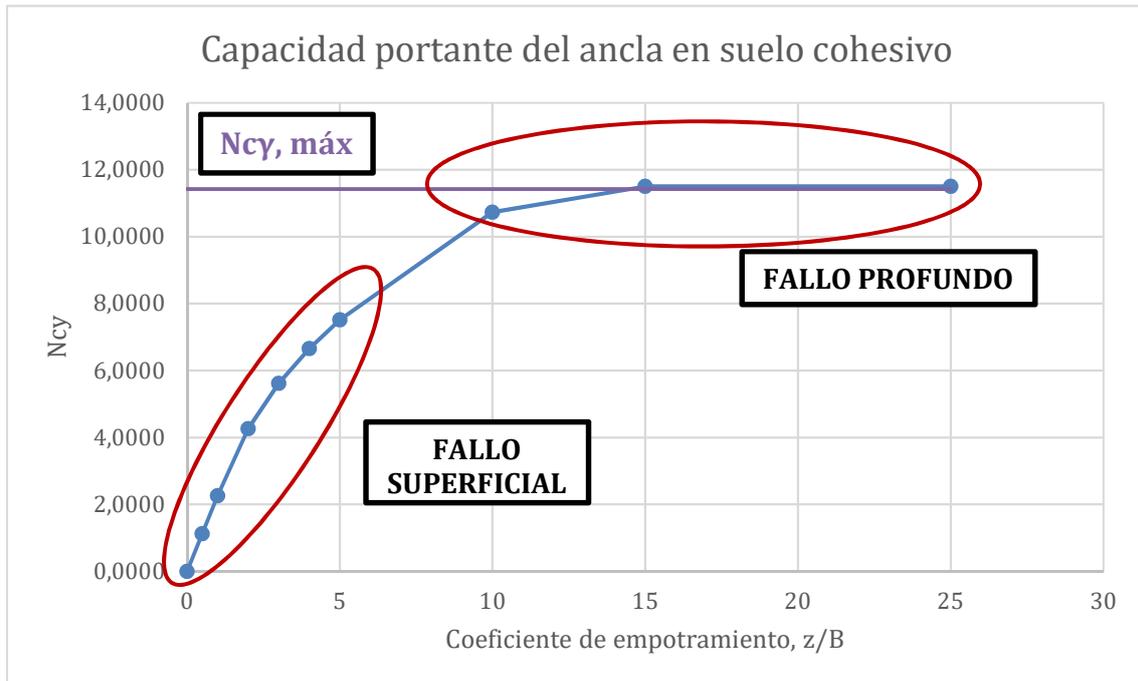


Figura 55: Variación de la capacidad portante del ancla en suelo cohesivo ( $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ ) para la variación de profundidad

Como puede observarse, el valor de la capacidad portante se estabiliza en torno a un valor del coeficiente de empotramiento ligeramente superior a 10, valor a partir del cual debería pasarse a un modelo local de fallo.

Este valor, es conocido teóricamente y alcanza un valor  $N_{cy \text{ máx}}=3\pi+2\approx 11,42$



Javier Arto Cuesta

### 3.3.1.1 Modo de fallo

Del análisis anterior se deduce que deberán observarse diferencias notables en los modos de comportamiento del suelo en función de la profundidad. Con este propósito, se muestran a continuación los resultados de deformaciones totales,  $\gamma_s$  y desplazamientos verticales,  $u_v$ , en el plano de alzado para tres coeficientes de empotramiento diferentes.

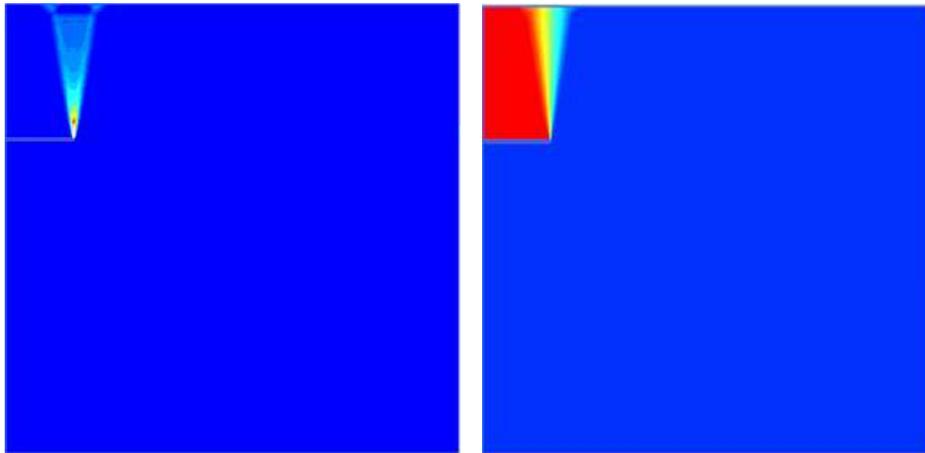


Figura 56: Diagramas de deformaciones totales y desplazamientos verticales totales para coeficiente de empotramiento  $z/B=1$  en terreno arcilloso ( $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ ). En rojo valores máximos; en azul mínimos.

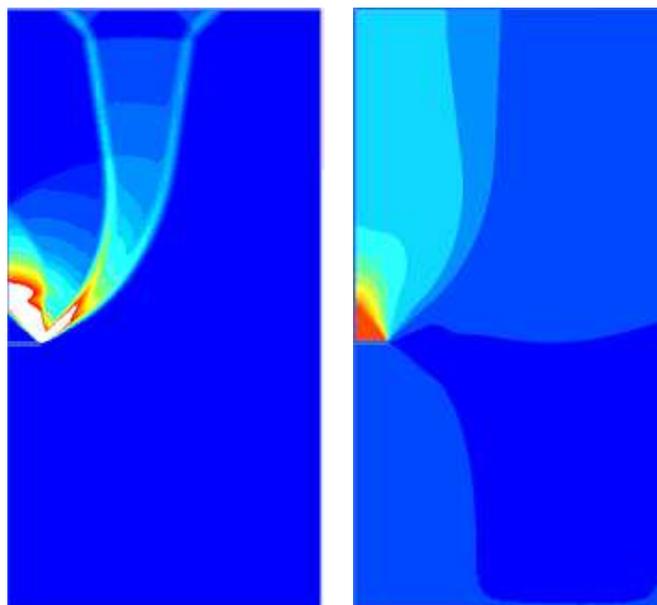


Figura 57: Diagramas de deformaciones totales y de desplazamientos verticales totales para coeficiente de empotramiento  $z/B=5$  en terreno arcilloso ( $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ ). En rojo valores máximos; en azul mínimos.



Javier Arto Cuesta

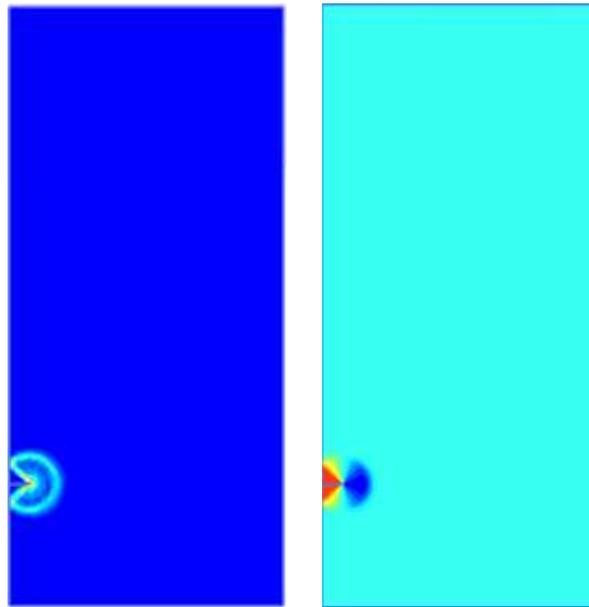


Figura 58: Diagramas de deformaciones totales y desplazamientos verticales para coeficiente de empotramiento  $z/B=15$  en terreno arcilloso ( $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ ). En rojo valores máximos; en azul mínimos.

A la vista de los diagramas, se puede observar cómo en los dos casos más superficiales, con coeficientes de empotramiento de 1 y 5, el fallo se produce de forma global en el terreno, alcanzando su influencia la superficie mediante el arrastre del terreno situado por encima. Sin embargo, entre ambas situaciones se observan diferencias en el bulbo de deformaciones, siendo el primer caso más directo, por tener menos oposición de terreno hasta fallo e influyendo únicamente en el terreno situado estrictamente por encima, mientras que en el segundo caso las deformaciones se extienden a una mayor superficie en horizontal, pues tiene que participar más terreno en la sujeción del ancla.

No obstante, aunque esta situación está próxima al límite de estabilidad de la capacidad portante del ancla, no alcanza la situación que se puede observar en el caso de coeficiente de empotramiento de 15, donde la influencia del ancla se extiende únicamente a una zona en torno a ella, donde se produce un fallo local por plastificación del suelo.



### 3.4 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE

En el estudio del terreno cohesivo se ha analizado también cómo influye la variación de la resistencia al corte sin drenaje,  $c_u$ , que puede presentar. Para ello, se han realizado para los coeficientes de empotramiento estudiados durante este trabajo variaciones de  $c_u$  entre los valores de 30, 50 y 70 kPa.

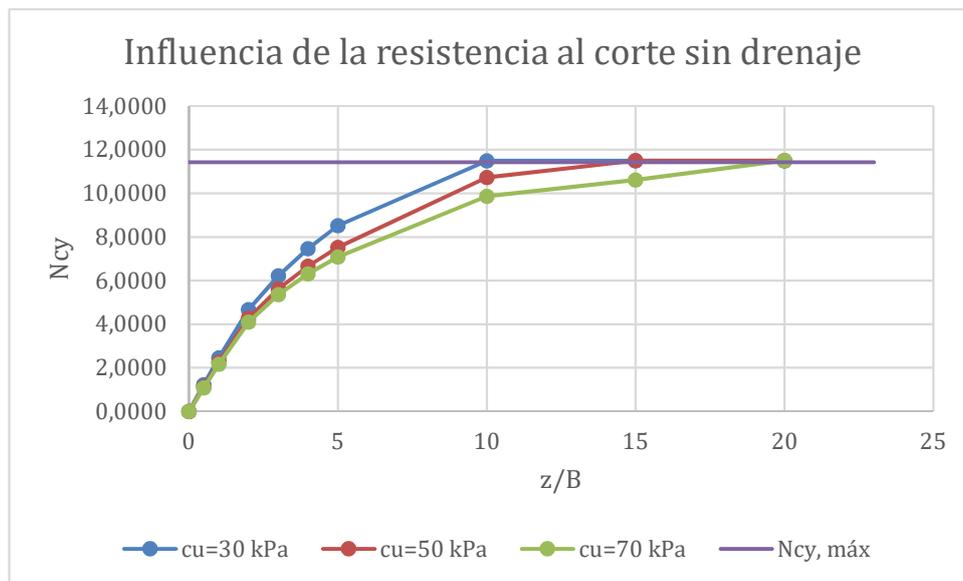


Figura 59: Influencia de la resistencia al corte sin drenaje en terreno arcilloso

Como puede observarse en el gráfico y continuando con los resultados obtenidos del estudio de la influencia de la profundidad, se deduce que, a partir de un cierto coeficiente de empotramiento, el ancla alcanza una capacidad portante constante, en la cual la profundidad de enterramiento no influye.

Sin embargo, se observa que este punto se alcanza para valores diferentes en una función de la resistencia al corte sin drenaje definida para cada caso, como se esperaba, pues el incremento de  $c_u$  implica que se necesite menos cantidad de material sobre el ancla para resistir la fuerza de tiro.



Javier Arto Cuesta

Así, mientras para la resistencia al corte sin drenaje de 30 kPa se alcanza el valor límite para coeficientes de empotramiento superiores a 5, para valores de  $c_u$  50 o 70 kPa no se alcanza hasta valores cercanos a 15 y 20, respectivamente.

#### 3.4.1.1 Modo de fallo

Como ya se ha comentado en el apartado anterior, se producirá el fallo local en profundidades más pequeñas para aquellos suelos con resistencias al corte sin drenaje menores por tener menos capacidad para resistir la fuerza de tiro.

Este comportamiento se puede observar en las siguientes imágenes, que recogen la variación de las deformaciones hasta alcanzar el fallo local en terrenos con resistencias al corte sin drenaje de 30, 50 y 70 kPa, donde se observa que debido a la mayor resistencia, tardan más en plastificar localmente las partículas alrededor del ancla para los valores más grandes.

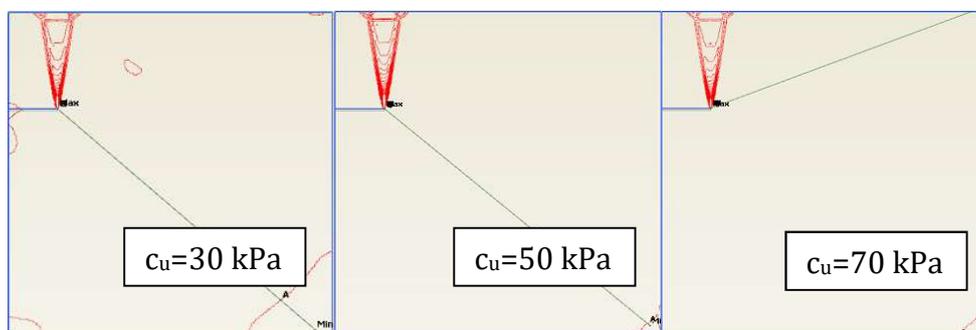


Figura 60: Diagrama de deformaciones en función de la resistencia al corte sin drenaje para  $z/B=1$  en terreno arcilloso

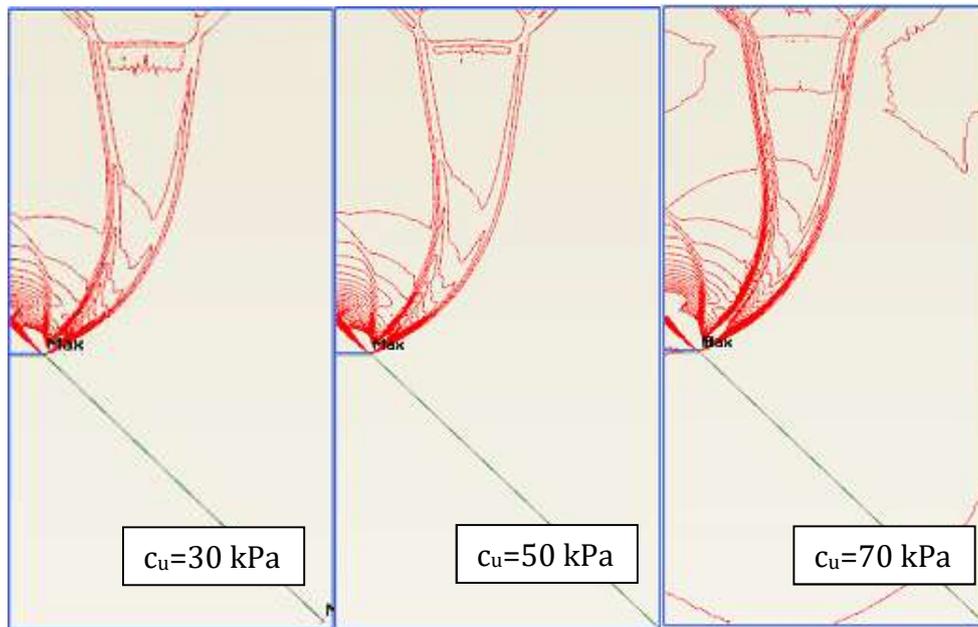


Figura 61: Diagrama de deformaciones en función de la resistencia al corte sin drenaje para  $z/B=5$  en terreno arcilloso

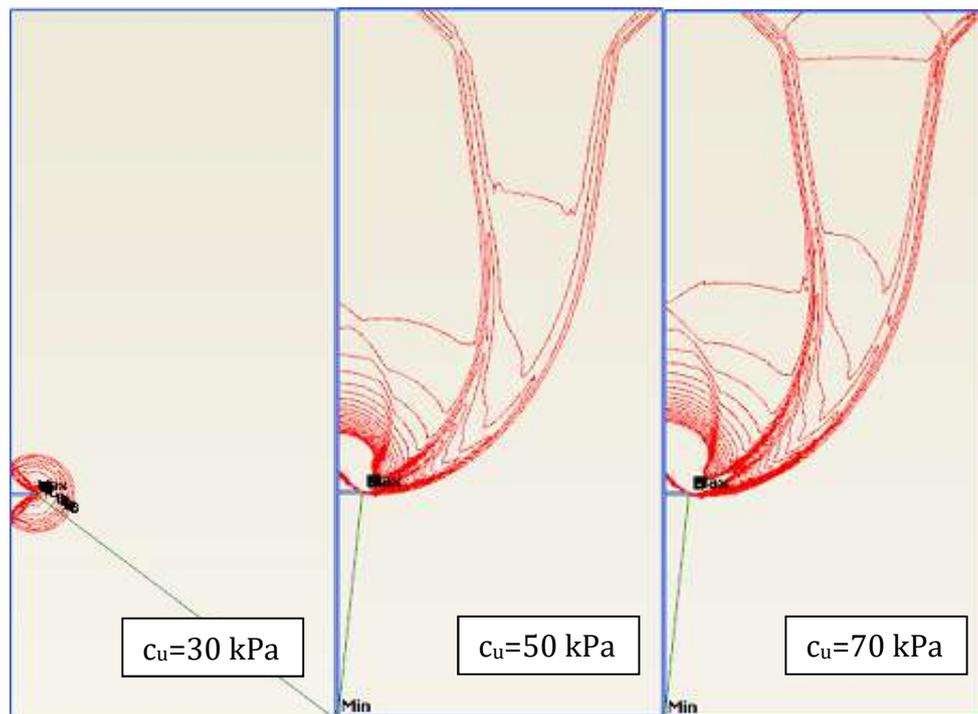


Figura 62: Diagrama de deformaciones en función de la resistencia al corte sin drenaje para  $z/B=10$  en terreno arcilloso



Javier Arto Cuesta

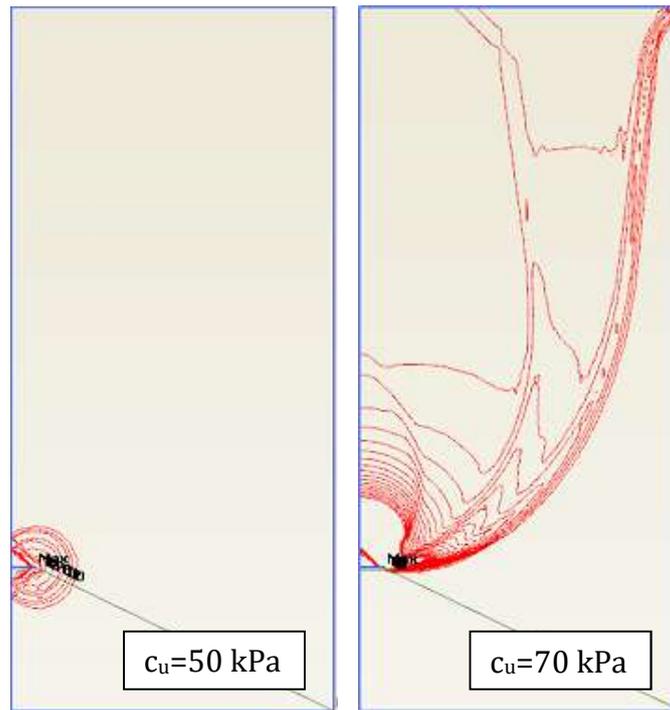


Figura 63: Diagrama de deformaciones en función de la resistencia al corte sin drenaje para  $z/B=15$  en terreno arcilloso



Figura 64: Diagrama de deformaciones en función de la resistencia al corte sin drenaje para  $z/B=20$  en terreno arcilloso



### 3.5 INFLUENCIA DEL PESO

Del mismo modo que en el estudio de la influencia de la resistencia al corte sin drenaje en arcillas, se ha tratado el comportamiento de este material frente a cambios en sus características de peso para 3 valores significativos y estudiando los resultados en distintas profundidades.

Los pesos específicos seleccionados han sido de 0, 10 y 20 kN/m<sup>3</sup>, siendo el de 10 el que se aproxima más al caso real.

Sin embargo, se presenta una particularidad respecto al caso de peso específico nulo, pues éste no aporta resistencia al terreno, por lo que, teóricamente, el valor de la capacidad portante del ancla sin peso,  $N_{c0}$  debería aumentar indefinidamente, atendiendo a su fórmula, en la cual el segundo factor se anula y por lo tanto no hay reducción:

$$N_{c0} = N_{c\gamma} - \frac{\gamma * \frac{z}{B} * B}{c_u}$$

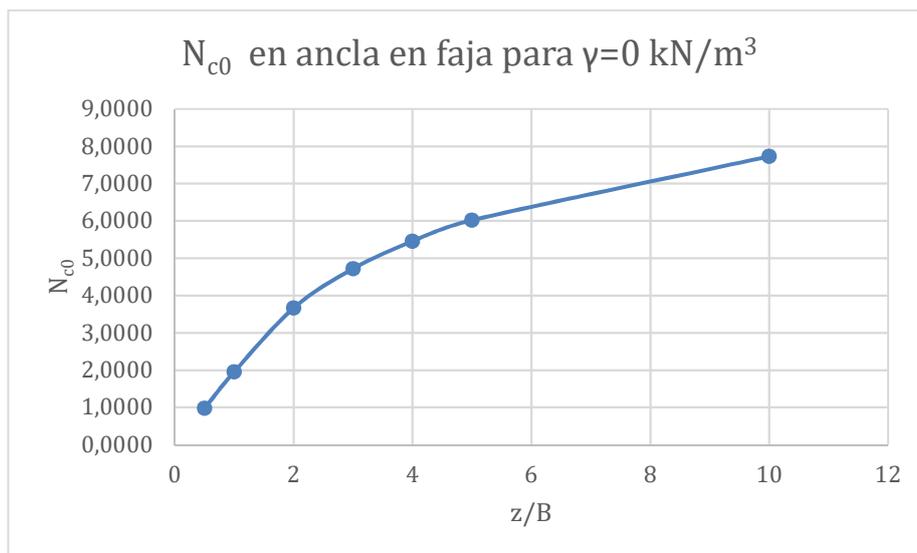


Figura 65: Variación de  $N_{c0}$  en función del coeficiente de empotramiento



Javier Arto Cuesta

Para solucionar este se ajusta el resultado de la arcilla sin peso a la asíntota generada por  $N_{cy\text{máx}}$ , que, como se ha comentado anteriormente, se produce para un valor aproximado de 11,42.

Por lo tanto, aunque el valor de  $N_{cy}$  continúe creciendo hasta valores por encima de 11,42, se considera este valor, siguiendo el ajuste de autores como Merifield (Merifield et al. 2003) para coeficientes de empotramiento altos cuando se supere este valor.

Para analizar su influencia se ha representado en la siguiente gráfica los valores de la capacidad portante del ancla  $N_{cy}$  respecto al coeficiente de empotramiento para estos tres valores, además del valor límite conocido para 11,42

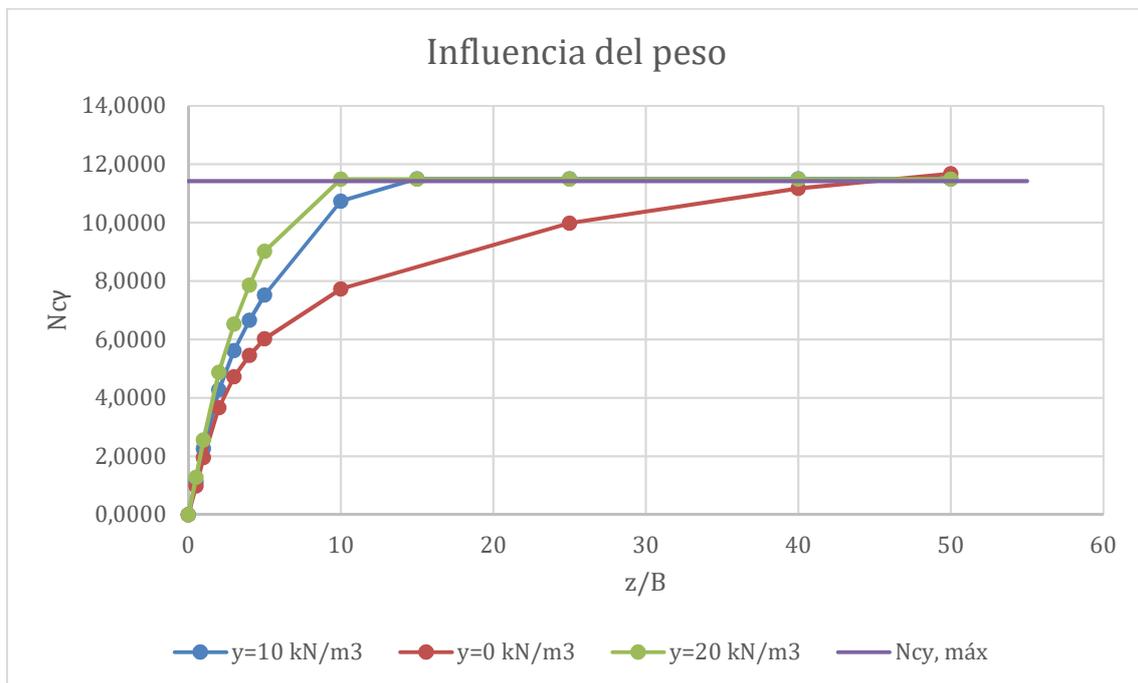


Figura 66: Variación de la capacidad portante del ancla en función del peso específico del terreno

Esta gráfica demuestra la similitud de comportamientos que presentan los terrenos frente a la fuerza de tiro en el ancla para los casos de variación de resistencia al corte sin drenaje y de peso, pues el aumento del peso también



Javier Arto Cuesta

supone un aumento de la resistencia que presenta el terreno frente al tiro. Es por ello que, para los valores de peso específico de  $20 \text{ kN/m}^3$  el valor asintótico de la capacidad portante del ancla se alcanza antes que para el valor de 10.

También se puede observar que el valor límite se supera para un coeficiente de empotramiento sensiblemente inferior a 50, donde alcanza un valor de capacidad portante de 11,68.

A continuación, se muestran las deformaciones en el terreno arcilloso con peso nulo que demuestran que, aunque el valor teórico de la capacidad portante continúe creciendo, una vez se supera el límite se produce el fallo en profundidad.

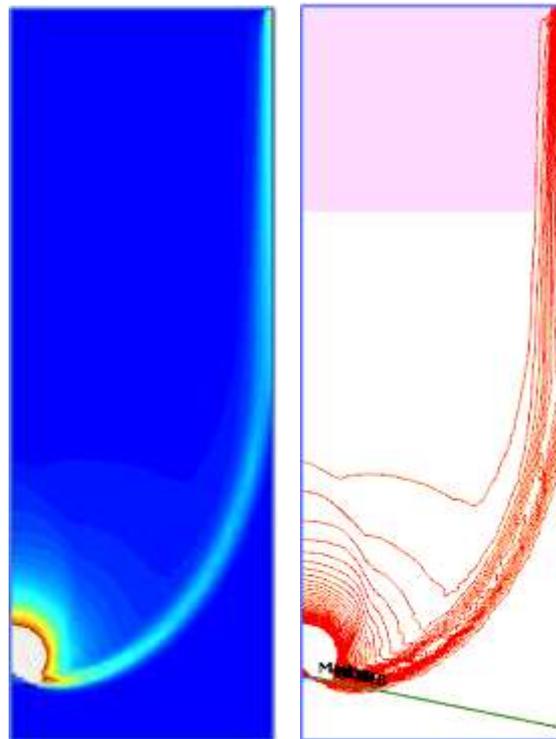


Figura 67: Diagramas de deformaciones para terreno arcilloso ( $\gamma=0 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ ) con peso nulo y coeficiente de empotramiento  $z/B=40$ . En rojo valores máximos; en azul mínimos.



Javier Arto Cuesta

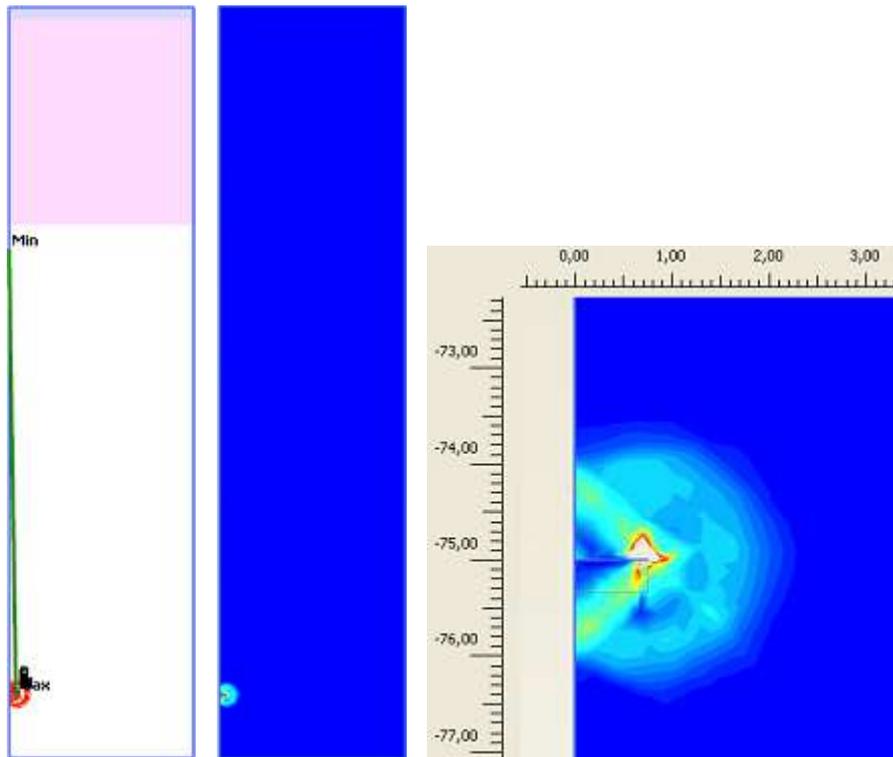


Figura 68: Diagramas de deformaciones para terreno arcilloso ( $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ ,  $c_u=50 \text{ kPa}$ ) con peso nulo y coeficiente de empotramiento  $z/B=50$ . En rojo valores máximos; en azul mínimos.



## 4. ANÁLISIS NUMÉRICO DE ANCLAS PLANAS EN FONDOS ARENOSOS

En este capítulo se seguirá la misma estructura que en el capítulo 3, referente al suelo arcilloso, siendo muchas de las características comunes a ambos suelos.

### 4.1 CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO

En esta parte del trabajo se cuenta con un ancla plana enterrada en un formado por arena densa -por lo que el estudio se realiza a largo plazo y con una cohesión prácticamente nula- para la cual se impondrá, del mismo modo que en el apartado anterior, un desplazamiento repartido sobre la semilongitud del ancla, por existir una simetría en el alzado del ancla, de manera que permita obtener la fuerza de arrancamiento que produzca el fallo.

Análogamente al estudio realizado en arcillas, se irá variando la profundidad del ancla en el terreno arenoso para obtener su influencia en el fallo. Sin embargo, en este caso, los parámetros del suelo utilizados se mantendrán constantes y con los valores que se expresan en la siguiente tabla:

Parámetros	Valor
Modelo	Hardening-Soil
$\gamma_d / \gamma_{sat}$	15,7 kN/m <sup>3</sup> / 19,59 kN/m <sup>3</sup>
$\varphi' / \Psi$	43° / 15°
$\nu$	0,25
$E_{50ref}$	57,8 MPa
$E_{OEDref}$	46, MPa
$E_{ur ref}$	173,4 MPa
$p_{ref}$	300 kPa
$K_{0,NC}$	0,37
$m$	0,9
Cohesión $c'$	0,1 kPa

Tabla 6: Parámetros de arena densa



Javier Arto Cuesta

Como se puede observar en la tabla, el estudio en la arena se realizará mediante un modelo *Hardening-Soil*. Al contrario que el modelo de *Mohr-Coulomb*, este modelo es elasto-plástico de endurecimiento. Además, el tramo elástico no es lineal y la rigidez depende del estado tensional. Tiene en común con el modelo de *Mohr-Coulomb*, utilizado previamente, el criterio de rotura. Los principales parámetros de los que consta el modelo *Hardening-Soil* son:

- $E_{ur}$ , módulo de rigidez en descarga triaxial
- $E_{OED}$ , módulo de rigidez edométrico
- $E_{50}$ , módulo de rigidez triaxial
- Cohesión,  $c$
- Ángulo de rozamiento interno
- Ángulo de dilatancia

Las características del ancla serán las mismas, considerándose de nuevo a efectos prácticos su peso despreciable en comparación con el peso del suelo.

Se dispondrá el nivel freático en la superficie del terreno.



## 4.2 MODELO NUMÉRICO

Dado que la geometría tanto del ancla como del terreno no varía, continuará utilizándose un modelo *plane strain*, de deformación plana para la obtención de las solicitaciones en el ancla, definiendo la misma simetría respecto al centro de ésta e idénticas condiciones de contorno, salvo por el valor del desplazamiento que se impondrá, que variará entre 5 y 50 cm para alcanzar la rotura del terreno, valores superiores a los que se imponían en el modelo arcilloso.

### 4.2.1 Comportamiento relativo a la malla

De cara a realizar una posible comparación del método de trabajo entre ambos materiales, se ha decidido realizar los casos en arena en la misma geometría que en el caso anterior, como ya se ha mencionado. Sin embargo, al realizar un análisis de la malla media sin refinamientos locales en la zona de influencia del ancla se ha podido observar que el modelo que generaban era demasiado grosero, es decir, generaba una triangulación excesivamente grande para la geometría estudiada (Figura 55), dándose esta situación en zonas en las que todavía se produce una interacción grande con el ancla, corriendo el riesgo de obtener valores poco precisos.

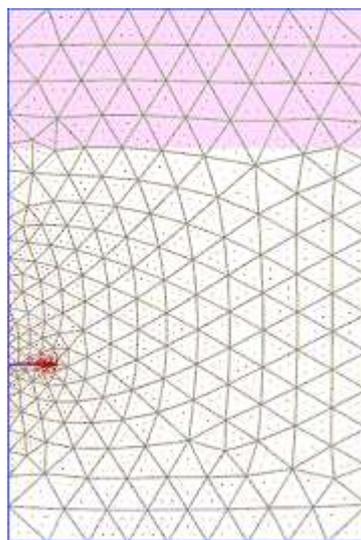


Figura 69: Elementos generados en el mallado medio en terreno arenoso para  $z/B = 4$



Por este motivo, en el terreno no cohesivo se ha estudiado directamente con mallas con refinamientos locales alrededor del ancla y con alcance hasta la superficie, pues, para el coeficiente de empotramiento de 4 el fallo del terreno se produce en la totalidad del suelo por encima del ancla, por lo que puede considerarse toda ésta como zona de interés. A continuación, se reflejan las geometrías de elementos finitos generados para los tres casos estudiados. Así como resultados obtenidos para la semilongitud del ancla.

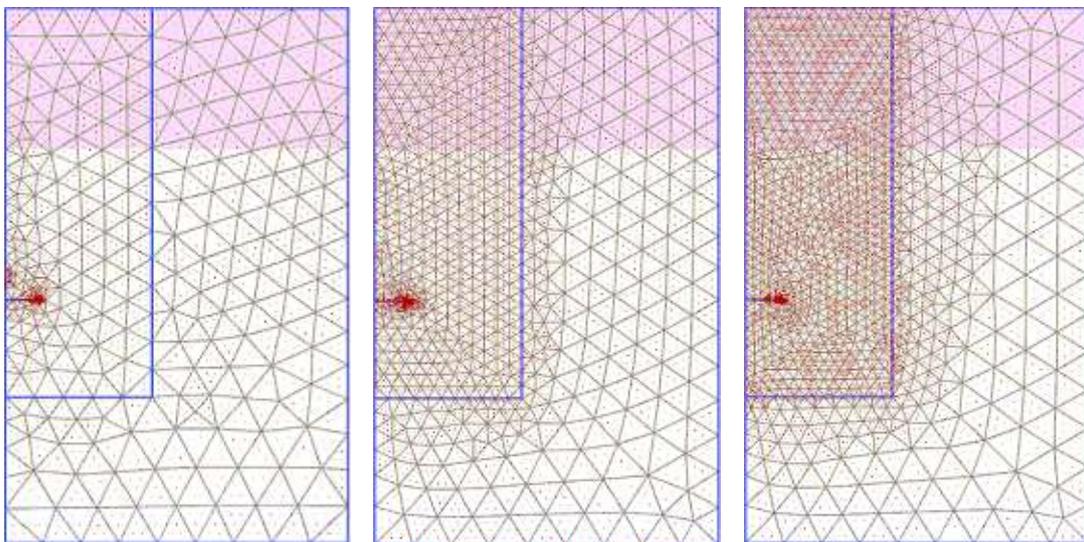


Figura 70. Mallados en terreno arenoso para  $z/B=4$  con densidad media + 1 refinamiento local, media + 3 refinamientos locales y media + 4 refinamientos locales

Tipo de malla	Geometría de malla	Q (kN/m)	CPU (s)	% Error
Media+ 1 refinamiento local	520 elementos 4329 nodos	253,729	191	0,0846
Media + 3 refin. locales	1228 elementos 10037 nodos	253.129	691	0,3209
Media + 4 refin. locales	1833 elementos 14891 nodos	253.944	1182	0

Tabla 7: Influencia de la malla en fondo arenoso para la semilongitud del ancla. Resultados obtenidos para un procesador IntelCore i7, CPU 2,40 GHz, RAM de 8,00 GB con Windows 10

Al igual que en el caso de la arcilla, el error relativo existente en la fuerza de arrancamiento podría considerarse despreciable, asumiendo cualquiera de las



Javier Arto Cuesta

soluciones como válida. Sin embargo, analizando los datos en las gráficas de fuerza-desplazamiento antes de producirse la rotura, se observa que la dispersión es considerablemente superior a la que se producía en los suelos arcillosos.

Del mismo modo que en las arcillas, puede extraerse la necesidad de uso de una malla lo más densa posible para la obtención de resultados de alta precisión. Sin embargo, para la última etapa de refinamiento, desde la malla media con 3 refinamientos locales a la de 4 refinamientos locales, hay que valorar cautelosamente el incremento de tiempo necesario para la ejecución del programa, pues supone un 70% más de duración. Atendiendo a este hecho, finalmente, se decide realizar los cálculos para un análisis posterior con una malla media con 3 refinamientos locales.

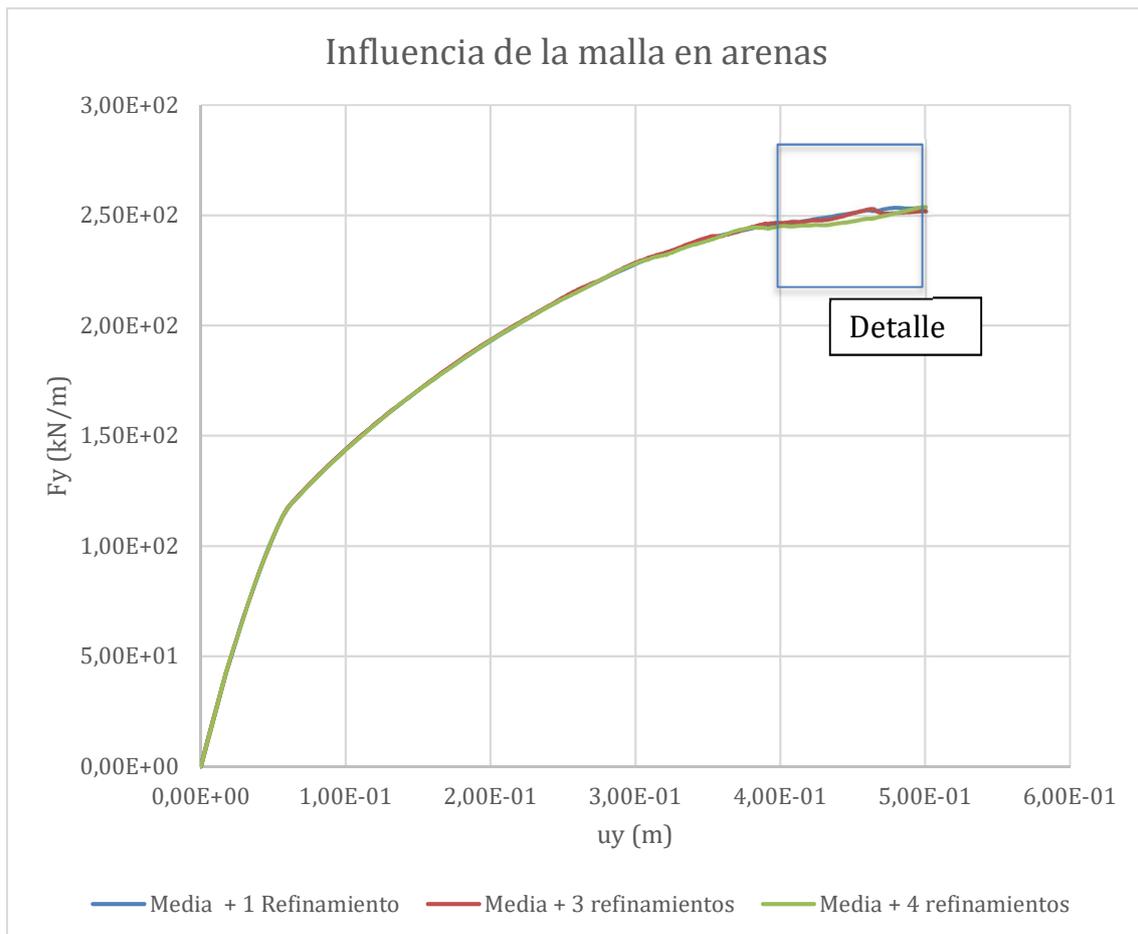


Figura 71: Gráfica de fuerza-desplazamiento para la semilongitud del ancla en arena para  $z/B=4$  con diferentes mallas

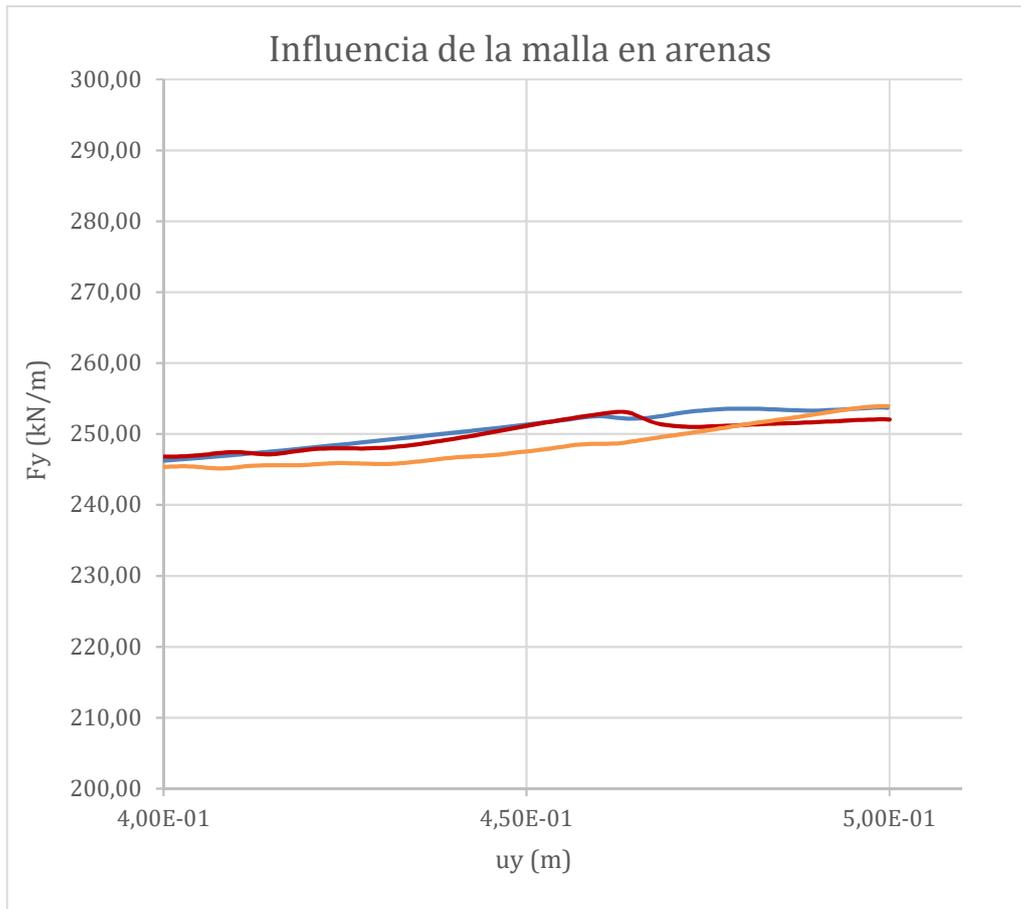


Figura 72: Detalle gráfica fuerza-desplazamiento en la semilongitud del ancla para arena con malla media + 1 refinamiento (azul), malla media + 3 refinamientos (roja) y malla media + 4 refinamientos (naranja)

#### 4.2.2 Comportamiento de la interfaz

Análogamente al estudio de arcillas, se ha dispuesto en el terreno arenoso (suelo no cohesivo) una interfaz formada del mismo material que permita llevar a cabo un despegue del ancla respecto al suelo situado inmediatamente debajo, con una longitud un centímetro superior a la semilongitud del ancla para abarcar la mayoría de la influencia de ésta.

En la siguiente tabla se muestra la variación de la fuerza de arrancamiento en la mitad del ancla para diferentes coeficientes de empotramiento con la interfaz activada y desactivada, permitiéndose o no en este caso las tracciones.



Coeficiente de empotramiento, $z/B$	Interfaz activada	Interfaz desactivada Tracciones no permitidas	Interfaz desactivada Tracciones permitidas
0,5	4,57	12,01	12,09
1	28,67	28,75	28,79
2	65,06	65,53	65,58
3	120,17	120,29	120,30
4	254,72	257,17	255,98
5	347,81	348,47	348,57
10	652,83	654,37	654,85

Tabla 8: Influencia de la interfaz en terreno arenoso

Como se puede observar en la tabla, los resultados para las tres situaciones prácticamente son iguales, como trataba de demostrarse, pues al contar con un suelo de cohesión prácticamente nula ( $c'=0,1$  kPa), el despegue de las partículas debe producirse por igual en ambos casos, no arrastrando con el arranque del ancla suelo tras de sí, tanto con la disposición de una interfaz que implica un despegue forzado del ancla respecto a las partículas de suelo inferiores, como en las situaciones descritas del suelo sin interfaz.



### 4.3 RESULTADOS

En el terreno formado por arena la situación es muy diferente a la descrita para el terreno cohesivo, pues no se llega a producir un cambio de comportamiento a partir de un nivel, no produciéndose una plastificación localizada de las partículas que impidan el crecimiento del fallo hasta superficie.

Este comportamiento se muestra en la siguiente figura, donde se observa cómo sigue aumentando la fuerza de tiro para la longitud total del ancla con el aumento de la profundidad en la que se encuentra embebida, incluso para coeficientes de empotramiento de valor 30.

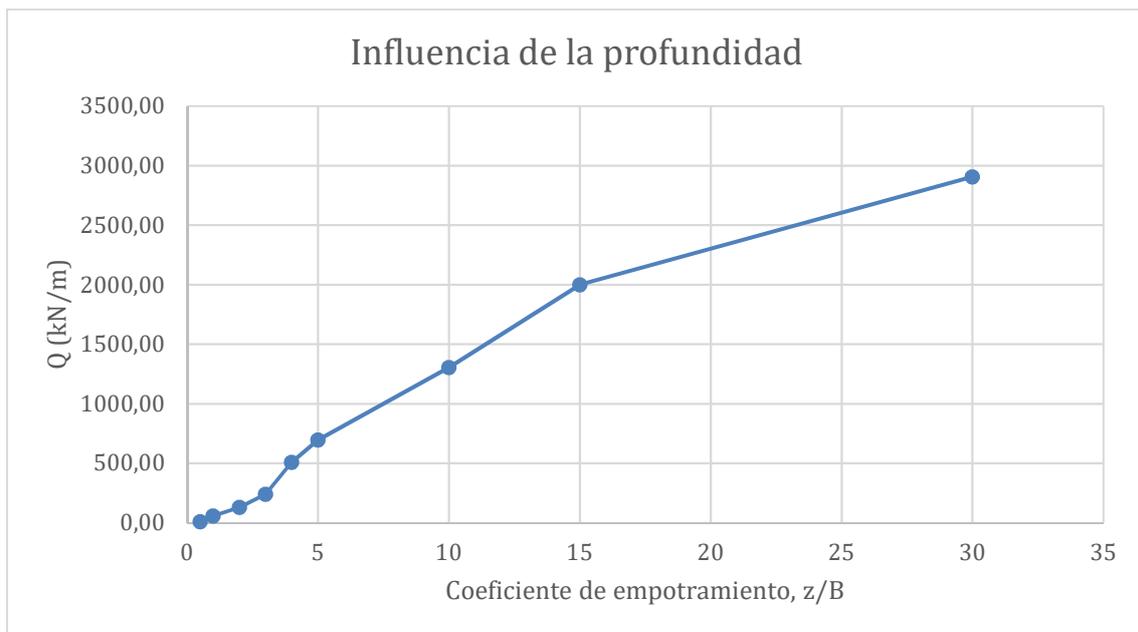


Figura 73: Fuerza de arrancamiento frente al coeficiente de empotramiento para el ancla embebida en terreno arenoso

Como se observa en la gráfica, la resistencia es creciente con la profundidad. Este comportamiento en suelos arenosos, es debido a la influencia de la dilatación, estando los resultados condicionados al desplazamiento vertical impuesto en cada profundidad, pues la fuerza de tiro al no encontrar un límite marcadamente horizontal, como se observa en la Figura 74, tiende a crecer indefinidamente con el aumento del desplazamiento vertical.

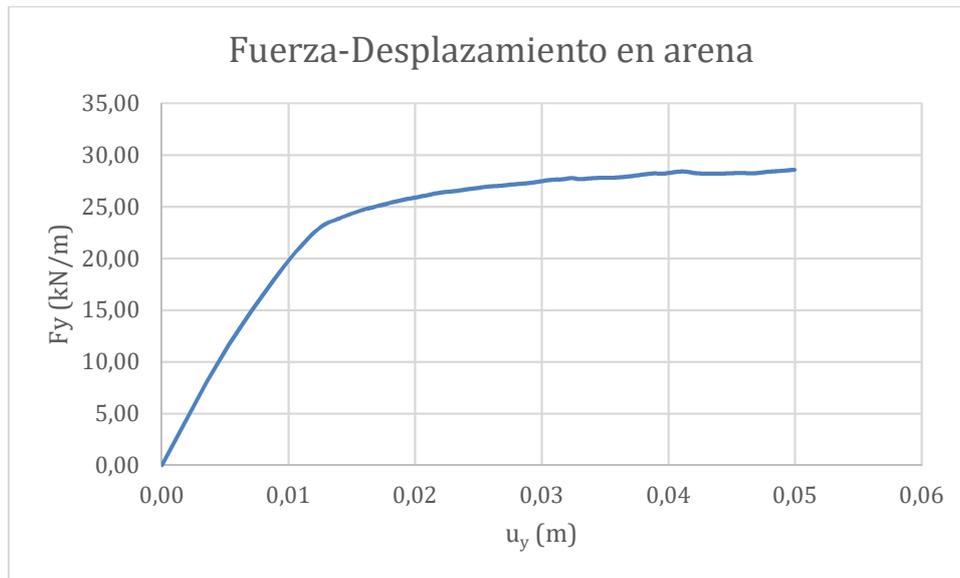


Figura 74: Gráfica Fuerza-Desplazamiento para arenas con coeficiente de empotramiento  $z/B=1$

Para realizar un análisis consistente, se ha determinado una serie de desplazamientos para cada rango de coeficientes de empotramiento, con los valores que se indican a continuación:

- $z/B = (0,5-1-2)$                        $\rightarrow$      $u_y=0,05$  m
- $z/B = (3)$                                        $\rightarrow$      $u_y=0,10$  m
- $z/B = (4-5-10-15-30)$                        $\rightarrow$      $u_y=0,50$  m

#### 4.3.1 Modo de fallo

Como puede observarse en las siguientes figuras, de forma diferente a como se producía en arcillas, el fallo es global tanto para los coeficientes de empotramiento más bajos, con una clara tendencia vertical en el desplazamiento del material, como con la profundización de la posición del ancla, siendo en este caso un comportamiento más bifurcado, implicando en su sostenimiento un terreno de material más extendido en horizontal.



Javier Arto Cuesta

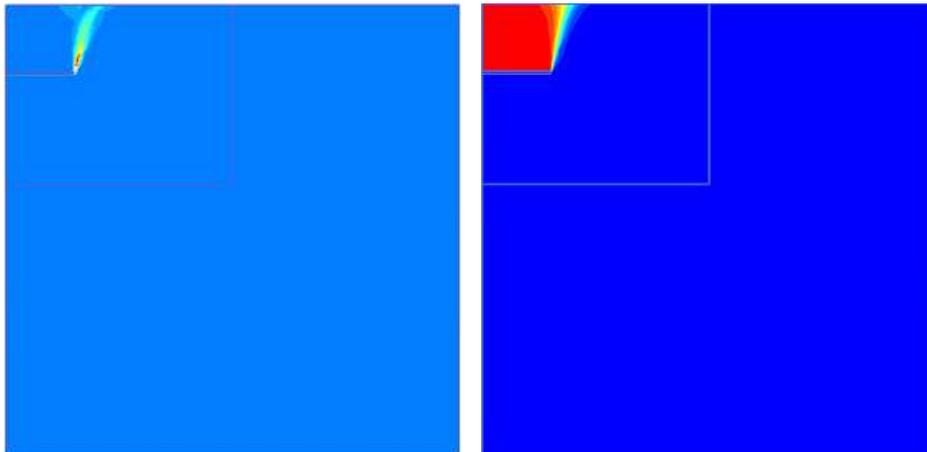


Figura 75: Diagramas de deformaciones totales y desplazamientos verticales para coeficiente de empotramiento  $z/B=0,5$  en terreno arenoso. En rojo valores máximos, en azul mínimos.

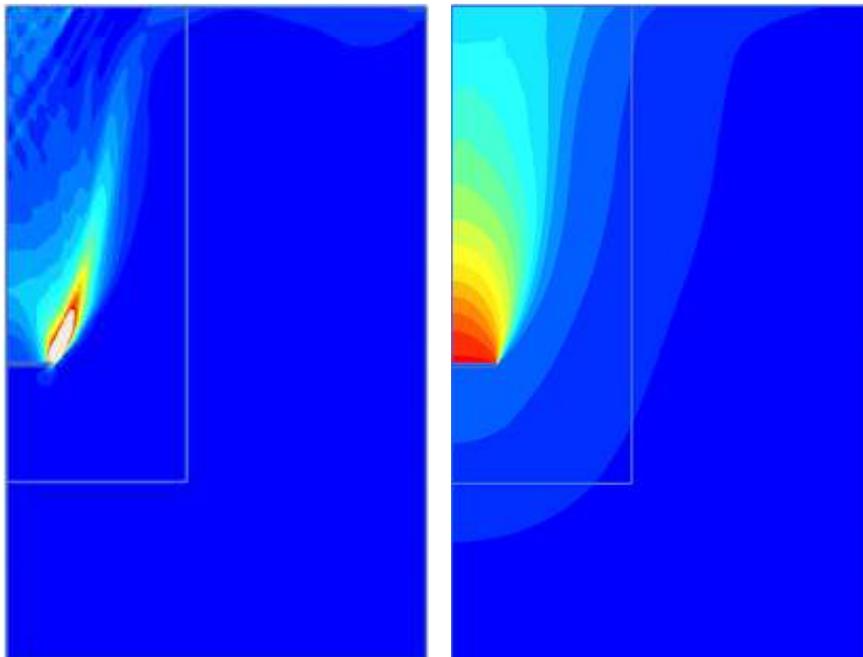


Figura 76: Diagramas de deformaciones totales y desplazamientos verticales para coeficiente de empotramiento  $z/B=4$  en terreno arenoso. En rojo valores máximos, en azul mínimos.



Javier Arto Cuesta

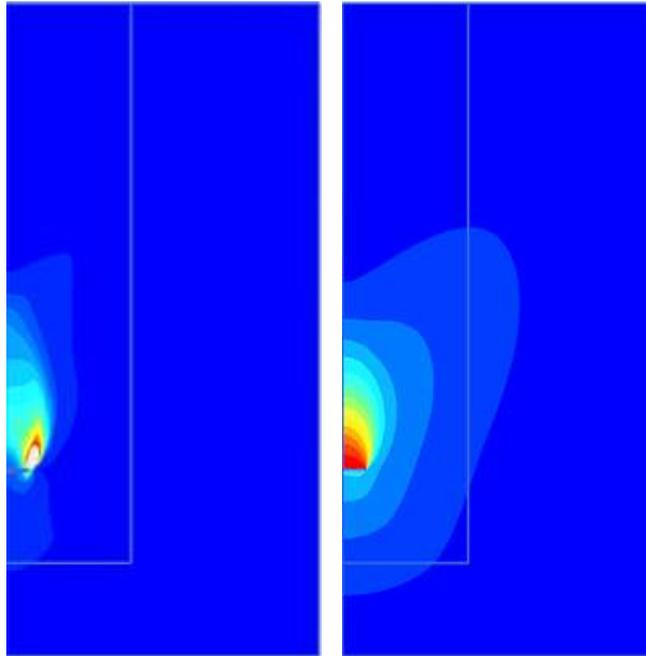


Figura 77: Diagramas de deformaciones totales y desplazamientos verticales para coeficiente de empotramiento  $z/B=10$  en terreno arenoso. En rojo valores máximos, en azul mínimos.

Puesto que en esta última situación no se aprecia con claridad el fallo superficial se adjunta a continuación una gráfica del detalle de la malla deformada para el coeficiente de empotramiento de 10, donde se pueden observar elementos situados por encima de la superficie del terreno, lo que indica que el ancla al recibir la fuerza de tiro ha llegado a desplazar las partículas de suelo situadas inicialmente en la superficie. También se adjunta la malla deformada para el coeficiente de empotramiento de  $z/B=15$ , que corrobora lo anterior, pues puede observarse cómo por encima de la línea superficial (línea azul) se advierten terreno.



Javier Arto Cuesta

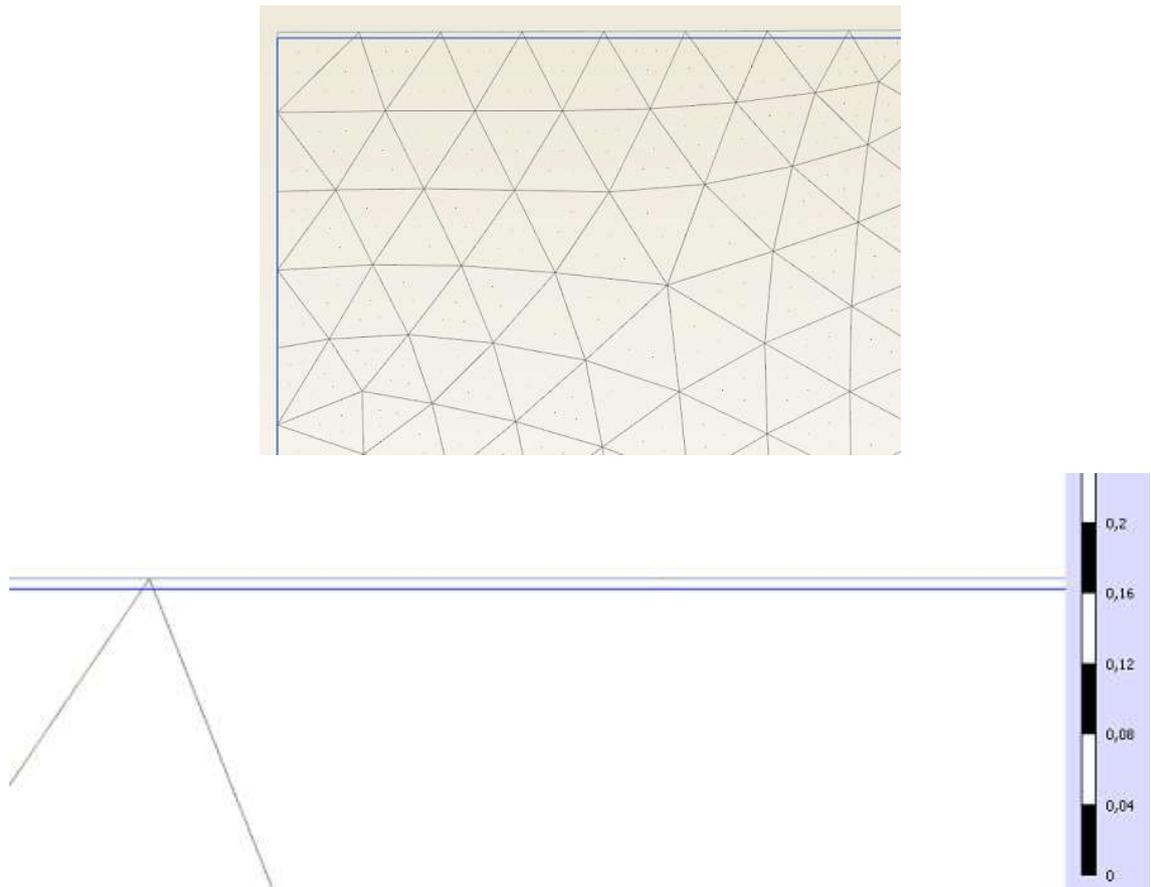


Figura 78: Detalle de la malla deformada para ancla enterrada a una profundidad  $z/B=10$  y  $z/B=15$  en terreno arenoso



## 5. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha estudiado el comportamiento, mediante análisis por elementos finitos, de un ancla plana instalada en dos terrenos de características diferentes, uno puramente cohesivo (arcilloso) y otro puramente friccional (arenoso).

Se ha realizado el análisis de la influencia en los resultados del modelado en ambos terrenos, a través de la precisión de la malla en relación con su coste computacional, pues la definición del tiempo como variable esencial o la primacía de la exactitud en los resultados, pueden suponer variaciones importantes en uno u otro.

En el caso de las arcillas, se ha demostrado la existencia de un límite de la capacidad portante del ancla,  $N_{cy, máx}$ , cuyo valor, estudiado por otros autores se establece en un punto exacto de  $3\pi+2$  ( $\approx 11,42$ ) a partir del cual se produce un cambio de comportamiento, pasando de un fallo superficial a un fallo profundo, dominado por una plastificación alrededor del ancla.

El fallo profundo se produce, a la vista de los resultados, para valores dependientes del peso específico del terreno,  $\gamma$ , de la profundidad del ancla,  $z$ , y de la resistencia al corte sin drenaje,  $c_u$ , de tal forma que, a mayor resistencia (mayor  $c_u$ ) la profundidad debe ser mayor. Para valores de  $c_u$  de 30 kPa, se alcanza en coeficientes de empotramiento alrededor de 10, sin embargo, para valores de la resistencia al corte sin drenaje de 70 kPa se alcanza en valores de  $z/B=20$ .

Del mismo modo, en terrenos cohesivos, a mayor peso específico se alcanza para valores de profundidad menores, pues el terreno es capaz de proporcionar la resistencia máxima antes por el peso de las partículas y, por lo tanto, no es necesario embeber tanto el ancla en el terreno.



*Javier Arto Cuesta*

Finalmente, se ha podido observar que, en los terrenos arenosos, no se alcanza un valor constante de la fuerza de arrancamiento del ancla cuando ésta se dispone a gran profundidad, sino que su valor continúa incrementándose debido a la resistencia creciente.



## 6. BIBLIOGRAFÍA

- Agencia Europea de Medio Ambiente. Potencial de energía eólica terrestre y marina de Europa. Evaluación de las restricciones ambientales y económicas. 2012. Fuente: [http://www.magrama.gob.es/es/calidad-y-evaluacion-ambiental/temas/agencia-europea-medio-ambiente-informacion-ambiental/POTENCIAL\\_ENERGIA\\_EOLICA\\_TERRESTRES\\_Y\\_MARINA\\_tcm7-272183.pdf](http://www.magrama.gob.es/es/calidad-y-evaluacion-ambiental/temas/agencia-europea-medio-ambiente-informacion-ambiental/POTENCIAL_ENERGIA_EOLICA_TERRESTRES_Y_MARINA_tcm7-272183.pdf)
- Arco, A., Canales, S., Galiana, L., Lladó, J. *Análisis y diseño de un parque eólico offshore en EE.UU.* Proyecto Fin de Máster. EOI, Escuela de Organización Industrial, 2013.
- Carrera García R. *Pullout Resistance of Circular Plate Anchors in Sandy Seabed.* Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria 2014.
- Dean, E.T.R. *Offshore geotechnical engineering.* London: Thomas Telford. 0727736418, 9780727736413. 2010.
- Ederer, N. *The price of rapid offshore wind expansion in the UK: Implications of a profitability assessment.* Renewable energy. 10.1016/j.renene.2016.02.007. 2016.
- EWEA, European Wind Energy Association. *The European offshore wind industry key trends and statistics 2015.* 2016. Fuente: <http://www.ewea.org/fileadmin/files/library/publications/statistics/EWEA-European-Offshore-Statistics-2015.pdf>
- Fernández, J. M. *Guía completa de la energía eólica.* Antonio Madrid Vicente, 9788496709669. 2011.
- Ferreño, S., Castro, L., Díaz, V., Fraguera, J.A. *Estudio, caracterización y comparación de tipologías de plataformas para soporte de aerogeneradores en alta mar.* 50º Congreso de Ingeniería Naval e Industria Marina. 2011.
- Gatzert, N. *Risks and risk management of renewable energy projects: The case of onshore and offshore wind parks.* Renewable & sustainable energy reviews. 10.1016/j.rser.2016.01.103. 2016.



Javier Arto Cuesta

- IDAE, Instituto para la Divulgación y Ahorro de Energía. *Evolución tecnológica y prospectiva de costes de las energías renovables. Estudio técnico PER 2011-2020*. 2011. Fuente: [http://www.idae.es/uploads/documentos/documentos\\_11227\\_e2\\_tecnologia\\_y\\_costes\\_7d24f737.pdf](http://www.idae.es/uploads/documentos/documentos_11227_e2_tecnologia_y_costes_7d24f737.pdf)
- Iris, F. A., Evrim, U., *Assessment approaches to logistics for offshore wind energy installation*. Sustainable energy technologies and assessments. 10.1016/j.seta.2016.02.001. 2016.
- Losada, I. J. *La energía eólica marina: Conceptos y retos tecnológicos*. Instituto de Hidráulica Ambiental. Universidad de Cantabria. 2010. Fuente: <http://docplayer.es/3918422-La-energia-eolica-marina-conceptos-y-retos-tecnologicos-inigo-j-losada-instituto-de-hidraulica-ambiental-universidad-de-cantabria.html>
- Merifield R. S., Lyamin A. V., Sloan S. W., and Yu H.S. *Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129(3), 243–253. 2003.
- Okolodkov, Y. *Biogeografía Marina*. Universidad Autónoma de Chile. 978-607-7887-10-2. 2008.
- PLAXIS: *Plaxis, Versión 8, Manual de Referencia*. R.B.J. Brinkgreve. Delft University of Technology & PLAXIS BV. 90-808079-8-2. 2004.
- Randolph, M. & Gourvenec, S. *Offshore geotechnical engineering*. New York: Spon Press. 978-0-203-88909-1. 2011.
- Rocker K. Jr., Thompson D., Jung B.; Briaud J.; Lin S. *Handbook for Marine Geotechnical Engineering*. Naval Facilities Engineering Service (NAVFAC), EE.UU. 2011.
- Rodríguez, A. *Estudio mediante técnicas de equilibrio límite de anclas planas para amarre de plataformas flotantes eólicas offshore*. Trabajo Fin de Grado, Universidad de Cantabria. 2015.
- Sagaseta, C., Cañizal, J., Da Costa, A., Castro, J. *Geotecnia I*. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria. 978-84-694-2180-2. 2010.
- Villarubia, M. *Ingeniería de la energía eólica*. Marcombo, S.A., 9788426715807, 2011.



Javier Arto Cuesta

- Wang D., Hu Y., Randolph M.F. *Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210. 2010.

Páginas web (Febrero, 2017):

- Acciona sustainability: [www.acciona.com](http://www.acciona.com)
- CSIC, Centro Superior de Investigaciones Científicas, Introducción a la geología marina: <http://ww2.icm.csic.es/gma/es/content/introduccion-a-la-geologia-marina>
- Energía eólica en el mundo: <http://www.aeeolica.org/es/sobre-la-eolica/la-eolica-en-el-mundo/>
- Energía eólica marina en Europa: <http://ovacen.com/la-energia-eolica-marina-en-europa/>
- Eólica offshore: <http://www.eolicaoffshore.com/>
- E-on UK, Climate and Renewables: [www.eon-uk.com](http://www.eon-uk.com)
- Global Wind Energy Council: <http://www.gwec.net/>
- Hywind:  
<http://www.statoil.com/en/TechnologyInnovation/NewEnergy/RenewablePowerProduction/Offshore/HywindScotland/Pages/default.aspx>
- Iniciativa de Endesa por la eficiencia y la sostenibilidad: <https://twenergy.com/>
- Instituto Nacional de Tecnologías Educativas y de Formación del Profesorado, Tectónica de placas: <http://recursos.cnice.mec.es/biosfera/alumno/1bachillerato/estrucinterna/tercera/contenido5.htm>
- National Geographic Centre, Geohazards: <http://noc.ac.uk/science-technology/marine-hazards/geohazards>



Javier Arto Cuesta

- National Oceanic and Atmospheric Administration, Sediment thickness: <https://www.ngdc.noaa.gov/mgg/sedthick/sedthick.html>
- National Oceanic and Atmospheric Administration, Surface Ocean Currents: <http://oceanservice.noaa.gov/education/kits/currents/05currents2.html>
- Repsol energía eólica offshore: [https://www.repsol.com/es es/corporacion/prensa/Newsletter/8-eolica-offshore.aspx](https://www.repsol.com/es_es/corporacion/prensa/Newsletter/8-eolica-offshore.aspx)
- SEPLA Offshore Anchors: <http://www.intermoor.com/services-5/mooring-services-6/sepla-offshore-anchors-166>
- Statoil: [www.statoil.com](http://www.statoil.com)
- U.S. Department of Energy: <https://www.energy.gov/>