

Escuela Técnica Superior de Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



**PROYECTO BÁSICO DE CIMENTACIÓN DE
GRAVEDAD PARA EÓLICA OFFSHORE
MEDIANTE CAJONES CUADRADOS
CONSTRUIDOS EN DIQUE FLOTANTE**

Trabajo realizado por:

SERGIO GARCÍA MONROY

Dirigido:

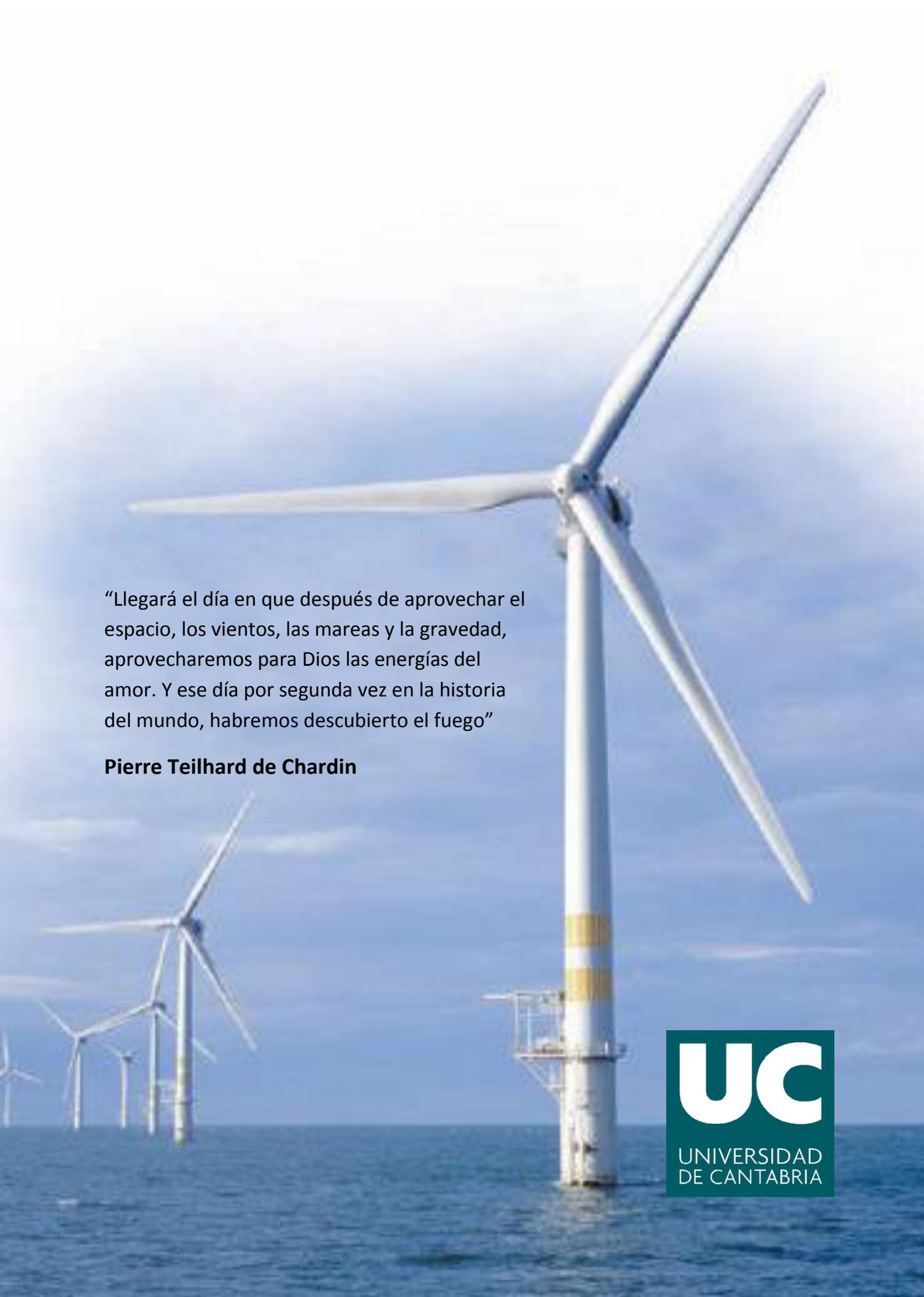
FRANCISCO BALLESTER MUÑOZ

Titulación:

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Santander, junio de 2014

TRABAJO FINAL DE GRADO



“Llegará el día en que después de aprovechar el espacio, los vientos, las mareas y la gravedad, aprovecharemos para Dios las energías del amor. Y ese día por segunda vez en la historia del mundo, habremos descubierto el fuego”

Pierre Teilhard de Chardin

UC

UNIVERSIDAD
DE CANTABRIA



AGRADECIMIENTOS

Quiero aprovechar estas líneas para agradecer a todas las personas que me han ayudado y me han apoyado a lo largo de estos años de dura andadura por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria.

En primer lugar quisiera agradecer a Francisco Ballester Muñoz la oportunidad que me ha brindado para realizar este proyecto y aprender de él, y al que ha sido mi tutor en este proyecto, Jokin Rico Arenal, el apoyo prestado durante estos meses para la realización de dicho proyecto, así como la cantidad de cosas que me ha enseñado relacionadas con el mundo de la construcción.

También me gustaría destacar la paciencia que han tenido conmigo Marina Llama, Francisco Díez y Silvia Suárez, sufridores constantes de mis preguntas para la resolución de los distintos problemas surgidos durante la realización.

También quiero agradecer en especial a mis padres y a mi hermano todo el apoyo y el cariño prestado estos años, en los buenos y en los malos ratos, así como la educación recibida de su parte.

A todos mis compañeros y amigos de la universidad, sobre todo a aquellos que han sido mi familia en Santander, porque sin todos vosotros, vuestros resúmenes, vuestros consejos, y vuestra ayuda seguro que no estaba escribiendo estas líneas. A todos mis amigos de siempre a los que la distancia no nos ha separado y a todos los demás que siempre estáis ahí.

Agradecer a todos los profesores de la universidad y del colegio toda la enseñanza recibida.

Sin todos ellos, esto nunca habría sido posible.

Gracias a todos.



RESUMEN

TÍTULO DEL TFG: Proyecto básico de cimentación de gravedad para eólica offshore mediante cajones cuadrados construidos en dique flotante

AUTOR: Sergio García Monroy

DIRECTOR: Francisco Ballester Muñoz

CONVOCATORIA: Julio 2014

PALABRAS CLAVE: Eólica, offshore, cimentación, gravedad, esfuerzos, proceso constructivo, fallo.

PLANTEAMIENTO: Se ha estudiado la posibilidad de construcción de un parque de molinos para energía eólica offshore. Para ello se ha comenzado con unos datos de partida que incluían condiciones metaoceánicas básicas, estudio geológico simple y un predimensionamiento. Este predimensionamiento consistía en un cajón hormigonado en dique flotante de base octogonal.

A partir de lo mencionado se han ampliado los estudios marinos y geológicos para poder calcular los esfuerzos, mediante formulación de Airy y Morison, en la estructura a causa del oleaje, las corrientes y el viento. Posteriormente se han añadido las cargas producidas por el aerogenerador y se han estudiado los modos de fallo de una cimentación offshore: hundimiento, deslizamiento, vuelco plástico y vuelco rígido.

Con los datos obtenidos se ha procedido a redimensionar la estructura para evitar el fallo de cualquiera de sus formas, así como para evitar fallos en operaciones de fondeo y transporte. Para comprobarlo se han introducido los valores en el software PLAXIS para la obtención de coeficientes de seguridad.

Por otro lado se ha realizado un estudio del proceso constructivo, comenzando por las actuaciones previas a la construcción del cajón, pasando por todos los pasos en los que fundamenta la creación de la estructura y hasta su transporte. Una vez se ha finalizado en su lugar de construcción se traslada al punto en que será fondeado. Para este apartado se ha puesto especial atención a las operaciones previas y posteriores al fondeo: preparación de la banqueta y protección a la socavación, respectivamente.

Por último, se ha estudiado la planificación de la realización de todo un parque de 50 elementos y su distribución temporal para las fases de construcción, transporte y fondeo. Para la viabilidad del proyecto se ha hecho una estimación de costes tanto para una única cimentación como para todo el parque.

ESTUDIO ECONÓMICO: El estudio revela que la cimentación no se ha optimizado económicamente. Con un total de 4,6 millones de euros por cimentación y con unos parciales aproximados de 1 millón para la construcción, 2 millones para la adquisición y colocación de la torre metálica y 1,6 millones para operaciones marítimas.



CONCLUSIONES: El trabajo revela que una cimentación de gravedad puede ser perfectamente viable para profundidades marinas que pueden llegar hasta los 30 metros. La estructura soporta todas las cargas y no hay mayores complicaciones en las operaciones de construcción y fondeo.

Sin embargo, no significa que sea la solución óptima ni logística, ni económica, ni tecnológicamente. Se han puesto de manifiesto ciertas situaciones que sin llegar a ser un problema pueden ser un condicionante a la hora de elegir este tipo de cimentación, como puede ser la necesidad de acopiar un número considerable de elementos durante la estación invernal o el elevado precio de los áridos muy densos.



ABSTRACT

TFG TITLE: Basic project of gravity based foundations for offshore wind power by means of square caissons constructed in floating dock

AUTHOR: Sergio Garcia Monroy

DIRECTOR: Francisco Ballester Muñoz

CALL: July 2014

KEY WORDS: Wind power, offshore, foundations, gravity, efforts, constructive process, failure.

EXPOSITION: The possibility of a windmill offshore park construction for wind energy production has been studied. We have started with some starting data that included basic oceanic conditions, simple geologic studies and a presizing. This presizing consisted of a concrete caisson with octagonal-shape base built in a floating dock.

To start with, marine and geologic studies have been extended to be able to calculate the efforts, by means of Airy and Morison formulation, in the structure because of the waves, currents and wind forces. Later, the loads produced by the aerogenerator were added and the ways of failure of an offshore foundation have been studied: collapse, sliding, plastic overturning and rigid overturning.

With the collected data it is time to resize the structure to avoid the failure in anyone of its forms, as well as to avoid failures in operations of anchorage and transport. In order to verify the values we introduced the data in the software PLAXIS to obtain safety factors.

On the other hand, a study of the constructive process has been conducted, beginning with the construction previous activities for the caisson, happening through all the passages on which it bases the creation of the structure and ending with its transport. Once it has been built in his place of construction it moves to the point in which it will be anchored. For this section we have put special attention to later and previous operations: preparation of the foundation beds and scour protection.

Finally, the planning of the construction has been studied as well as for the whole park of 50 elements and its temporal distribution for the phases of construction, transports and anchorage. A cost estimation for the viability of the project has been realized.

ECONOMIC STUDY: The study reveals that the foundations has not been optimized economically. With a total price of 4.6 million Euros by foundtions and with approximated partial of 1 million for the construction, 2 million for the acquisition and positioning of the metallic tower and 1.6 million for marine operations.



CONCLUSIONS: The work reveals that a gravity base foundation can perfectly be viable for marine depths up to 30 meters. The structure bears all the efforts and there are no majors complications in the operations of construction and anchorage.

Nevertheless, it does not mean that it is neither the optimal solution, logistically nor economically, nor technologically. Situations have been certainly shown that without happening to be a problem can be a conditioner at the time of choosing which type of foundations to choose, as it can be the necessity to gather together a considerable number of elements during winter time or the elevated price of the very dense ones.



ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	9
2.	ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE	10
2.1.	CONTEXTO HISTÓRICO	10
2.2.	PROYECTOS ACTUALES	11
2.3.	TIPOS DE CIMENTACIÓN	13
2.4.	CIMENTACIONES EN GRAVEDAD.....	15
3.	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	16
3.1.	GEOTECNIA.....	16
3.2.	CONDICIONES METAOCEÁNICAS	18
3.3.	AEROGENERADOR Y TORRE	18
3.4.	PUERTO	19
3.5.	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	20
3.5.1.	Dique flotante	20
3.5.2.	Encofrados deslizantes.....	22
3.5.3.	Operaciones previas.....	23
3.5.4.	Construcción de la estructura	24
3.6.	UBICACIÓN Y TRANSPORTE	27
4.	PREDISEÑO	31
4.1.	AJUSTE GEOMÉTRICO.....	31
4.2.	DETERMINACIÓN PRELIMINAR DE ESFUERZOS.....	36
4.2.1.	Velocidad y aceleración de partícula.....	36
4.2.2.	Fuerzas de arrastre e inercia	38
4.2.3.	Fuerzas de viento	39
4.3.	ESFUERZOS TOTALES.....	41
4.4.	CÁLCULOS ESTRUCTURALES ANALÍTICOS.....	42
4.4.1.	Hundimiento	42
4.4.2.	Deslizamiento	52
4.4.3.	Vuelco rígido y tracciones en la base	54
4.4.4.	Vuelco plástico	55
4.5.	CÁLCULOS POR MÉTODOS NUMÉRICOS: PLAXIS	57
4.5.1.	Consideraciones generales.....	57



4.5.2.	Análisis de elementos finitos con PLAXIS.....	59
4.5.3.	Fases del cálculo.....	60
4.5.4.	Modos de fallo.....	62
5.	DISEÑO DEFINITIVO.....	67
5.1.	GEOMETRÍA DEFINITIVA.....	67
5.2.	ARMADURAS.....	69
5.3.	BANQUETA.....	69
5.4.	PROTECCIÓN AL SOCAVAMIENTO.....	71
6.	PLANIFICACIÓN.....	76
6.1.	PLANIFICACIÓN DEL PARQUE.....	79
7.	ESTUDIO ECONÓMICO.....	81
8.	LISTA DE FIGURAS.....	83
8.1.	FIGURAS.....	83
8.2.	TABLAS.....	85
9.	PLANOS.....	86



1. INTRODUCCIÓN

A partir de los años cincuenta se produce un fenómeno global de desarrollo sin precedentes. Este desarrollo se ve condicionado notablemente por un crecimiento imparable de la demografía, el consumo eléctrico y la calidad de vida de las personas. Este desarrollo, ya consolidado en potencias occidentales, se ha disparado en los últimos años en diferentes economías, muy especialmente en Asia Oriental. Para atender a toda esta demanda energética se había apostado en gran medida por los combustibles de origen fósil y por la nuclear; tendencia que está tomando un rumbo diferente.

Varios factores como que hay países no pueden generar sus propios recursos fósiles para la producción de energía y el descenso de la confianza en la energía nuclear han llevado a que otras fuentes anteriormente experimentales hayan pasado a la primera línea. Las guerras y tensiones políticas en países productores unidos a desastres nucleares como el de Fukushima desplazan estas opciones en detrimento de otro tipo de formas de producción seguras y nacionales.

Por otro lado la conciencia ecológica se abre paso rápidamente en aspectos no solo cotidianos como puede ser el reciclaje sino también en procesos industriales y en programas de gobierno. Se ha hecho patente la necesidad de una economía sostenible y respetuosa con el medio ambiente.

Recientes avances en ingeniería han permitido desarrollar progresivamente estas iniciativas, de manera que se han convertido en la alternativa de futuro. El reto ya no solo radica en producir más y a un menor coste sino que se exige minimizar el impacto ambiental.

Es en este contexto en el que la energía eólica toma protagonismo y por muchos años ha sido un referente en energía renovable. Es ya una tecnología madura y en plena explotación que busca abrir nuevos horizontes: el mar. La limitación geográfica ya no es un problema y el potencial energético que nos ofrece la eólica marítima es inmenso. Se pretende que sea un recurso que aúne intereses económicos, sociopolíticos y que tenga un impacto mínimo en los ecosistemas marinos.



2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.

2.1. CONTEXTO HISTÓRICO

El primer concepto documentado de energía eólica generada offshore fue propuesto por Honnef en 1932 (Honnef 1932). Sin embargo el primero estudio detallado fue realizado por Ismael Dambolena quien expuso para su doctorado en la Universidad de Massachusetts en Amherst en 1972, donde estudió bajo la tutela del Profesor William E. Heronemus. Heronemus es usualmente asociado por proporcionar una visión de parques eólicos offshore a gran escala para la generación de energía justo antes del resurgimiento de la turbina eólica moderna.

En la década de los setenta, Heronemus predijo miles de “embarcaciones eólicas” flotando en la costa este de Estados Unidos, pero no fue hasta principios de los noventa cuando la industria de la eólica terrestre hubo conseguido éxito comercial y las principales comunidades de investigación retomaron el interés por la eólica offshore. Mientras que los primeros proyectos piloto eran instalados en los noventa, algunos investigadores continuaron persiguiendo conceptos de tecnología flotante en laboratorio (Heronemus and Stoddard 2003, Jamieson 2003).

Como cabía de esperar, la primera implementación de eólica marina a escala real consistía en tecnología con subestructura de fondo fijado en aguas someras del Mar del Norte y del Mar Báltico. El desarrollo inicial de este recurso estaba conducido en gran parte por las aspiraciones comerciales de la industria eólica europea, cuyos partidarios veían el mar como una solución obvia a la escasez de emplazamientos terrestres. A fecha de septiembre de 2010, todos los proyectos de gran escala han utilizado tecnología de aguas someras, sin embargo la tecnología de aguas profundas se está acercando a la comercialización. Más de 2000 MW en proyectos de eólica marina están propuestos tan solo en los Estados Unidos.

Desde que hace unos 20 años se dio el primer paso hacia la expansión de la eólica a los mares con los parques eólicos offshore, se ha investigado notablemente la solución para sostenimientos fijos o pilotados, es decir, con las cimentaciones apoyadas o hincadas en el lecho marino. A partir de ese instante la eólica marina ha continuado un desarrollo sobresaliente y se prevé que así sea durante al menos una década.

Como se puede deducir, son muchas las disciplinas que son necesarias manejar en el diseño de una infraestructura como es un parque eólico marino flotante y, por ello, durante el diseño es necesario fijar la prioridad de unas frente a otras y establecer una secuencia ordenada de cálculo que permita llegar a una solución de compromiso que garantice la viabilidad técnica, disminuyendo riesgos y, por tanto, atrayendo inversores.



2.2. PROYECTOS ACTUALES

El primer parque eólico marino fue instalado en Vindeby, Dinamarca en 1991. Desde entonces la industria ha ido creciendo lentamente en el noroeste de Europa mientras que los desarrolladores y operados ganaban experiencia en implementación de turbinas marinas y los requerimientos operacionales. En 2010 habían sido instalados aproximadamente 42 proyectos de entre los cuales la mayoría seguía en funcionamiento para alcanzar un total de 2377 MW. Prácticamente todos fueron instalados en aguas someras de menos de 30 metros de profundidad.

La siguiente tabla muestra la capacidad de los proyectos más significativos, así como el año en que fueron completados y la figura que le acompaña resuelve la potencia instalada por cada proyecto en cada año.

Country	Project	Rated Capacity (MW)	Average Water Depth (m)	Average Distance Offshore (km)	Number of Turbines	Turbine Capacity (MW)	Turbine Manufacturer	Year Online
Belgium	Thornton Bank	30	20	29	6	5	Repower	2008
China	Donghai Bridge	102	10	10.5	34	3	Sinovel	2010
	Vindeby	5	4	3	11	0.45	Bonus	1991
	Tunø Knob	5	3	6	10	0.5	Vestas	1995
	Middelgrunden	40	8	3	20	2	Bonus	2000
	Horns Rev	160	10	16	80	2	Vestas	2002
	Samsø	23	20	3.5	10	2.3	Bonus	2002
Denmark	Frederickshavn	10.6	3	1	4	2.65	Vestas/Bonus/ Nordex	2003
	Nysted	165.6	8	8	72	2.3	Bonus	2003
	Ronland	17.2	Unknown	Unknown	8	2.3/2	Bonus/Vestas	2003
	Horns Rev 2	209	13	30	91	2.3	Siemens	2009
	Sprogø	21	11	1	7	3	Vestas	2009
	Avedøre	7.2	2	0.1	2	3.6	Siemens	2009
Finland	Keml Ajos I + II	30	0	1	10	3	WinWinD	2008
	Ems-Emdem	4.5	3	0.1	1	4.5	Enercon	2004
	Breitling	2.3	2	0.5	1	2.3	Nordex	2006
Germany	Hooksiel	5	5	0.5	1	5	Enercon	2008
	Alpha Ventus	60	30	45	12	5	Repower	2009
Ireland	Anklow Bank	25.2	15	10	7	3.6	GE	2004
Italy	Brindisi	0.08	108	20	1	0.08	Blue H	2008
Japan	Setana	1.32	10	0.2	2	0.66	Vestas	2004
	Lely	2	7.5	0.8	4	0.5	NedWind	1994
Netherlands	Irene Vorrink	16.8	2	0.1	28	0.6	Nordtank	1996
	Egmond aan Zee	108	20	10	36	3	Vestas	2006
	Prinses Amalia	120	22	23	60	2	Vestas	2008
Norway	Hywind	2.3	100	10	1	2.3	Siemens	2009
	Bockstigen	2.8	7	3	6	0.3	Windworld	1998
	Utgrunden	10.5	7	7	7	1.425	Enron/GE Wind Energy	2000
Sweden	Yttre Stengrund	10	10	4	10	2	NEG-Micon	2001
	Lillgrund	110	6	10	48	2.3	Siemens	2007
	Vanern	30	7	4	10	3	WinWind	2010
	Blyth	4	6	1	2	2	Vestas	2000
	North Hoyle	60	9	8	30	2	Vestas	2003
	Scroby Sands	60	6	3	30	2	Vestas	2003
	Kentish Flats	90	5	9	30	3	Vestas	2005
United Kingdom	Barrow-In-Furness	90	15	7	30	3	Vestas	2006
	Beatrice	10	45	25	2	5	Repower	2007
	Burbo	90	10	5	25	3.6	Siemens	2007
	Lynn/Inner Dowsing	194.4	10	5	54	3.6	Siemens	2009
	Rhyl Flats	90	8	8	25	3.6	Siemens	2009
	Robin Rigg	180	5	9.5	30	3	Vestas	2009
	Gunfleet Sands	173	8	7	48	3.6	Siemens	2010

Tabla 2-1 Resumen de proyectos offshore instalados hasta 2010

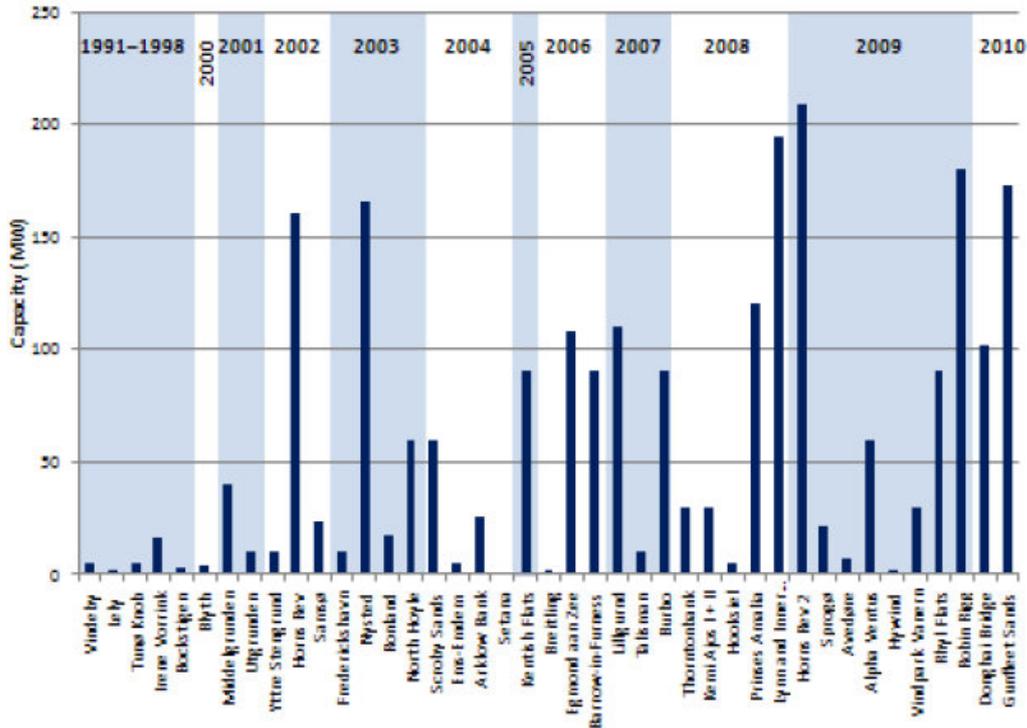


Figura 2-1 Diagrama de capacidad de los proyectos instalados hasta 2010

En la siguiente imagen podemos comprobar como la tendencia global de la eólica terrestre será de estabilización del crecimiento, mientras que la offshore crecerá de manera muy significativa en los próximos 15 años. En los diagramas circulares que van a continuación se puede ver el desglose de potencia por países en 2008 y la previsión para 2020. Con datos actuales vemos que Dinamarca y Reino Unido han tomado iniciativa en estos proyectos, pero se verán ampliamente superados por sus competidores alemanes en el plazo de una década.

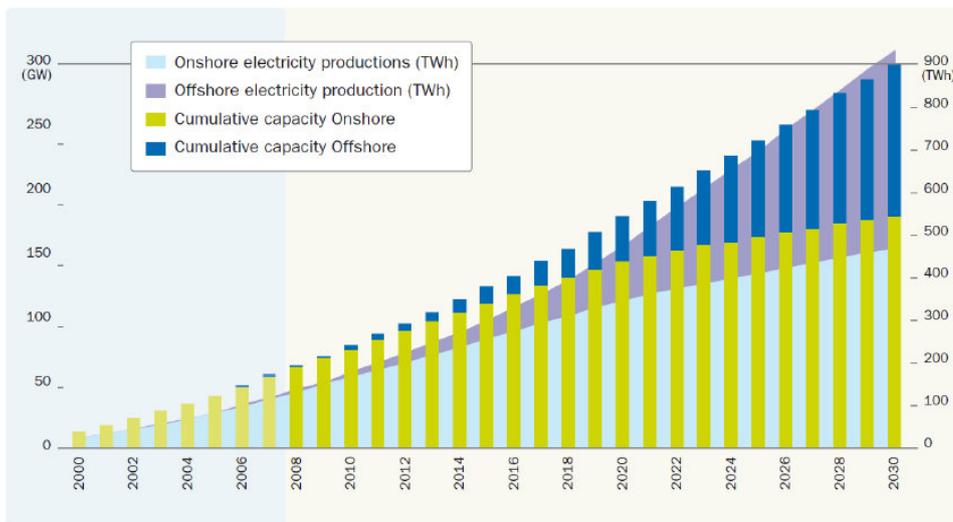


Figura 2-2 Evolución del mercado eólico offshore en Europa

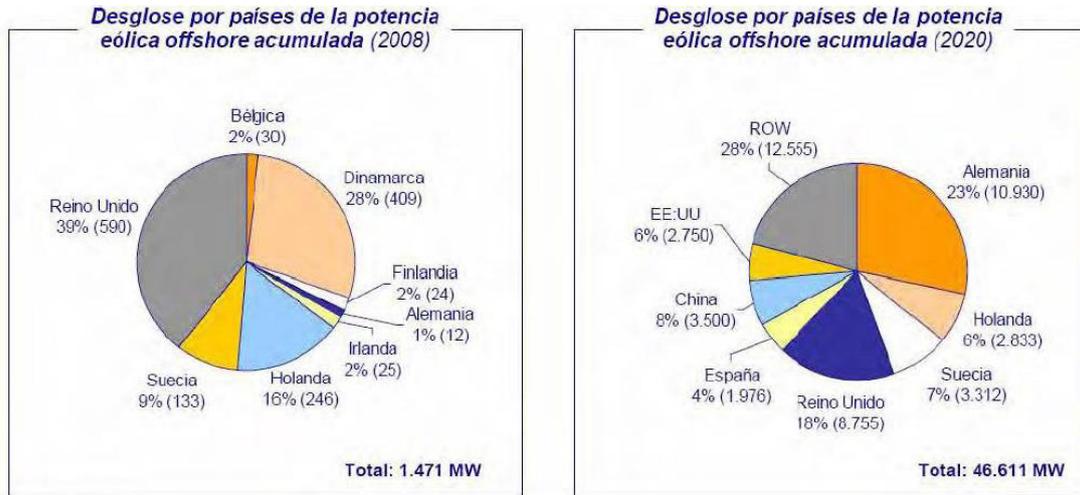


Figura 2-3 Desglose por países de potencia acumulada

2.3. TIPOS DE CIMENTACIÓN

En primera instancia, se requiere diferenciar soluciones flotantes y fijas. Para el escenario de cimentaciones fijas la tecnología es más madura y avanzada, existiendo en la actualidad casos en plena explotación por países noreuropeos que avalan su funcionalidad. Este tipo de tecnologías cuentan con una gran influencia de la ingeniería civil, a pesar del alto componente marítimo presente en su diseño. Dentro de este sistema podríamos agrupar distintos tipos de cimentación como: monopilote, de gravedad, tripodes y Jacket. Cada una de ellas tiene sus ventajas y desventajas, siendo la característica más definitoria la profundidad a la que pueden estar sometidas. Los tres primeros tipos de soluciones se utilizarían para profundidades de alrededor de 40 m y las plataformas Jacket alcanzarían hasta 70 m.

En la siguiente imagen se observan los pros y contras de las diferentes soluciones:

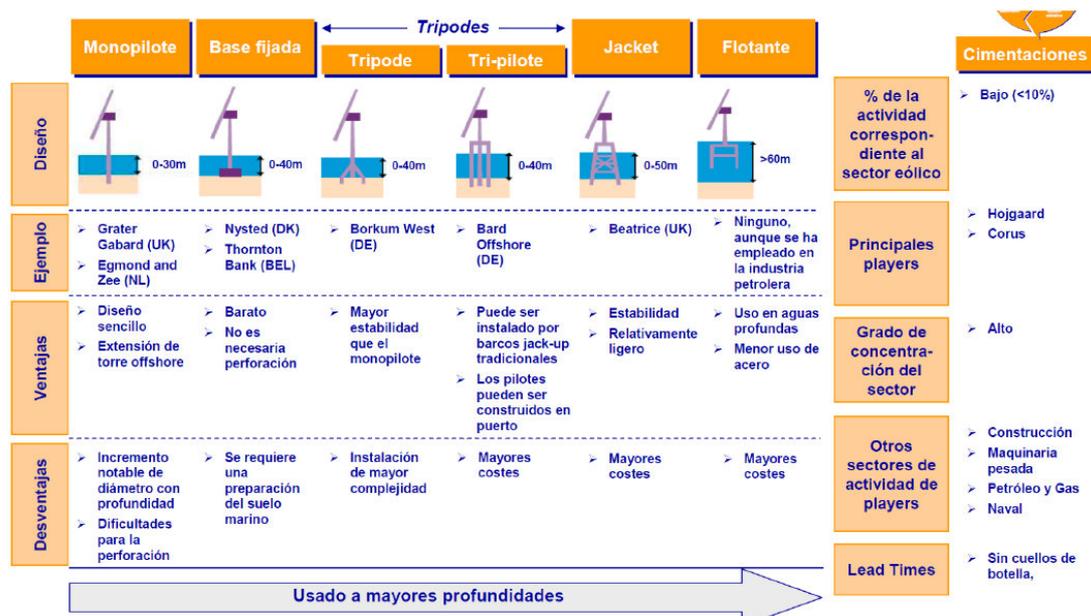


Figura 2-4 Características de cimentaciones offshore



Las soluciones fijas quedan patentes en varios parques ya desarrollados entre los cuales podemos destacar los siguientes. Middelgrunden es un proyecto de demostración de 40 MW instalado en 2001 a tan solo a 3 km al este del centro de Copenhague. En ese tiempo era el parque eólico marino más grande del mundo y dio paso para otros dos proyectos más ambiciosos, Horns Rev I en 2002 y Nusted en 2003, ambos de 160 MW.

Estos proyectos experimentaron sobrecostes y ratios de fallo mayores de lo esperados resultado de una exposición al viento y olas probadamente más severa que la anticipada. También hay que añadir una base

inmadura de planeamiento y ejecución del proyecto. Estos contratiempos ralentizaron parte de la euforia inicial por el desarrollo de la eólica marina. Como resultado, 2005 fue un mal año con tan solo un proyecto instalado.

Tanto los constructores como los desarrolladores pusieron gran empeño en comprender y corregir los problemas asociados con esta primera fase de los proyectos. El crecimiento se ha mantenido lento a través de los años posteriores pero retomaron fuerza en 2009 con ocho nuevos proyectos instalados, reflejo de un rejuvenecimiento del desarrollo. Cabe también destacar que el primer proyecto en Asia se ha implementado recientemente por China.

Las líneas actuales de investigación han dado el siguiente paso hacia las soluciones flotantes. En la actualidad son varios los organismos y empresas tanto en Europa como USA que trabajan en ellas. Por un lado, desde el punto de vista “marítimo” se necesita partir de un bagaje en el diseño de estructuras flotantes, conocer sus características generales, sus partes y elementos y los aspectos críticos en su diseño, como estudio de estabilidad, comportamiento en la mar, cálculo de fondeo y resistencia estructural. Todos ellos enmarcados dentro de las competencias propias de la Ingeniería Naval y Offshore.

Algunos de estos proyectos ya están en fase de pruebas o en fases avanzadas de desarrollo como los que se ven en las imágenes inferiores.



Figura 2-5 Parque Middelgrunden



Figura 2-6 Plataforma Spar Hywind



Figura 2-7 Plataforma semisumergible Windfloat



Figura 2-8 Plataforma TLP Blue H

2.4. CIMENTACIONES EN GRAVEDAD

El tipo que se estudia en este proyecto es el relativo a la cimentación de gravedad (GBF por sus siglas en inglés: Gravity Based Foundation). Las subestructuras de gravedad han sido desplegadas satisfactoriamente en lugares como el proyecto Nysted de 165.6 MW en el suroeste de Zeeland, o el proyecto de Samsø de 23MW en el noreste de Jutlandia, ambos en Dinamarca. También recientemente se ha implementado en Thornton Bank en Bélgica. Estas subestructuras superan la flexibilidad estructural y el hincado en el terreno de los monopilotes, pero son muy sensibles a las condiciones de la superficie del suelo. El coste de las cimentaciones en gravedad suelen incrementar rápidamente a medida que la profundidad aumenta. Bajo determinadas circunstancias donde los sustratos rocosos existen o donde no hay disponibilidad de barcos para el hincado o están excluidos por razones ecológicas, este tipo de cimentación es la mejor alternativa. Se precisan análisis extensivos del suelo en la localización donde se va a instalar cada una de las estructuras para asegurar propiedades del suelo homogéneas y también se requiere compactación para minimizar asentamientos irregulares. Cuando las condiciones del fondo se conocen pormenorizadamente, el lecho ha de ser preparado para que las cimentaciones puedan ser niveladas de manera precisa (llegando a precisiones de 20 mm en algunos casos). Barcos de gran carga se utilizan para posicionar la estructura de gravedad sin balasto en la posición apropiada y miles de toneladas de lastre se añaden a la estructura para estabilizarla frente a momentos que puedan provocar su vuelco.



3. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

3.1. GEOTECNIA

Los datos geotécnicos obtenidos para el lugar de implantación de la estructura se resumen en la imagen que se adjunta en la siguiente página. Esta imagen sintetiza las características más relevantes de los materiales, obtenidas a partir de un CPT (Cone Penetration Test). También se añade una tabla resumen con las propiedades físicas y elementales.

La primera capa de casi 6 metros es de material inservible para la cimentación por lo que será dragado y sometido a un proceso de explanación para asegurar la total horizontalidad. El resto del terreno está estratificado por dos materiales distintos, de códigos 6W1C para el primero (verde oscuro) y 6W1S para el segundo (verde claro). Se alternan en capas de distintos espesores hasta los 46 metros de profundidad que alcanza el test.

CONDICIONES DEL SUELO			
Unidad 1			
Código	6W1C		
Peso específico	=	15	kN/m ³
Peso específico saturado	=	20	kN/m ³
Ángulo de rozamiento interno	=	0	°
Resistencia al corte sin drenaje	=	217	kPa
Módulo de Young	=	33,00	Mpa
Módulo de Poisson	=	0,50	
Unidad 2			
Código	6W1S		
Peso específico	=	16	kN/m ³
Peso específico saturado	=	19	kN/m ³
Ángulo de rozamiento interno	=	36	°
Resistencia al corte sin drenaje	=	0	kPa
Módulo de Young	=	96,50	Mpa
Módulo de Poisson	=	0,33	

Tabla 3-1 Condiciones del suelo

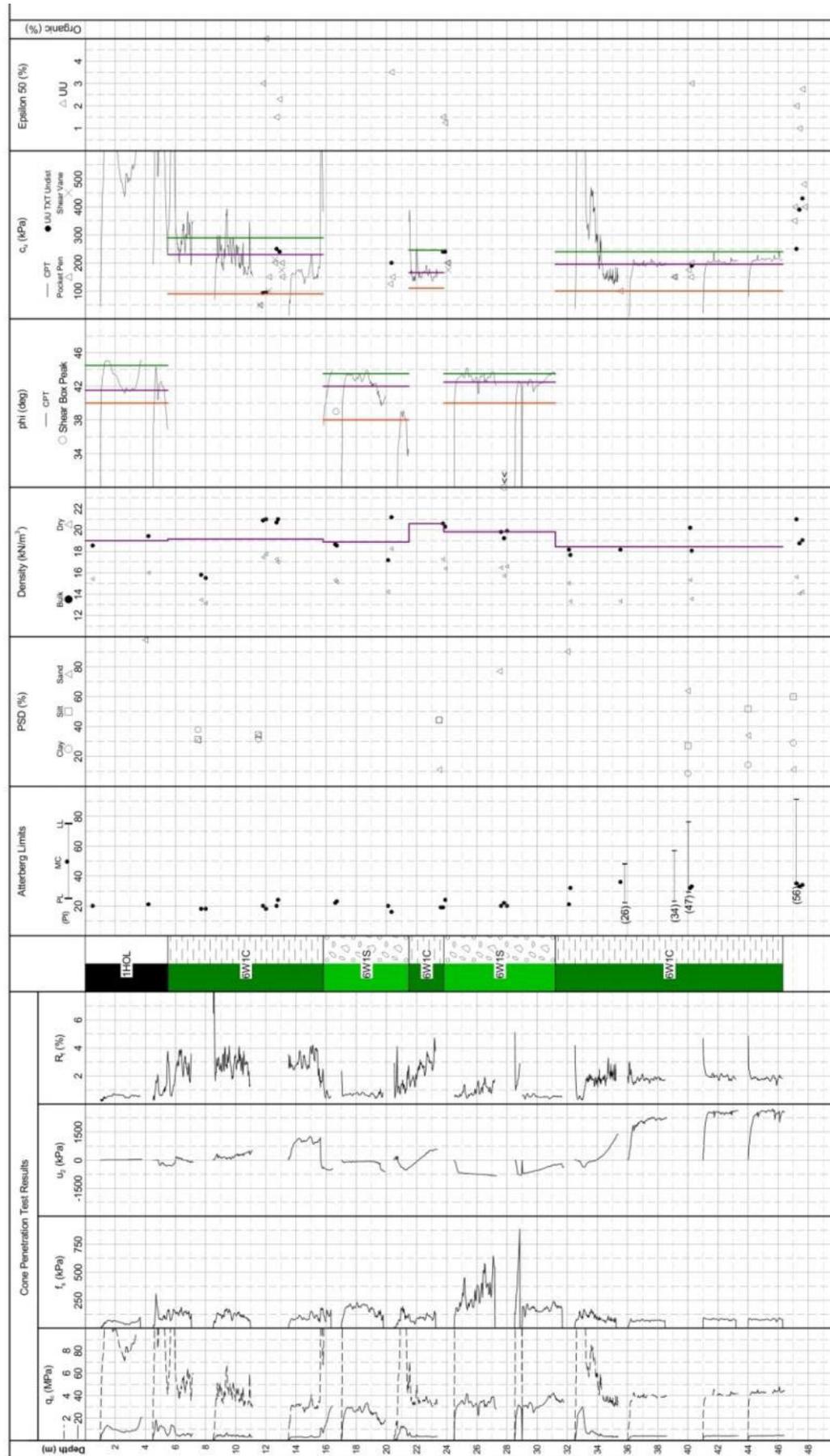


Figura 3-1 Resultados del CPT



3.2. CONDICIONES METAOCEÁNICAS

En la siguiente tabla se proporcionan los datos ambientales del lugar en que se posicionará la estructura. A partir de estos datos y los anteriores se podrá proceder a los cálculos pertinentes de esfuerzos en la cimentación.

DESIGN BASIS			
DATOS AMBIENTALES			
Periodo de Retorno	Rp	=	50 years
VIENTO			
Velocidad Extrema del viento	Uw	=	30 m/s
Altura de Aplicación	z	=	10 m
OLEAJE			
Altura Significante	Hs	=	8,06 m
Altura Máxima	Hmax	=	15 m
Periodo	Tp	=	13,40 s
CORRIENTE			
Velocidad de corriente	Uc	=	1,00 m/s
NIVEL DEL AGUA			
Menor Marea Astronómica	LAT	=	30,00 m
Mayor Marea Astronómica	HAT	=	36,00 m
Nivel Medio del Mar	MSL	=	33,50 m

Tabla 3-2 Condiciones metaoceánicas

3.3. AEROGENERADOR Y TORRE

Las turbinas de generación elegidas son las proporcionadas por REpower de 5MW. Cuentan con un diámetro de rotor de 126 metros y la altura del buje sobre el nivel medio del mar ascendería hasta los 94 metros.

Sus dimensiones vienen especificadas en las imágenes, aunque las cuestiones que nos atañen son las cargas que producen tanto el aerogenerador como la torre y se resumen en la tabla. Tanto las cargas como el momento están aplicados en la base de la torre: en el plano horizontal de unión con la cimentación y en el punto central de la torre.

CARGAS AEROGENERADOR + TORRE			
Load case	"dlc1.3_0051_Land_20,0V0_S03"		
Carga Horizontal	Fxy	=	1,81 MN
Carga Vertical	Fz	=	-9,3 MN
Momento	M	=	153 MN

Tabla 3-3 Cargas de la superestructura

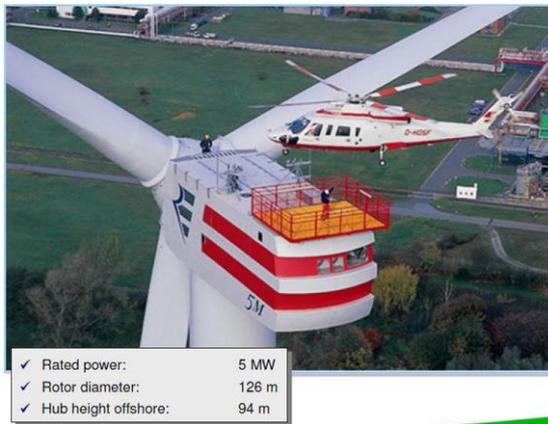


Figura 3-2 Características del aerogenerador



Figura 3-3 Torre sustentadora

3.4. PUERTO

El puerto donde la cimentación va a ser construida es el puerto de Gijón, al norte de España. Proporciona los recursos necesarios para su construcción así como de suficiente calado, tal y como vemos en su página web. En el anejo de planos se incluye un esquema.

Boca y canal de entrada

☉ Canal de entrada

	Anchura	Longitud	Calado en B.M.V.E.E.	Naturaleza del fondo
Puerto del Musel	No existe canal propiamente dicho, sino una amplia zona de derrotas según convenga.		Mayor de 18,50 m.	Arenas y margas
Puerto Deportivo	150 m.	250 m.	3,50 m.	Arena y roca

☉ Boca de entrada

	Orientación	Anchura	Calado en B.M.V.E.E.	Máxima corriente registrada	
Puerto del Musel	N.NE	500 m.	18,50 m.	Inapreciable	-
Puerto Deportivo	O. / W.	95 m.	3,50 m.	Inapreciable	No precisa remolcador

Figura 3-4 Características del puerto de Gijón



Figura 3-5 Planta del puerto de Gijón

3.5. PROCESO CONSTRUCTIVO

3.5.1. Dique flotante

El dique flotante es un artefacto flotante constituido básicamente por una pontona metálica flanqueada por torretas metálicas. Realiza maniobras de inmersión y reflote mediante el lastrado y deslastro de sus tanques, lo que le permite realizar operaciones de puesta a flote de cajones de hormigón contruidos en su cubierta. El dique flotante es un equipo específicamente diseñado para la construcción de cajones de hormigón armado, dispone de elementos auxiliares que le permiten realizar dicha operación, entre los que cabe destacar:



Figura 3-6 Detalle de un dique flotante

- Estructuras para el soporte de los encofrados. Son estructuras de celosía que se deslizan en sentido vertical por unas guías soldadas a las torretas del dique. El deslizamiento se produce por la acción de los gatos de trepado durante la fabricación del cajón o, en las maniobras en vacío, por la de unos cabrestantes situados en la parte alta de las torretas.
- Encofrados, que están formados por chapas metálicas y conforman la sección horizontal del fuste del cajón. Los encofrados interiores de las celdas van unidos a los



de las celdas contiguas y, en su caso, a los encofrados exteriores mediante unos yugos -piezas especiales que mantienen la separación entre los distintos paneles a la vez que confieren rigidez al conjunto-. Los yugos están suspendidos por cables de la estructura y son arrastrados por el movimiento de ésta

- Equipo de deslizamiento. Consiste en una serie de gatos hidráulicos que ascienden por unas barras metálicas dispuestas para tal fin mediante unas mordazas, arrastrando en su movimiento la estructura y el encofrado que cuelga de ella.
- Equipos de distribución de hormigón. Están constituidos por un sistema de tuberías a través de las cuales circula el hormigón impulsado por bombas. Los tramos finales de las tuberías son flexibles y al ser movidos por unos plumines alcanzan la totalidad de la superficie del dique y permiten la puesta en obra del hormigón.
- Equipos de lastrado. Realizan el llenado y vaciado de los tanques del dique para su inmersión y su emersión controladas. Las operaciones de lastrado y deslastrado se harán de acuerdo a un procedimiento que garantice que se mantienen dentro de límites adecuados:
 - La estabilidad del conjunto dique-cajón en todas las fases constructivas.
 - Las reacciones máxima y mínima del cajón sobre la pontona base.
 - La profundidad máxima de inmersión de los tanques vacíos.
 - El franco-bordo del cajón.
- Plataformas de trabajo. Los diques disponen de plataformas de trabajo que acompañan al encofrado y a las que se puede acceder desde el muelle. Su finalidad es permitir el paso del personal y el acopio de materiales, en especial el acero de armaduras.

Sus características más importantes se resumen a continuación:

- a. Son transportables. Pueden navegar remolcados a una velocidad entre 2 y 3 nudos con altura de ola significativa no superior a 2 m.
- b. La preparación del equipo para su transporte requiere de un plazo comprendido entre 5 y 10 días.
- c. El montaje del equipo del dique flotante se realiza en el puerto donde se construyen los cajones en un plazo comprendido entre 10 y 20 días.
- d. El montaje de las instalaciones terrestres, del taller de elaboración de armaduras, de la planta de fabricación de hormigón, de las instalaciones generales, de la grúa torre, etc.,



suelen requerir plazos con duración de 1 a 3 meses. Estos montajes se pueden acometer con anterioridad a la llegada del dique.

- e. La flexibilidad de los equipos para modificar las dimensiones de las celdas es limitada.
- f. Las modificaciones de los encofrados para cambiar la eslora o la manga de los cajones dentro de las capacidades del dique demandan de 2 a 5 días.
- g. La total adaptación de los equipos humanos al trabajo se consigue normalmente al terminar el tercer cajón. En efecto, el plazo de construcción del primer cajón suele ser de 1,5 a 2 veces superior al plazo medio alcanzado a partir del tercer cajón, mientras que el desfase en el segundo y tercer cajón se sitúa entre 1,2 y 1,5 veces.
- h. Las dimensiones de los cajones -eslora, manga y puntal- a construir en los diques flotantes están limitados por las características de éstos.

3.5.2. Encofrados deslizantes

Se ha comentado con anterioridad que el proceso constructivo de los cajones portuarios más común es utilizando la técnica de los encofrados deslizantes. Este procedimiento consiste en la colocación de encofrados de altura limitada –entre 1 metro y 1,50 metros- de manera que su desplazamiento en vertical se asegura utilizando gatos y barras de trepa las cuales se apoyan o bien en la base de la pontona del dique flotante o bien en la solera del cajón. También pueden desplazarse gracias a otros mecanismos distintos, conectados a guías fijas colocadas en el dique flotante.

Hay dos procedimientos comúnmente utilizados para la colocación del encofrado y su posterior remoción: mediante cueque de una estructura (diques flotantes) o bien mediante una grúa externa (pontonas sumergibles). El hormigón se vierte en el encofrado de forma más o menos continua y éste se desplaza verticalmente a medida que el hormigón endurece. Dependiendo de varios factores en el momento del vertido tales como las condiciones climáticas, tipo y estado del hormigón y los equipos destinados a la colocación de la ferralla, el encofrado se desplaza verticalmente a una velocidad media de unos 20 cm cada hora, en saltos comprendidos de entre 1 a 4 cm a la vez. Aplicando este método el encofrados se separa del hormigón una vez hayan transcurrido de 4 a 12 horas del hormigonado.

El procedimiento que se acaba de describir genera unos rendimientos relativamente altos y se señala especialmente para estructuras de carácter regular, como pueden ser los cajones portuarios. Sin embargo tiene la contraprestación de que no se puede interrumpir el trabajo, por lo que se ha de trabajar incluso por la noche, con días de 3 turnos. Por otra parte, también se especifican unas condiciones muy concretas al hormigón:



- Se precisa una velocidad de fraguado alta. A las 5-6 horas ha de tener una resistencia mínima de 0,2 MPa de manera que pueda aguantar su propio peso.
- La resistencia ha de aumentar a mayor velocidad que la carga que se le aplica.
- Docilidad, facilidad de compactación, buena adherencia a la armadura y rozamiento reducido sobre el encofrado.
- Su calidad y docilidad deben permanecer inalteradas a lo largo de la ejecución de la obra, lo cual supone un control estricto de la dosificación y tiempos de transporte.
- El cemento a utilizar debe tener alta resistencia inicial y poca retracción.
- Es recomendable el uso de árido rodado aunque esto no es siempre posible.
- El tamaño máximo del árido debe estar entre $1/5$ y $1/7$ del espesor de la pared y debe ser siempre inferior a 30 mm.

3.5.3. Operaciones previas

El proceso comienza con la puesta a punto de la totalidad de elementos y equipos que intervienen en la construcción del cajón, maniobras de inmersión, montaje de encofrado, fondeo y amarre del dique.

Las actividades se inician con las operaciones de montaje del encofrado sobre la pontona base del propio dique. Cuando varios grupos de celdas están montadas, se

procede a realizar su unión mediante los pies y puentes de yugos, conforme al replanteo realizado en función de las dimensiones especificadas en los planos de montaje.

Para facilitar el deslizamiento y disminuir el rozamiento del hormigón con el encofrado, se prefabrica éste con una cierta conicidad, de forma que el hormigón pueda separarse de las placas del encofrado durante el deslizamiento.

Una vez finalizada la operación de montaje del encofrado interior de celdas, se procede al montaje del encofrado exterior perimetral y unión con interior. Antes de proceder a la elevación del encofrado, se comprobará que la totalidad de elementos de cogida y cuelgues estén firmemente instalados mediante los tensores dispuestos en cada uno de ellos.

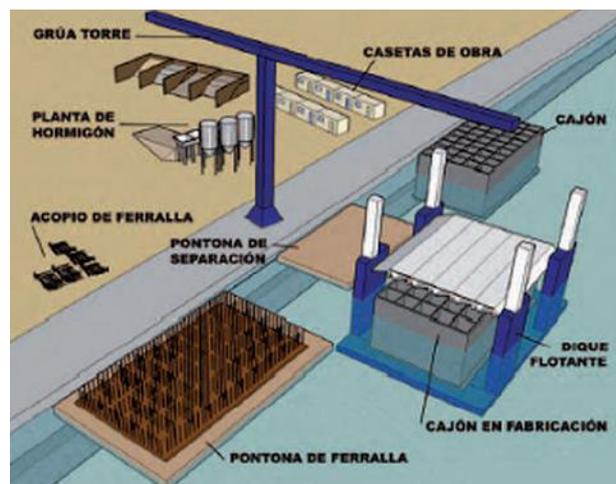


Figura 3-7 Elementos de construcción del cajón



3.5.4. Construcción de la estructura

Una vez finalizadas las operaciones previas de montaje, los cajones se construirán conforme a la siguiente secuencia:

- 1) Colocación de la armadura de la solera. Se realiza en una pontona dispuesta a tal efecto, que permite su montaje independientemente de la construcción del cajón, con el consiguiente ahorro de tiempo y aumento de calidad en la operación de montaje, al ejecutarse esta operación sin la premura de tener ocupado el cajonero. Una vez que la armadura de la solera ha sido elaborada y montada sobre la pontona auxiliar, se traslada al dique, previamente sumergido, donde la parrilla de armadura se suspende de la estructura del mismo mediante unos cuelgues de cable de acero, retirando la pontona auxiliar y procediendo a su descenso y colocación en la base del cajonero.



Figura 3-8 Armadura de la solera

- 2) Hormigonado de la solera. Cuando la armadura de la solera ha sido trasladada al dique se procede a la colocación del encofrado de la solera del cajón y al hormigonado de la misma. La operación de hormigonado de la solera se realizará mediante la distribución uniforme del hormigón en tongadas no superiores a 25 cm., con el fin de favorecer el vibrado.

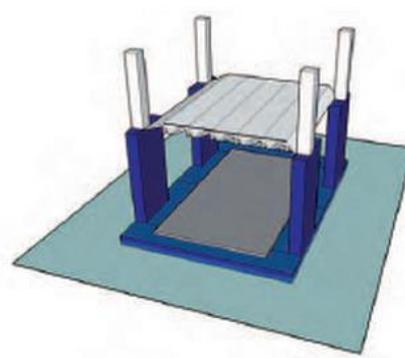
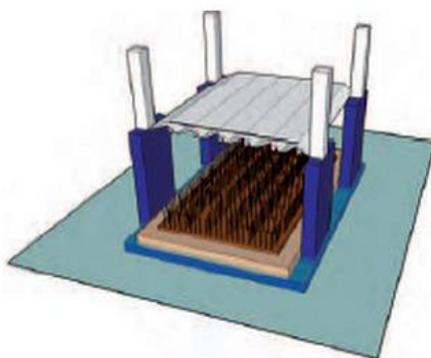


Figura 3-9 Pontona con armadura de solera

Figura 3-10 Solera hormigonada



- 3) Colocación del primer tramo de armadura en el fuste. Una vez finalizada la operación de hormigonado de la solera, se procederá a la colocación del primer tramo de la armadura del fuste y al descenso del paraguas con el encofrado para proseguir con el hormigonado del resto del cajón

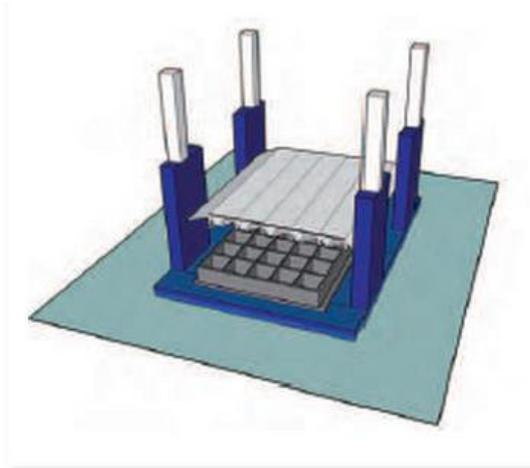


Figura 3-11 Hormigonado del fuste

- 4) Hormigonado del fuste. El hormigonado del fuste se realizará en tongadas de aproximadamente 30 cm. de espesor, simultaneando las operaciones de colocación de armaduras, hormigonado, vibrado, deslizado, hasta alcanzar sin interrupción la cota de coronación del cajón, obteniendo en el proceso un nivel de calidad superior al que se alcanzaría con un sistema de hormigonado no continuo. en el que fuera necesario disponer de juntas intermedias. En este paso los encofrados se deslizan a medida que se va lastrando el cajón y se va hundiendo.
- 5) Preparación de la botadura. Una vez hormigonado la totalidad del fuste del cajón, se procederá a la inundación del dique flotante hasta alcanzar el calado previsto de botadura del cajón, momento en el cual se produce la flotación libre del mismo, permitiendo su remolque hasta su lugar de fondeo.
- 6) Botadura y reflote del Dique Flotante. El curado del hormigón se realiza directamente sumergiendo el cajón en el agua de mar. Este procedimiento no perjudica a las características resistentes ni a la durabilidad del hormigón estructural. Para facilitar, durante la botadura del cajón, el despegue del mismo de la pontona base, el dique dispone en la cubierta de dicha pontona de una "cama drenante" de hormigón poroso sobre la que, previamente al hormigonado de la solera, se instalan láminas de papel y plástico para evitar la adherencia de la base del cajón.

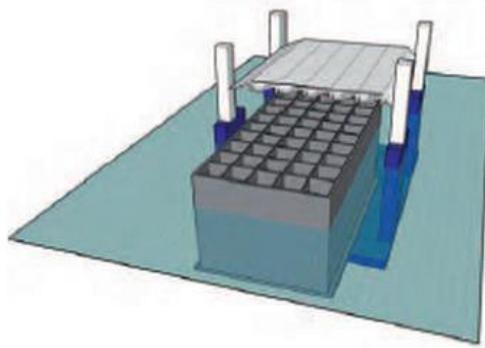


Figura 3-12 Botadura del cajón

Cuando el cajón está a flote en el interior del cajonero, este es remolcado mediante una embarcación auxiliar o un remolcador. Los elementos para remolque han sido colocados durante la construcción del cajón previamente a la botadura. Si es necesario, el cajón se amarra para su fondeo como pueden ser *winch*es, válvulas de inundación, bombas de achique, mangueras, grupos electrógenos...

- 7) Instalación de la torre. El último paso es instalar los dos primeros tramos de torre metálica sobre el cajón. Para ello la estructura ha de estar amarrada o arriostrada al puerto y una grúa posicionará dicho tramo de torre sobre la estructura. Para ello se utilizará una grúa que levante las 420 toneladas que pesa el tramo a una altura de 45 metros y una distancia de 22 metros. Para ello utilizaremos una grúa Liebherr LR11000.

		SL2DB/SL2DB2/SL2DBW														SL2 42 - 156						
		S2 42 - 156														S2 42 - 156						
		D 36														D 42						
		42	48	54	60	66	72	78	84	90	96	102	108	114	120	126	132	138	144	150	156	
m	B B2 BW	627	622																			
		627	622																			
9	B	631	625	621	601																	
	B2	632	624	620	601																	
10	B	633	628	623	604	581																
	B2	636	628	624	604	585																
11	B	633	628	623	604	581																
	B2	636	628	624	604	585																
12	B	639	628	625	604	584	563	537														
	B2	640	633	628	607	588	566	540														
14	B	650	626	621	606	589	565	542	514	482	442											
	B2	650	642	636	615	594	572	548	519	485	443											
16	B	650	639	636	616	595	572	548	520	485	443											
	B2	650	626	621	604	587	566	545	515	483	443	398	358	319								
18	B	650	650	645	623	601	579	553	525	485	443	401	362	321								
	B2	650	649	645	623	601	578	553	525	485	443	401	362	321								
20	B	608	618	615	597	586	563	539	515	483	441	397	358	319	278	242	226					
	B2	650	650	649	632	608	585	560	531	485	443	401	363	322	279	233	224					
22	B	629	648	649	630	607	585	560	530	485	443	401	363	322	279	233	224					
	B2	529	561	572	566	575	563	537	511	475	438	396	357	317	276	242	225	197	173	153	134	
24	B	650	650	641	632	609	592	567	537	485	443	401	364	323	279	233	223	188	167	148	123	
	B2	650	624	641	629	609	592	566	537	485	443	401	364	323	279	232	223	188	167	148	122	
	B	466	494	513	514	539	529	522	504	475	433	390	354	317	274	241	225	197	172	152	133	
	B2	617	633	613	615	598	599	563	539	485	443	401	365	323	279	233	223	187	167	148	123	
	B	415	439	459	471	493	490	482	475	462	427	385	350	311	271	240	224	196	171	151	132	
	B2	550	578	575	571	580	575	557	535	484	443	401	365	323	279	233	222	186	166	148	122	
	B	534	572	577	572	586	570	579	538	485	443	401	364	322	279	232	222	186	166	148	122	
	B	369	394	411	429	455	451	446	439	432	411	376	347	305	267	238	221	194	170	149	130	

Figura 3-13 Especificaciones Liebherr LR11000



3.6. UBICACIÓN Y TRANSPORTE

Una vez que ya tenemos el cajón plenamente listo tendremos que transportarlo desde el lugar de su construcción hasta su destino final donde ha de ser fondeado. Este lugar de fondeo es ThorntonBank (51.54548°N 2.92978°E), a unos 30 km de Zeebrugge en la costa de Bélgica, cuyas aguas varían entre 12 y 30 metros de profundidad. La explotación eléctrica se inició a comienzos del año 2009, con una potencia inicial de 30 MW, aunque las previsiones es que siga incrementando paulatinamente hasta más de 300 MW en el año 2015.



Figura 3-14 Localización de ThorntonBank

Para ello es necesario disponer de unos dispositivos de amarre ya instalados y lastrarlo parcialmente y con un remolcador se lleva a un puerto cercano del lugar de la instalación. Este puerto es el de Ostende, también en Bélgica, donde ya se habrían construido las estructuras del parque ya existente.



Figura 3-15 Cajón con los dispositivos de remolque instalados



Figura 3-16 Relleno de cajón rectangular

En el puerto de Ostende esperará a la llegada de la embarcación *Rambiz* que la llevará al punto de instalación y también la fondeará. El cálculo total de peso de la estructura es de 3.184 toneladas, ligeramente menor que las 3.300 toneladas que nos permite esta embarcación.



Figura 3-17 Embarcación RAMBIZ

Previo a la llegada de la cimentación al lugar han de realizarse acciones sobre el fondo marino para asegurar su horizontalidad y homogeneidad. Estas acciones consisten en el dragado de la capa superior de unos 5 metros del fondo marino dividido en dos etapas: un dragado de volumen para extraer dunas y de la capa superficial y de un dragado de precisión para determinar una superficie horizontal con unas pendientes laterales de 1/5. Este dragado de precisión solo puede ser llevado a cabo en situaciones climáticas favorables. Todo el material dragado será dispuesto en los alrededores o guardado para posteriores rellenos.

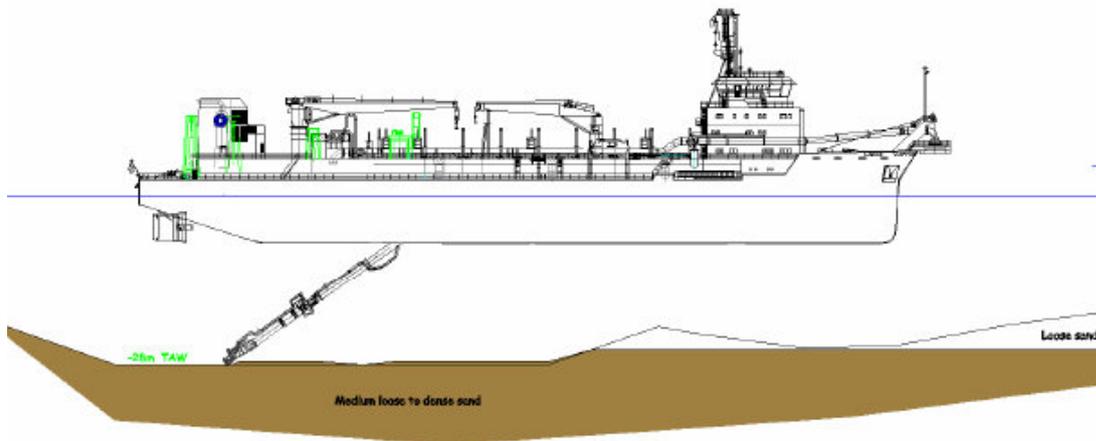


Figura 3-18 Proceso de dragado del fondo marino

DRAGADO	
Largo	50 m
Ancho	50 m
Profundo	5 m
Área fondo	2.500 m ²
Área superior	5.625 m ²
Volumen	20.312 m ³

Tabla 3-4 Dimensiones de dragado

Después se instalará una banqueta sobre esta superficie del tamaño de nuestra cimentación más 3 metros de sobrecanto por cada lado y un metro de espesor. Esta banqueta permitirá transferir correctamente los esfuerzos al subsuelo. Estará constituida por una capa de grava y llevada a cabo por Seahorse, una DPV (Dinamically Positioned Fallpipe Vessel) que se puede ver en la imagen con una carga máxima de hasta 18.000 toneladas. La imagen a la izquierda es una representación del fondo marino una vez realizada la banqueta.

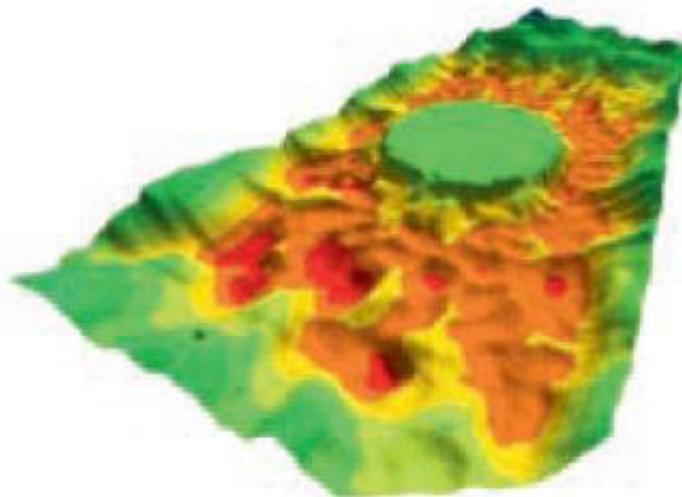


Figura 3-19 Simulación de banqueta circular-octogonal



Una vez se ha remolcado el cajón a su lugar definitivo, comienza la inundación de las celdas interiores del cajón para su fondeo sobre la banquetta de apoyo que ha sido previamente enrasada para disponer de una superficie uniforme. La inundación de las celdas se puede realizar mediante bombas de gran potencia o mediante válvulas y grupos de celdas. Una vez se haya fondeado la estructura, se realiza el llenado de las celdas con material mediante una draga de succión. Este relleno se compone de dos tipos diferentes de material granular. En primer lugar utilizaremos un material de alta densidad de 2.900 kg/m³ cuyas propiedades se resumen en la siguiente imagen, y posteriormente se rellena con arena de 1.900 kg/m³ de densidad hasta cubrir por completo las celdas.

Mangadense 20S 0-20mm:	2050kg
Arena 0-4mm:	670kg
Cemento CEMIIb:	380kg
Agua (incluso la humedad del árido):	170/180l
Superplastificante:	1,5 a 2% del peso de cemento

Propiedades Generales			
Tamaño de las partículas	0-20mm	Contenido de agua	<3%
Color	Negro	Densidad de bulo	2,9
Coefficiente de absorción de agua	0,3%	Peso específico	4,7

Figura 3-20 Características de la Barita



4. PREDISEÑO

4.1. AJUSTE GEOMÉTRICO

La cimentación está constituida por los siguientes elementos:

- Solera: Losa maciza de hormigón normalmente de planta rectangular, aunque en este caso es octogonal.
- Fuste: Prisma recto con aligeramientos en toda su altura. Consta de paredes interiores que delimitan los aligeramientos. Hay un cilindro central del que se desprenden 8 paredes interiores hacia los 8 vértices del octógono.
- Zapatas: Zonas voladas de la solera con respecto al fuste, en concreto 1 metro.
- Torre: se trata de un tronco de cono que se apoya sobre el cilindro interior al fuste y se eleva hasta servir de apoyo a la torre del aerogenerador

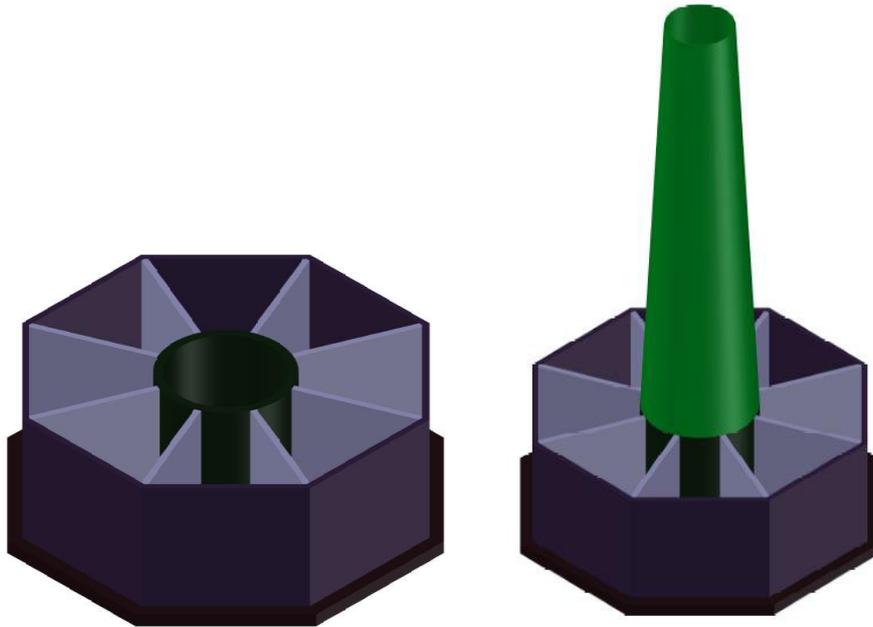


Figura 4-1 Simulación de la cimentación Figura 4-2 Simulación de la cimentación con torre instalada

Se ha comenzado con un predimensionamiento de 30 metros de anchura de solera y 1 metro de espesor y un fuste de 28m de anchura y 10 m de altura. Las paredes interiores y exteriores de 50 cm de espesor y el cilindro central 70 cm de espesor mientras que la torre se mantenía invariable. Con estos datos preliminares se han generado una serie de cálculos que se detallarán más adelante para determinar su resistencia frente a los esfuerzos a los que está sometida la estructura. Una vez obtenidos esos datos se ha comprobado que para las dimensiones que teníamos a priori se producen fallos no tolerables por la normativa de la



ROM (Recomendaciones de Obras Marítimas) y de la DNV, referencias fundamentales en el cálculo. Por ello se han de acometer varios cambios para conseguir que la cimentación funcione en condiciones de seguridad.

Comenzamos aumentando progresivamente la altura del fuste y analizamos el comportamiento ante el cambio de dimensiones. En la siguiente tabla se han resumido las fuerzas horizontal y vertical y el momento actuantes en el centro de la base de la cimentación. Se comprueba que las tres aumentan de manera más o menos constante, aunque el aumento es más manifiesto para el momento que para la fuerza horizontal, debido a que también entra en juego la componente de la distancia a la base.

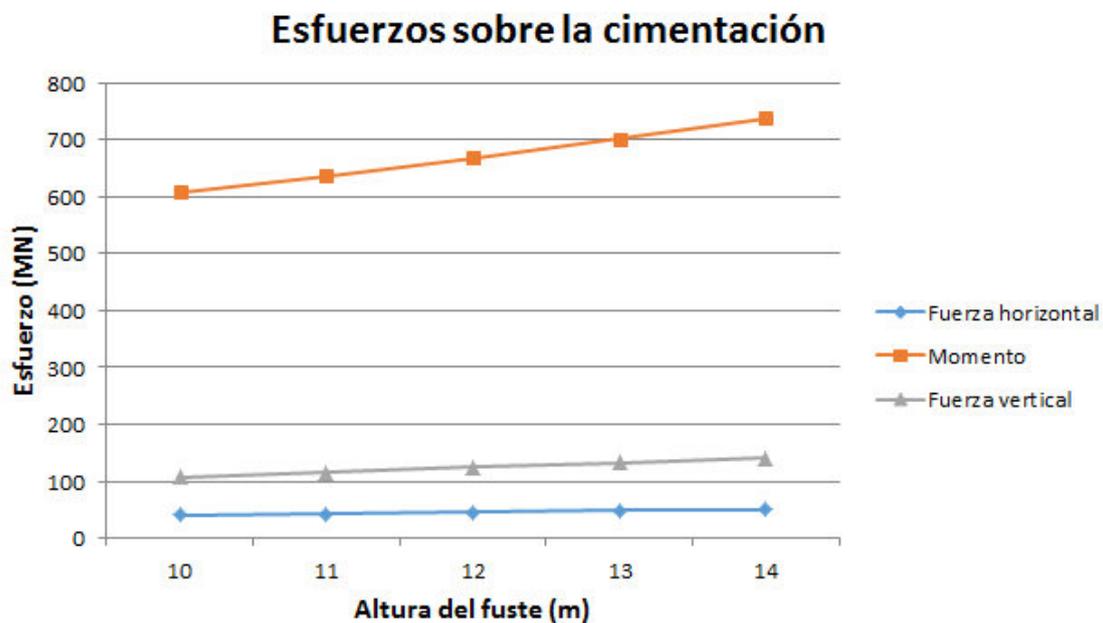


Figura 4-3 Diagrama esfuerzos-altura de fuste

Hemos comprobado que los esfuerzos aumentan con la altura del fuste, sin embargo eso no soluciona los problemas que sostiene la estructura. El primer condicionante con el que nos encontramos es que la solera no debe sufrir tracciones en ninguno de sus puntos, condicionante que no se cumple para el dimensionamiento de partida. Para comprobarlo, se ha calculado el núcleo central de la base, siendo un octógono concéntrico -aunque girado 22.5º- de 3.98 metros de apotema. Dicho núcleo central no varía introduciendo cambios en la altura del fuste pues es independiente de esa parte de la estructura, variando únicamente con los cambios dimensionales aplicados a la solera. Por lo tanto se busca reducir la excentricidad de la carga vertical respecto del eje vertical de la cimentación, que ha de ser inferior al valor de la apotema para que desaparezcan las tracciones. Esta excentricidad es la relación entre el momento total respecto del centro de la base y el esfuerzo vertical total.



En la tabla que sucede a este texto vemos que la excentricidad disminuye aumentando la altura del fuste, aunque ese decrecimiento se estabiliza a alturas mayores. De todas maneras no es suficiente como para hacer que desaparezcan las tracciones. Para ello sería necesaria una altura de fuste tremendamente elevada, lo cual no tiene sentido llevarla a cabo. Queda, por lo tanto, descartada la posibilidad de aumentar la altura de fuste para solventar los problemas que acontecen en la cimentación.

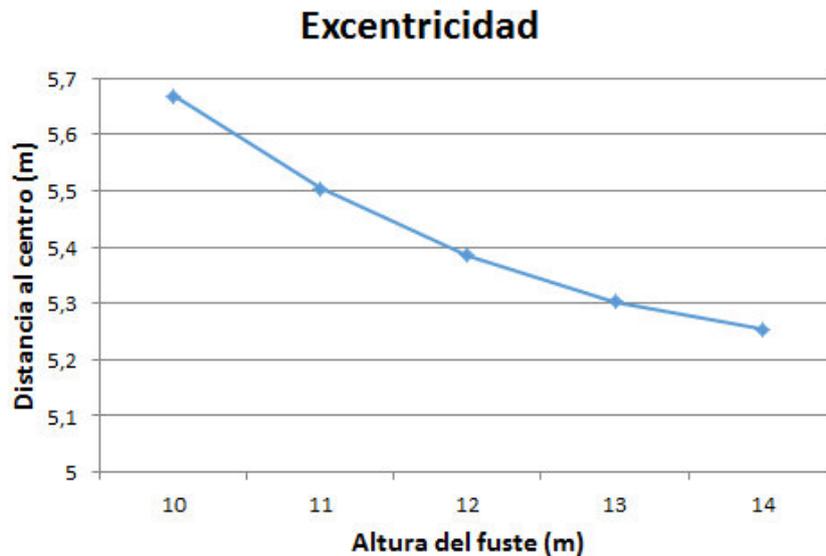


Figura 4-4 Diagrama excentricidad-altura del fuste

La siguiente propuesta de dimensionamiento es incrementar las dimensiones de la solera y del fuste armónicamente la una con la otra –siempre dejando un metro de sobreaño para la zapata-. Como se puede esperar los esfuerzos también aumentan progresivamente, siendo el momento total el que más se ve incrementado, de igual manera que aumentando la altura del fuste.

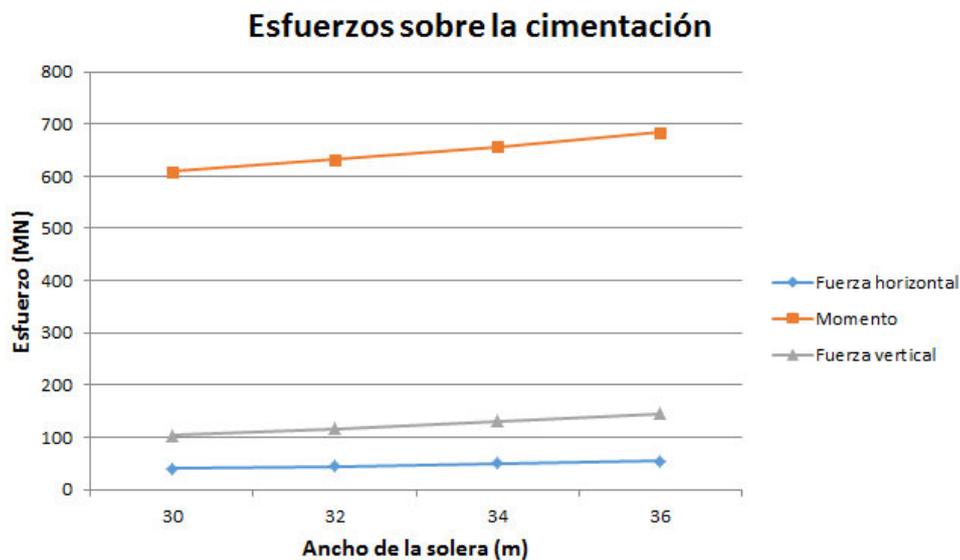


Figura 4-5 Diagrama esfuerzos-ancho de solera



Comprobamos entonces si el problema de las tracciones en la base se puede ver solucionado de esta manera. En este caso tanto el núcleo central como la excentricidad se ven modificados por el cambio de dimensiones de la estructura. El núcleo central es directamente proporcional al lado del octógono regular, por lo que aumentando las dimensiones de este último aumentará también el núcleo central. Por su parte la excentricidad disminuirá pues aunque el momento aumente al incrementar el lado del octógono, el esfuerzo vertical lo hace de una manera relativamente mayor. Inevitablemente habrá un punto en el que la excentricidad sea superada por la apotema del núcleo central. Incrementando el ancho de la cimentación a razón de 2 metros comprobamos que esto ocurre para 36 metros de ancho de solera.

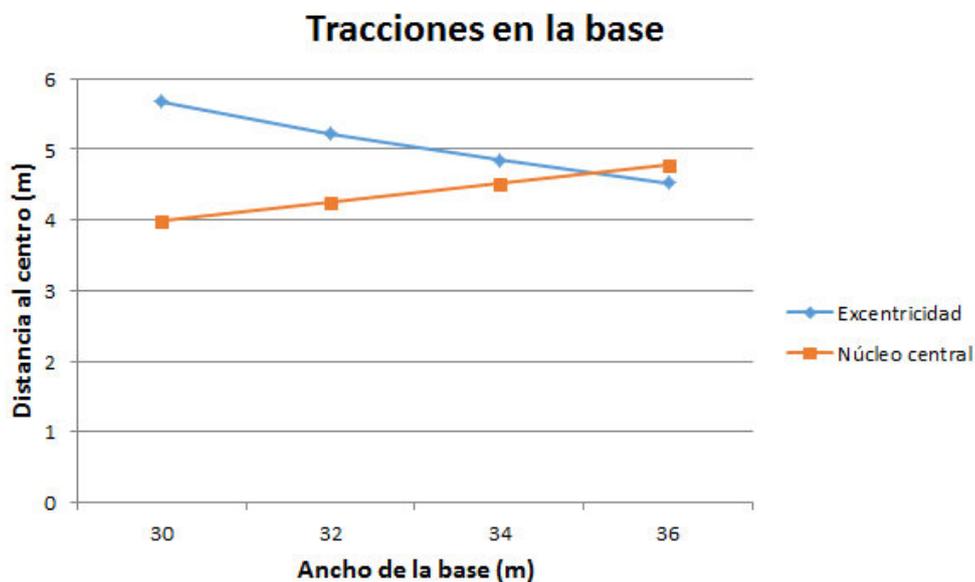


Figura 4-6 Diagrama tracciones-ancho de solera

Quedaría por tanto solucionado el problema con las tracciones. Sin embargo aparecería un problema derivado del incremento en las dimensiones de la estructura. El fondeo es un punto crítico para el cálculo pues la embarcación destinada a realizar la operación (Rambiz) está limitada por unas 3.300 toneladas. Al aumentar el área de la base y del fuste, aumenta inevitablemente el volumen que ocupan las paredes del fuste y de la solera misma. Al aumentar se excede la limitación de la embarcación por lo que habrá que buscar una manera de que pueda ser fondeado con seguridad.

Se descarta la posibilidad de contratar una estructura mayor para realizar el fondeo pues no se dispone de una embarcación de tales características, por lo que nos tendremos que adaptar a la limitación que nos impone. El peso total de la estructura cuando va a ser fondeada puede alterarse modificando el espesor de las paredes que forman el fuste y el espesor de la solera, provocando que el volumen hormigonado descienda notablemente. Se ha



estudiado el impacto que tienen ambas dimensiones en el peso a la hora de ser fondeado, pues se ha sustraído el empuje hidrostático al ser sumergido en el agua. Los resultados obtenidos se han resumido en la tabla siguiente, en la que vemos que necesitamos reducir el espesor de la solera hasta tan solo 0,65 metros. Menos espesor podría derivar en problemas estructurales. Asimismo, se ha de reducir los espesores del cilindro y de las paredes. Sin embargo se ha optado por escoger una reducción de 10 cm en ambos para no comprometer la integridad de la estructura frente a los esfuerzos a los que se someten.

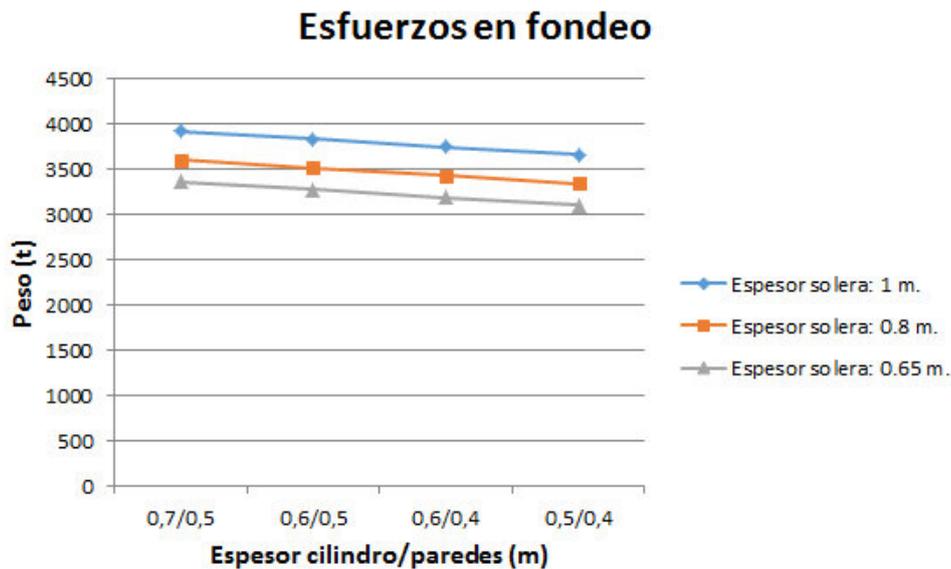


Figura 4-7 Diagrama esfuerzos de fondeo-espesor de paredes

Los esfuerzos obtenidos para el dimensionamiento elegido se recogen a continuación y representan las fuerzas verticales debidas al peso de la estructura junto con la torre, a la que se le resta la fuerza hidrostática generada por el desplazamiento del líquido.

CARGAS DE FONDEO	
Carga	13.736 t
Empuje	10.552 t
Carga total	3.184 t

Tabla 4-1 Cargas totales de fondeo

Comprobamos también que el resto de limitaciones estructurales (deslizamiento, vuelco plástico, hundimiento,...) no se ven comprometidas por el cambio de dimensiones y cuentan todas con coeficientes de seguridad adecuados. Por último comprobamos que el transporte se va a realizar de una manera segura al quedar el metacentro por encima del centro de gravedad al ser sumergida la estructura. Para ello se calcula la localización del centro de gravedad de la estructura que al ser totalmente radial solo tendremos que averiguar su altura respecto de la base. También necesitaremos saber el centro de carena, que es el punto del centro de gravedad del volumen de agua desplazado. Por último hallaremos el radio



metacéntrico que es la distancia desde el centro de carena hasta el metacentro mismo. GM representa la distancia desde el centro de gravedad de la estructura hasta el metacentro, que ha de ser positiva para poder ser estable. De esta manera comprobamos que ni siquiera necesitamos lastrar parcialmente la estructura para su transporte sino que es perfectamente estable por si sola con un calado que apenas supera los 5 metros.

FLOTABILIDAD	
Carga	5.111 t
Empuje	10.274 t
Lastre (agua)	0 m
Calado	5,12 m
Centro gravedad	5,86 m
Centro carena	2,52 m
Inercia	92.379 m ⁴
Radio	18,56 m
metacéntrico	
GM	15,22 m

Tabla 4-2 Flotabilidad de la estructura

Se opta, por lo tanto, por la alternativa que se ha presentado en estas tablas. La dimensión total de la solera será de 0,65 m de espesor y 36 m de ancho. Tendrá un sobrecancho de un metro respecto al fuste, que será de 10 metros de alto, 34 m de ancho y cuyas paredes tendrán un espesor de 40 cm (aumentado a 60 cm en el cilindro central).

4.2. DETERMINACIÓN PRELIMINAR DE ESFUERZOS

4.2.1. Velocidad y aceleración de partícula

Para determinar si la estructura es estable frente a las acciones exteriores en el océano, tendremos que determinar los esfuerzos a los que está sometida, de manera que lo podamos reducir a carga horizontal, carga vertical y momento en el punto central de la base. Todos los cálculos realizados se han hecho en conformidad con el documento *DNV-OS- J101 (DET NORSKE VERITAS)*.

A partir de los datos proporcionados de condiciones metaoceánicas calcularemos la velocidad y aceleración de partícula en tramos de un metro desde el fondo marino hasta la superficie. Con dichos datos ampliamos el conocimiento marino calculando diferentes características marinas que se recogen en la tabla. Posteriormente utilizaremos las fórmulas de Airy para obtener las velocidades y aceleraciones de partícula en diferentes alturas y a tramos de 1 metro. Los últimos términos de las fórmulas correspondientes al seno y al coseno (fases de la ola) se han comprobado para diferentes posiciones de ola, en tramos que incrementan en $\pi/4$ y que corresponden a la posición con la que llega la ola a la estructura.



CARACTERÍSTICA	VALOR	UDS
Áltura ola máxima	H = 15	m
Profundidad	d = 30	m
Periodo	T = 13,4	s
Longitud de onda	L = 204	m
Celeridad	C = 15,2	m/s
Amplitud	ξ = 7,5	m
Constante	k = 0,0308	
Frecuencia	f = 0,0746	s-1

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

Tabla 4-3 Caracterización del estado marino

Estas son las fórmulas de Airy para calcular la velocidad y aceleración de partícula. Una vez calculada la velocidad de partícula se tendrá que añadir al resultado la correspondiente velocidad de corriente para cada punto. Dicha velocidad sigue una ley potencial como la siguiente:

$$u(x, z, t) = \zeta \frac{\cosh k_{wave}(z+d)}{\sinh k_{wave}d} \cos(k_{wave}x - 2\pi ft)$$

$$\dot{u}(x, z, t) = \zeta (2\pi f)^2 \frac{\cosh k_{wave}(z+d)}{\sinh k_{wave}d} \sin(k_{wave}x - 2\pi ft)$$

ζ	wave amplitude (= 0.5 H)	[m]
k_{wave}	wave number = $2\pi/\lambda_{wave}$	[m ⁻¹]
f	wave frequency	[Hz]
λ_{wave}	wavelength	[m]
d	water depth	[m]

$$U_c(z) = U_{c0} \left(\frac{z+d}{d}\right)^{\alpha_{cur}} \quad (-d \leq z \leq 0)$$

with:

$U_c(z)$	current velocity at elevation z
U_{c0}	current velocity at the sea surface $z = 0$
z	vertical co-ordinate, measured positively upwards from mean
d	mean water depth
α_{cur}	current exponent, usually 1/7

Lo que nos da una distribución como la siguiente:

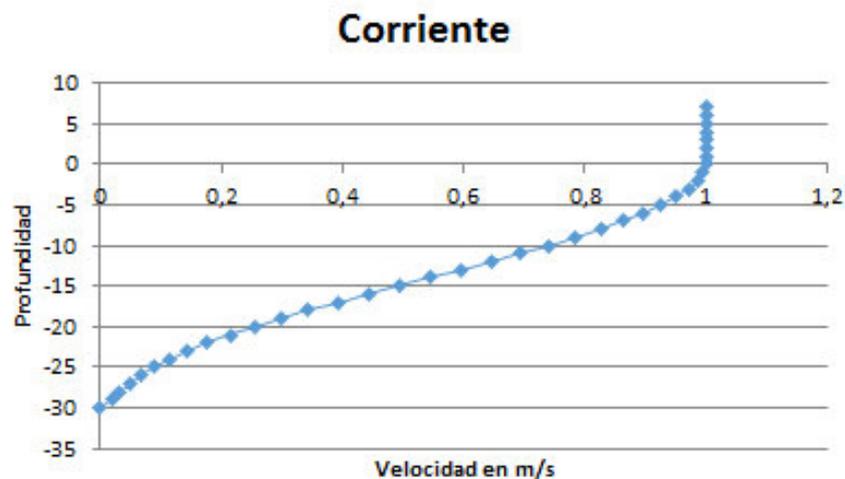


Figura 4-8 Distribución de velocidad de corriente



4.2.2. Fuerzas de arrastre e inercia

Siguiendo con las indicaciones de la DNV, ahora tenemos que calcular el esfuerzo horizontal total, suma de las fuerzas de arrastre (f_d) y de inercia (f_i) provocadas por la velocidad y aceleración de partícula, respectivamente, y que han sido calculadas en el apartado anterior. Las fórmulas son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 f_{Morison}(x, z, t) &= f_d(x, z, t) + f_i(x, z, t) \\
 f_d(x, z, t) &= C_d \cdot \frac{1}{2} \rho_{water} \cdot D \cdot |u(x, z, t)| u(x, z, t) \\
 f_i(x, z, t) &= C_m \cdot \frac{\rho_{water} \cdot \pi D^2}{4} \cdot \dot{u}(x, z, t)
 \end{aligned}
 \tag{2.12}$$

with:

$f_{Morison}$	hydrodynamic load	[N/m]
f_d	hydrodynamic drag load	[N/m]
f_i	hydrodynamic inertia load	[N/m]
C_d	hydrodynamic drag coefficient	[-]
C_m	hydrodynamic inertia coefficient	[-]
ρ_{water}	density of water	[kg/m ³]
u	water particle velocity	[m/s]
\dot{u}	water particle acceleration	[m/s ²]
D	diameter of cylinder section	[m]

- Fuerza de arrastre:**

Comenzaremos calculado en primer término el coeficiente de arrastre hidrodinámico C_d teniendo en cuenta la imagen adjunta. El parámetro D hace referencia al diámetro de la estructura para cada profundidad y k corresponde a la rugosidad del material y para hormigón se puede asumir $k=0,003$. Por lo tanto C_d s varía a lo alto de la estructura, en un rango de 0,58 a 0,78 en la torre y tan solo 0,24 en la cimentación.

$$C_{Ds} = \begin{cases} 0.65 & \text{for } k/D < 10^{-4} \text{ (smooth)} \\ \frac{29 + 41 \log_{10}(k/D)}{20} & \text{for } 10^{-4} < k/D < 10^{-2} \\ 1.05 & \text{for } k/D > 10^{-2} \text{ (rough)} \end{cases}$$

Posteriormente calcularemos KD , relación entre el periodo multiplicado por la velocidad máxima de partícula en el nivel medio del mar y el diámetro en cada profundidad. Una vez tengamos todos esos datos conseguiremos averiguar el factor de amplificación ψ (en la tabla en vertical), el cual habrá que ser multiplicado por C_d s para obtener el coeficiente final $C_d = C_{ds} \times \psi$.

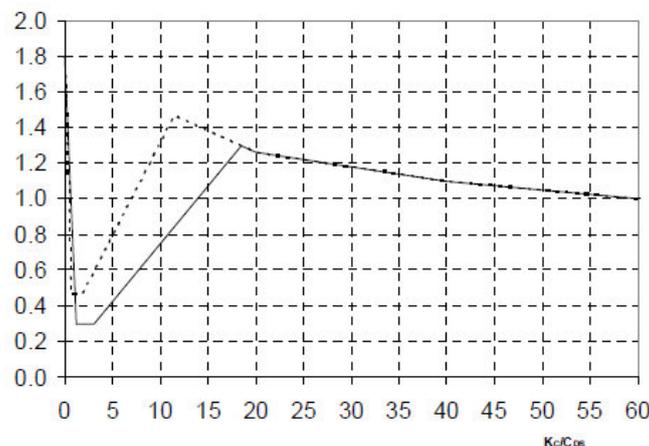


Figura 4-9 Diagrama de coeficiente de Morison C_d



Ya con todos los datos necesarios para entrar en la fórmula solo cabe recordar que la densidad del agua se ha considerado 1.025 kg/m³ y que la velocidad de partícula del agua en cada estado se multiplica por su absoluto para mantener el signo. La fórmula antes expuesta está optimizada para una estructura circular, por lo que el parámetro D se ha de sustituir por la anchura de la estructura a cada profundidad.

Fuerza de inercia: es necesario obtener primero el coeficiente que acompaña a la fórmula y se calcula de la siguiente manera: para valores de KC < 3 se tomará Cm = 2 automáticamente, aunque para valores KC > 3 se tendrá que tomar en base a:

$$C_M = \max\{2.0 - 0.044(KC - 3); 1.6 - (C_{DS} - 0.65)\}$$

En este caso tenemos ya todos los datos necesarios pues los hemos calculado para la fuerza de arrastre. Para la estructura Cm = 2 pues KC excede 3 y para la torre prima el primer término al ser el mayor (del orden de 1.7). Con estos datos se entra en la fórmula con una matización similar a la anterior: $\frac{\pi D^2}{4}$ corresponde al área en planta ocupada por una cimentación en forma círculo, por lo que tendremos que sustituirlo por el área ocupada por nuestra cimentación en forma de octógono para la solera y el fuste.

Finalmente haremos un sumatorio de los esfuerzos horizontales (inercia y arrastre) producidos en cada profundidad y para cada estado de ola y escogemos el máximo. El máximo esfuerzo horizontal se alcanza cuando $\alpha = \pi/2$, y es un total de 38,8 MN.

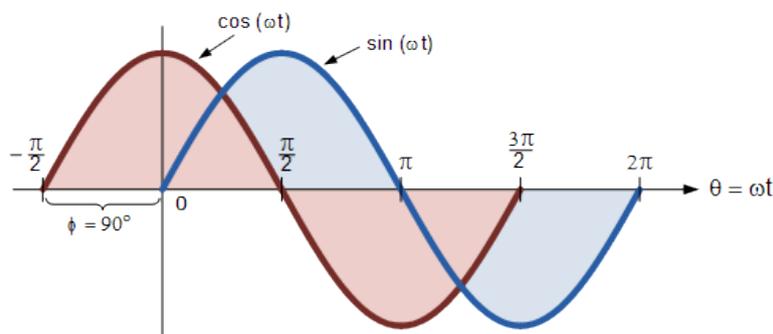


Figura 4-10 Periodos de onda seno-coseno

4.2.3. Fuerzas de viento

Las últimas cargas ambientales tomadas en consideración serán las fuerzas provocadas por la velocidad del viento sobre la torre que sirve de sustento a la nacelle y las palas. Para ello nos creamos un perfil de velocidad del viento con la siguiente formulación

$$(a) \quad V_w(z) = V_{w,r} \cdot \frac{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z_r}{z_0}\right)} \quad (b) \quad V_w(z) = V_{w,r} \left(\frac{z}{z_r}\right)^{\alpha_{shear}} \quad (2.16)$$

with:

$V_w(z)$	mean wind speed at height z	[m/s]
$V_{w,r}$	mean wind speed at the reference height z_r	[m/s]
z_r	reference height	[m]
z_0	surface roughness length	[m]
α_{shear}	power law coefficient	[-]



Como ya habíamos visto en las cargas metaoceánicas, la velocidad máxima del viento es de 30 m/s aplicado a una altura de 10 metros sobre el la superficie libre del mar. Siguiendo la guía de cálculo de la DNV, para cálculos de velocidad del viento de 10 minutos de media para otra altura diferente del rotor utilizaremos la fórmula anterior con el exponente $\alpha = 0,11$.

Perfil de viento

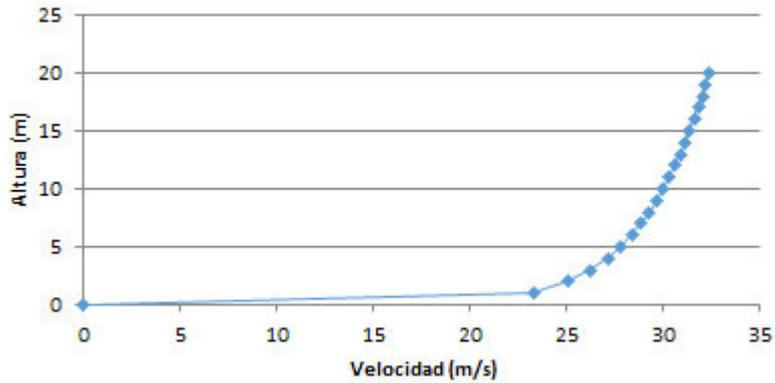


Figura 4-11 Perfil de viento sobre la estructura

Con este perfil de viento aplicamos la formulación de Morison de arrastre vista en el apartado anterior y con un coeficiente C_d recomendado de 1,2 y una densidad del agua de 1.225 kg/m³. Con estos datos obtenemos un perfil de cargas a lo alto de la estructura que suman un total de 0,09 MN, una cifra significativamente menor que la provocada por el mar. Estas son las distribuciones de esfuerzos y de momentos (medidos en la base) a lo alto de la estructura.

Fuerzas horizontales en la estructura

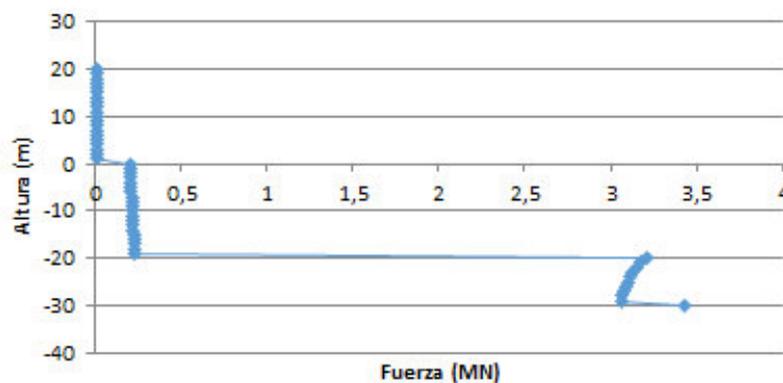


Figura 4-12 Perfil de fuerzas horizontales sobre la estructura



Momentos en la estructura

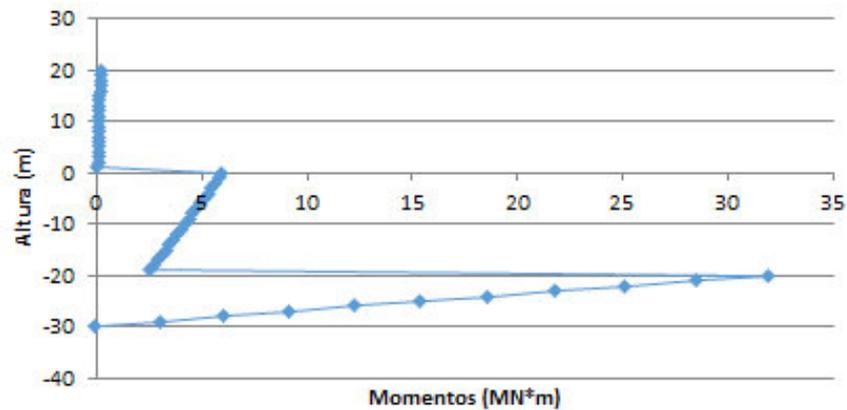


Figura 4-13 Perfil de momentos en la estructura respecto a la base

4.3. ESFUERZOS TOTALES

Teniendo en cuenta las dimensiones dispuestas en el apartado anterior calculamos las cargas verticales debidas al peso de la estructura aplicando las densidades de los materiales que las componen. El resultado final que deseamos obtener se reduce a cargas verticales, horizontales y momento totales medidos en el centro de la base en contacto con la banquetta.

Para ello aplicamos coeficientes de mayoración para las cargas ambientales y que afecta tanto a los momentos como a la fuerza horizontal. Según recomendaciones tanto de la ROM como de la DNV se ha tomado un valor para este coeficiente de 1,35. Posteriormente trasladaremos las cargas al punto comentado anteriormente. Aquí los resultados.

CARGAS AEROGENERADOR			
Carga Horizontal	Fxy	=	1,81 MN
Carga Vertical	Fz	=	-9,3 MN
Momento	M	=	153 MN
Factor Carga Amb.		=	1,35
Carga Horizontal*	Hd	=	2,44 MN
Momento	M	=	206,5 MN
CARGAS ESTRUCTURA			
Carga Horizontal	Fxy	=	38,9 MN
Carga Vertical	Fz	=	-239,4 MN
Momento	M	=	262,8 MN
Factor Carga Amb.		=	1,35
Carga Horizontal*	Hd	=	52,5 MN
Momento	M	=	354,8 MN
CARGAS TOTALES			
Carga Horizontal	Fxy	=	55 MN
Carga Vertical	Fz	=	-248,7 MN
Momento	M	=	683,5 MN
Empuje	E	=	103,4 MN
Fuerza Vertical Total	V	=	-145,3 MN

Figura 4-14 Total de cargas sobre la estructura



4.4. CÁLCULOS ESTRUCTURALES ANALÍTICOS

4.4.1. Hundimiento

- **Modos de fallo:**

El hundimiento de la cimentación sufre importantes movimientos, que suelen estar acompañados de rotación en la base o incluso vuelco de la estructura. En la siguiente figura se puede ver el comportamiento de una cimentación en aguas someras en un suelo elasto-plástico.

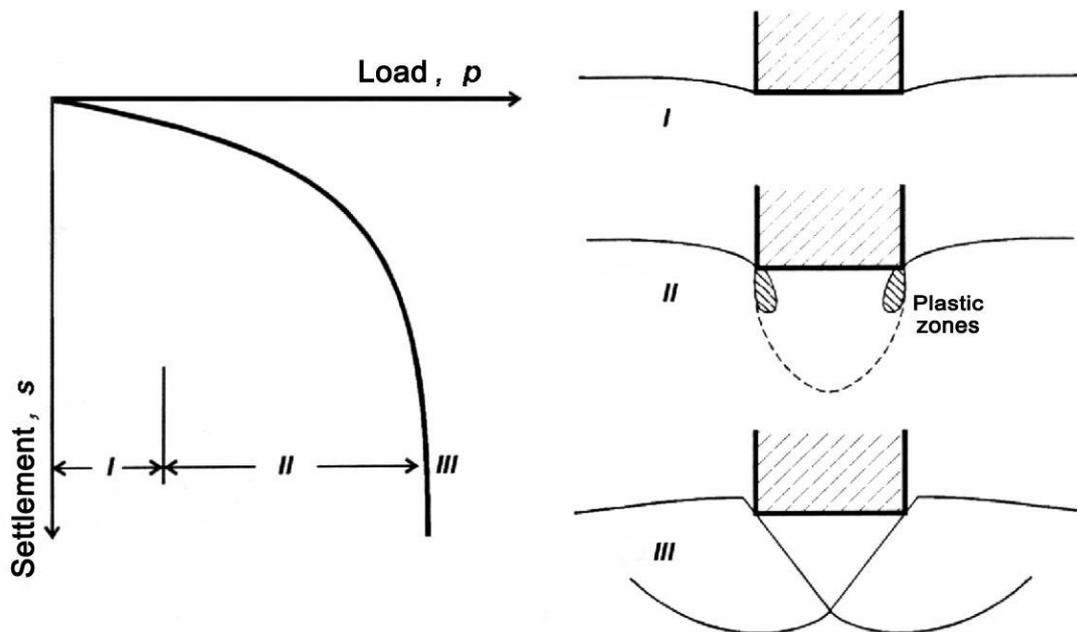


Figura 4-15 Fases de fallo de una estructura en aguas someras

Las curvas de carga desplazamiento pueden ser desarrolladas de diferentes formas. De acuerdo con las características de la cimentación (esbeltez) y el tipo de suelo (consistencia y compactación) se pueden considerar los siguientes modos de fallo:

- Fallo general. Una superficie de fallo continuo desde la base de la cimentación que termina en un lado del suelo. La heterogeneidad suele causar una superficie de fallo asimétrico, provocando que la estructura rote y levantando parte del suelo. Es típico de arenas compactadas y arcillas duras.
- Fallo local. Intermedio entre el general y el punzonamiento en el que el suelo plastifica sin crear superficies de fallo. Es típico de arcillas blandas y medias y también de arenas sueltas y medias.
- Fallo de punzonamiento. La cimentación falla con corte tangencial sobre el suelo y su periferia con un desplazamiento vertical aproximado, afectando levemente los suelos contiguos. Ocurre en cimentaciones esbeltas hincadas en suelos muy compresivos y no resistentes o en cimentaciones en capas finas hincadas en estratos blandos.

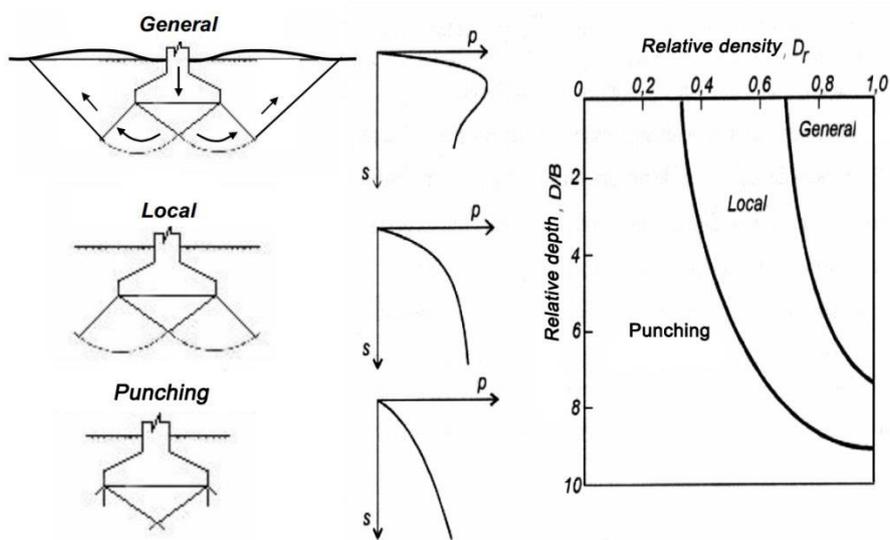


Figura 4-16 Formas de fallo

Los principales factores que afectan al modo de fallo son:

- 1) Propiedades del suelo (rigidez/resistencia. Cuanto más rígido es el suelo, más fácil será que ocurra un fallo general.
- 2) Geometría de la carga de aplicación
 - Profundidad relativa (D/B). Valores altos general punzonamiento.
 - Longitud relativa (L/B). Valores bajos pueden producir punzonamiento.
- 3) Tensión inicial (K_0). Valores altos producen un fallo general.

Los modos de fallo asociados a otras situaciones de carga, como las cargas excéntricas o inclinadas se ilustran en la imagen.

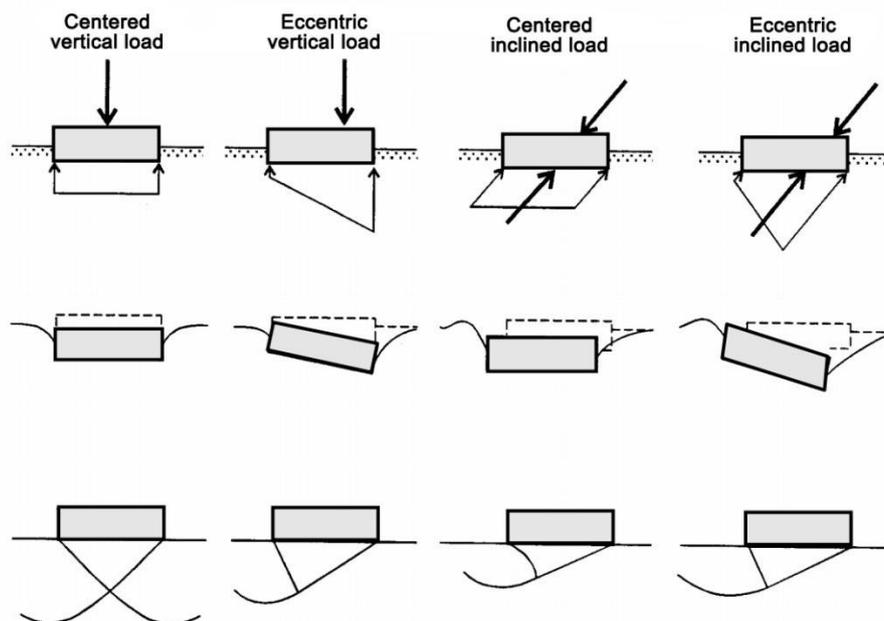


Figura 4-17 Presiones, desplazamientos y modos de fallo para cargas centradas, excéntricas e inclinadas

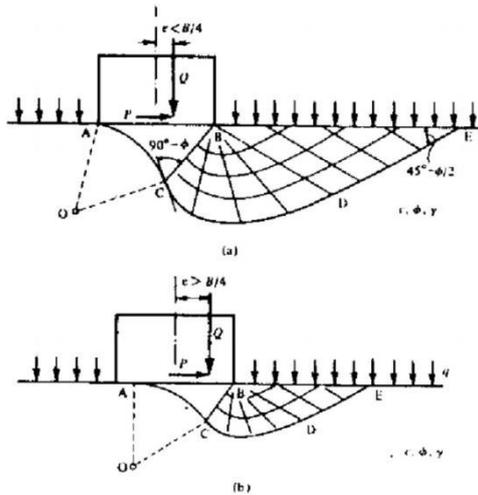


Figura 4-18 Fallo con carga excéntrica (Meyerhof)

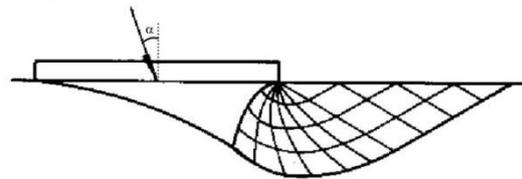


Figura 4-19 Fallo con carga excéntrica (Brinch Hansen)

- **Hundimiento en suelos homogéneos.**

La fórmula más común para verificar seguridad contra el hundimiento de cimentaciones bajas es conocida por el nombre de Brinch Hansen, aunque existan diversas versiones que se diferencian en algunos detalles en el procedimiento de obtener algunos parámetros. Con la introducción en la fórmula de Terzaghi de la forma, de la profundidad, de la carga, de la inclinación superficial de la base y del suelo, y de los factores de la excentricidad de la carga, Brinch Hansen propuso:

$$p_h = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot t_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot t_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot t_\gamma$$

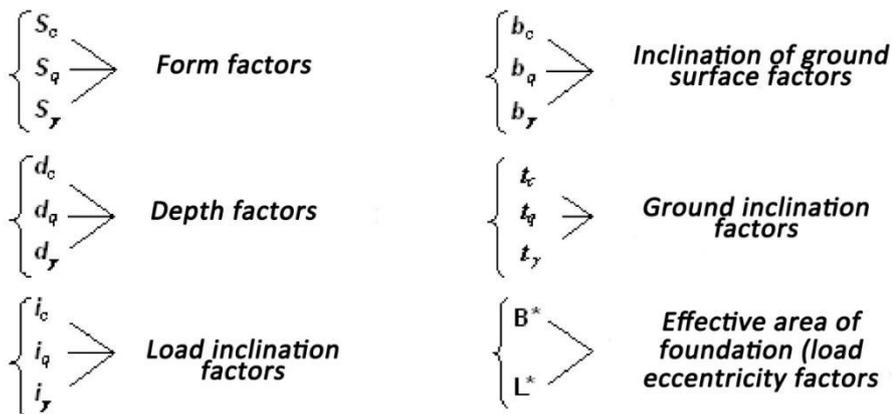


Figura 4-20 Factores de corrección de Brinch Hansen

El resto de parámetros son:

- q = sobrepresión debida al peso de la tierra sobre la cimentación
- c = cohesión
- N_q, N_c, N_γ = factores de capacidad de carga



γ = peso específico del suelo

Los factores de corrección son función, entre otras las variables, del ángulo de rozamiento interno. Los coeficientes de capacidad de carga son exclusivamente función del ángulo de rozamiento interno de suelos, y se pueden encontrar en cada normativa geotécnica de referencia, con diferencias de menor importancia entre ellas.

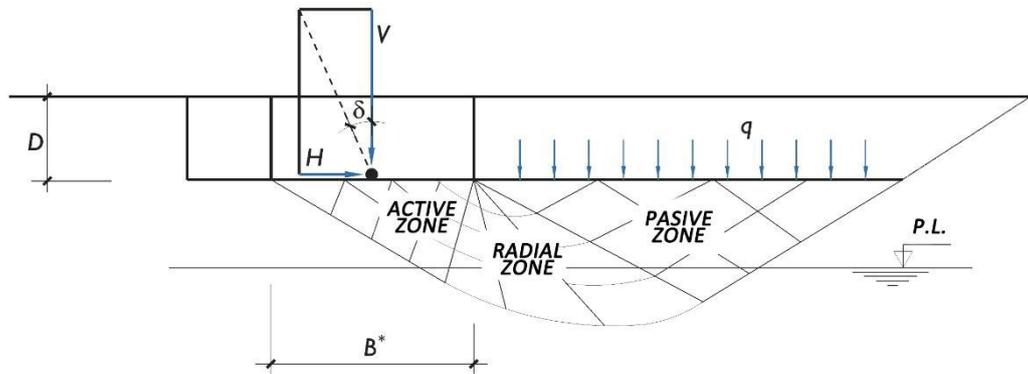


Figura 4-21 Geometría del colapso por Brinch Hansen

Los cálculos de la presión vertical que produce hundimiento en un suelo sin drenaje se deben hacer bajo teoría de no consolidación. El concepto de suelos con permeabilidad se basa en la capacidad de la disipación de la presión de poro, que es generado debido al uso de la carga. El caso teórico del fallo sin drenaje es más realista en tanto a cuanto más impermeable es el suelo y mucho más rápido se aplica la carga. La resistencia del suelo se puede simular considerando un ángulo interno de la fricción igual a 0, y la cohesión del suelo igual a la resistencia al corte obtenida a través de pruebas de campo o de laboratorio.

$$c = su; \Phi = 0$$

El hundimiento en suelos con drenaje es típico en suelos granulares. La mayor permeabilidad de estos suelos hace que la carga se aplique sin generar incremento de la carga hidrostática.

$$c = c'; \Phi = \Phi'; q = q'$$

- **Hundimiento en suelos no homogéneos.**

Cuando existen dos o más capas de diversos suelos (suelos heterogéneos) o existe un suelo con resistencias diferentes en las direcciones verticales y horizontales (anisotropía) en la zona de la influencia, el método expuesto del cálculo no es conveniente.

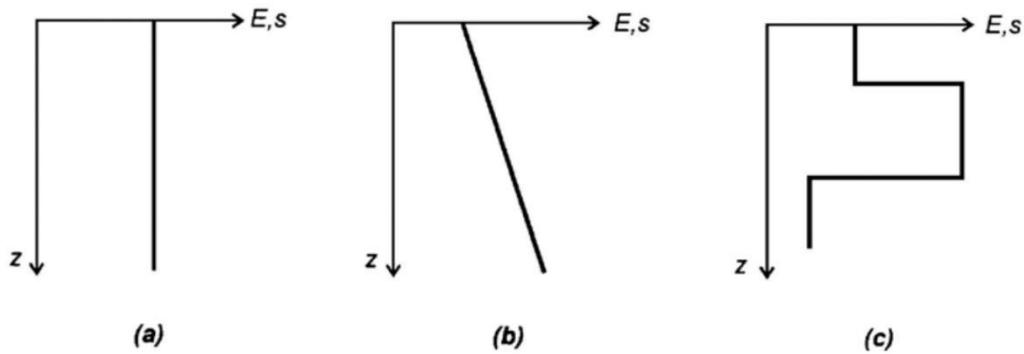


Figura 4-22 a) Homogéneo b) Linealmente heterogéneo c) Estratificado

Para suelos $c - \Phi$, alguna normativa recomienda la posibilidad de usar la fórmula analítica del hundimiento, considerando los siguientes parámetros equivalentes.

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \sum c_i \cdot h_i$$

$$\ln(\text{tg}\phi_{eq}) = \frac{1}{H} \sum h_i \cdot \ln(\text{tg}\phi_i)$$

B^* , L^* = Dimensiones equivalentes de la cimentación

H = Profundidad de la capa cohesiva

P_v = Presión vertical

La resistencia al hundimiento de la capa blanda puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$p_{vh} = 6 \cdot s_u$$

s_u = Resistencia al corte sin drenaje

Otros autores, como Hanna y Meyerhof, proponen métodos del cálculo de los suelos de varias capas en los cuales las capas de la arena y de la arcilla están presentes en el suelo, sin embargo, es solamente conveniente para dos capas de suelos.

La dificultad de la situación es determinar cómo el hundimiento del suelo será producido. Se demuestran diversas situaciones:

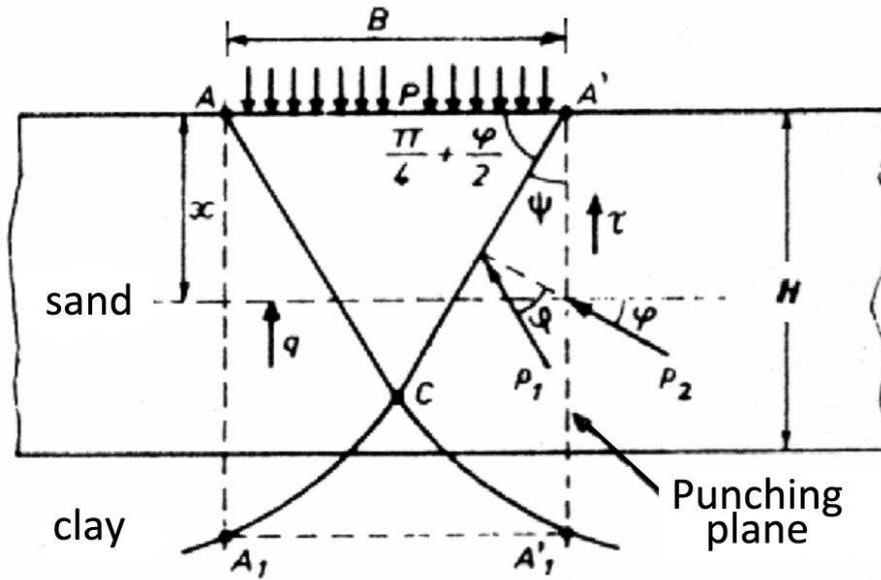


Figura 4-23 Fallo de punzonamiento en suelos bicapa por Tcheng

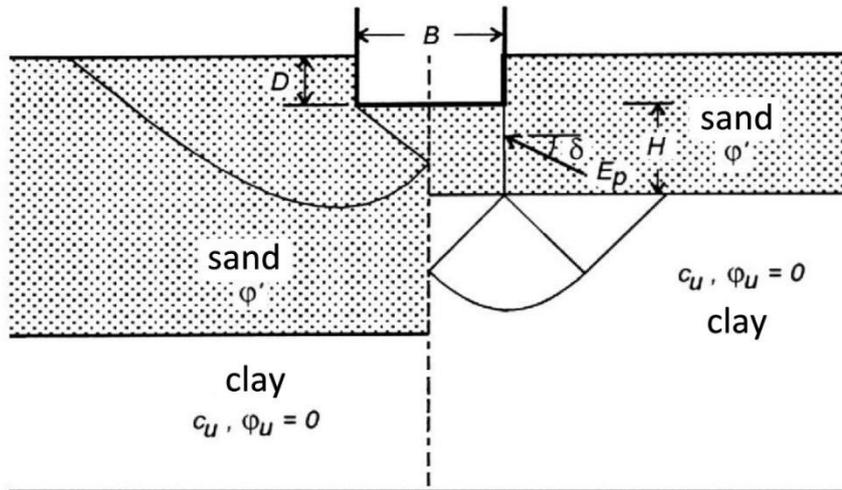


Figura 4-24 Modos de fallo en suelos bicapa por Meyerhof

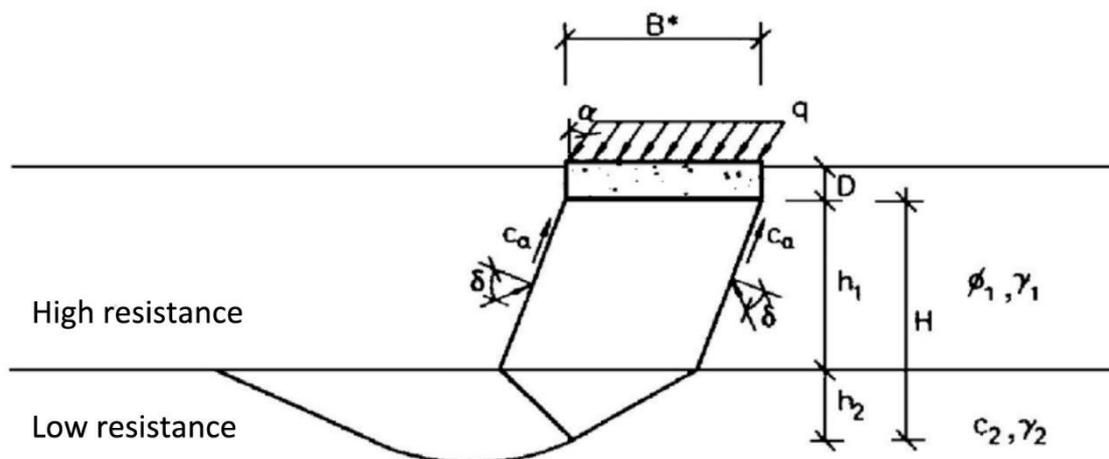


Figura 4-25 Modo de fallo para suelos bicapa por Soriano



Para el caso de tres o más capas con las arenas y las arcillas no se resuelve por métodos analíticos, siendo necesario utilizar métodos del equilibrio del límite de análisis de elemento finito. Por otro lado, la normativa (Recomendaciones para cimentaciones de obras marítimas, ROM 0.5-05) considera la situación de una lecho de grava sobre el suelo natural, proponiendo tres diversos métodos para verificar derrumbamiento en función de suelos drenados, de suelos sin drenaje, o de casos más complejos.

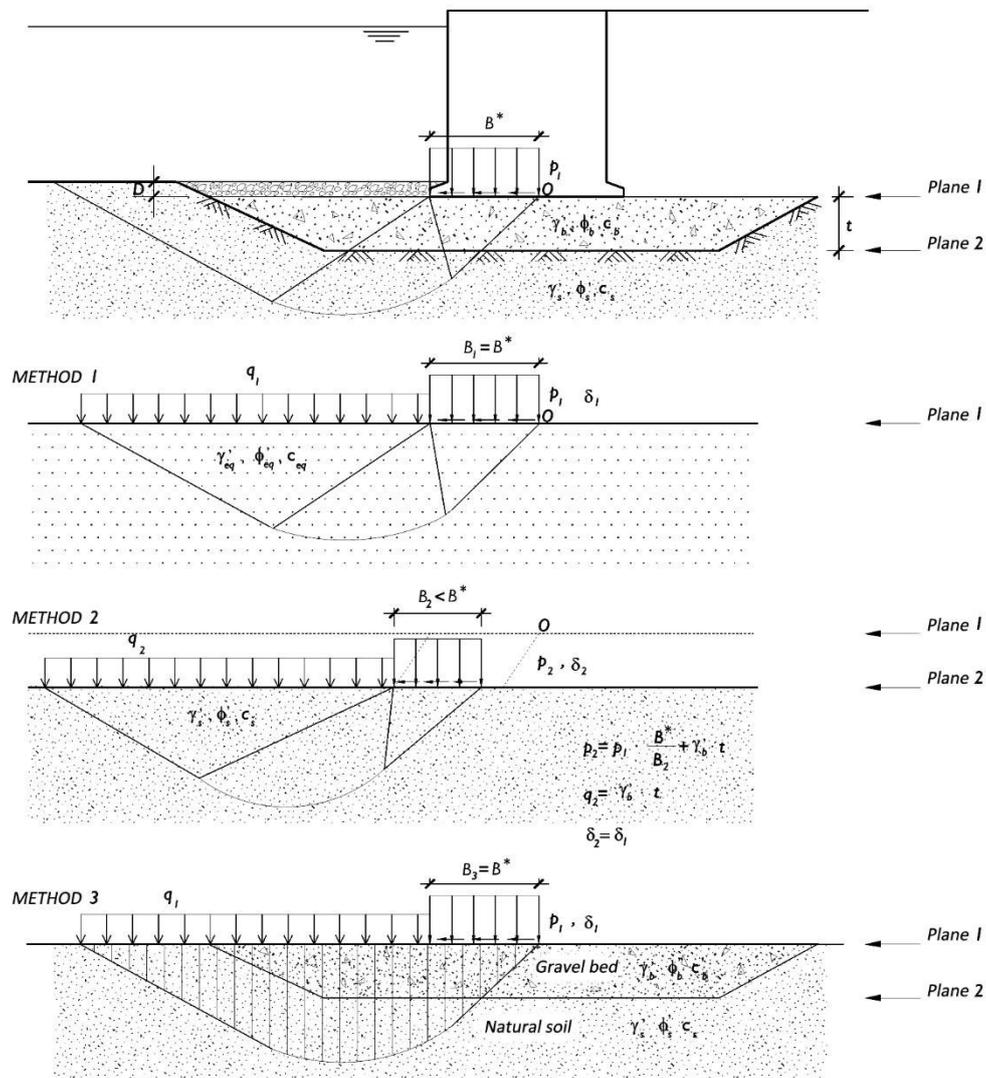


Figura 4-26 Métodos simplificados de verificación de colapso (ROM 0.5-05)

- **Cálculo**

Para nuestro caso se ha tenido en cuenta el caso del hundimiento sin drenaje siguiendo la normativa propuesta por la DNV. Como ya hemos visto anteriormente, hemos simplificado las cargas a un esfuerzo horizontal, uno vertical, y un momento, todos aplicados en el centro de la base. En la imagen se ve como se ha sustituido la componente del momento



por un desplazamiento de la carga vertical igual a la excentricidad de dicha carga con respecto al momento. Es con estos datos con los que comenzaremos el cálculo analítico.

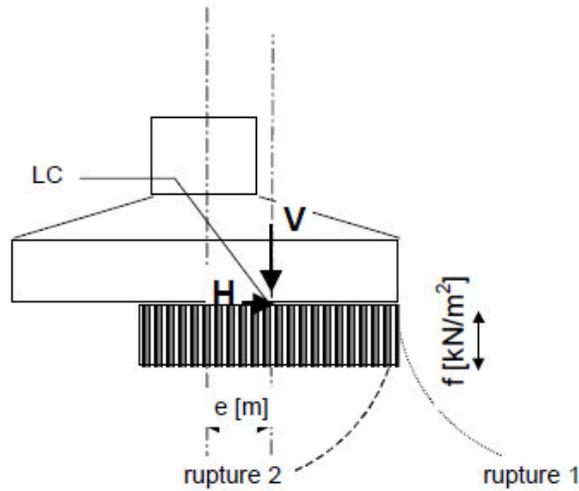


Figura 4-27 Cargas en condiciones ideales

Se simplifica el área total de la base a un rectángulo *efectivo* donde serán aplicadas las cargas. Este rectángulo se calcula de tal manera que su centro coincide con el punto de aplicación de la carga y su contorno se acerca lo máximo posible a la realidad. Para polígonos con más de dos simetrías se pueden aproximar a un círculo, como es nuestro caso. Se calcula pues de la siguiente manera.

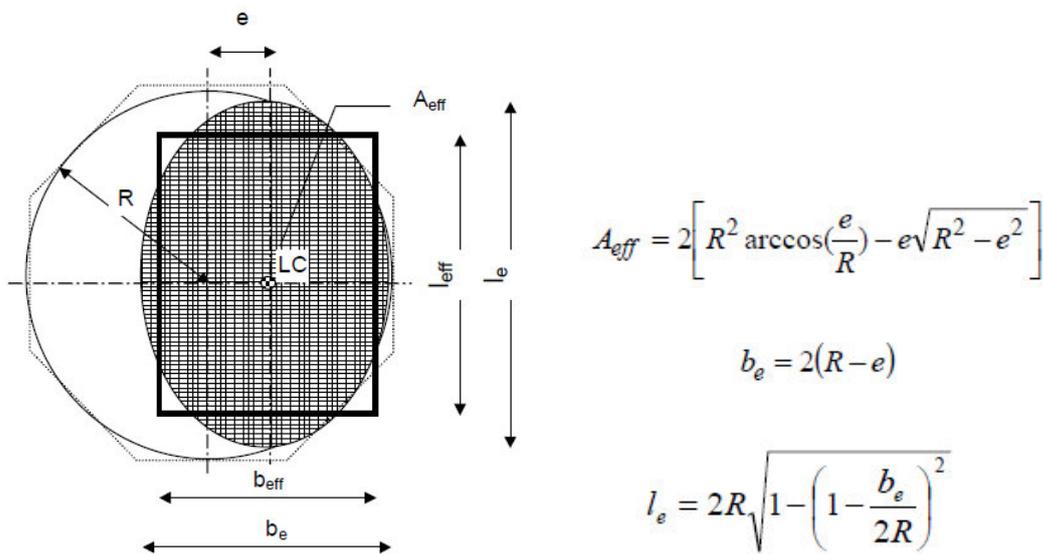


Figura 4-28 Área efectiva de la cimentación

$$l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \text{ and } b_{eff} = \frac{l_{eff}}{l_e} b_e$$



Aplicando estas fórmulas obtenemos la siguiente área efectiva:

GEOMETRÍA EFECTIVA		
e	=	4,7
be	=	26,6 m
le	=	34,75 m
Aeff	=	683,0 m ²
leff	=	29,88 m
beff	=	22,86 m

Tabla 4-4 Geometría efectiva de la cimentación

A partir de estos valores y aplicando las fórmulas vistas antes para las condiciones sin drenaje obtenemos los siguientes valores:

SIN DRENAJE		
Nc	=	5,14
Sc	=	1,15
ic	=	0,89
Cud	=	217 kpasc
p0 (q)	=	0
Sud	=	217 kpasc
q	=	1.153,4 kpasc
V/Aeff	=	212,69 kpasc

Tabla 4-5 Resultados del hundimiento sin drenaje

Como podemos ver la carga que podría ser soportada (1.150 kilopascales) es 5,5 veces mayor que la carga que tenemos, por lo que no sufrirá fallo. Sin embargo se ha optado por aplicar una corrección al no apoyarse directamente sobre el fondo marino, sino sobre la banqueta destinada a que el contacto sea lo más horizontal posible. Esta corrección se ha tomado de la ROM y aplica la siguiente fórmula.

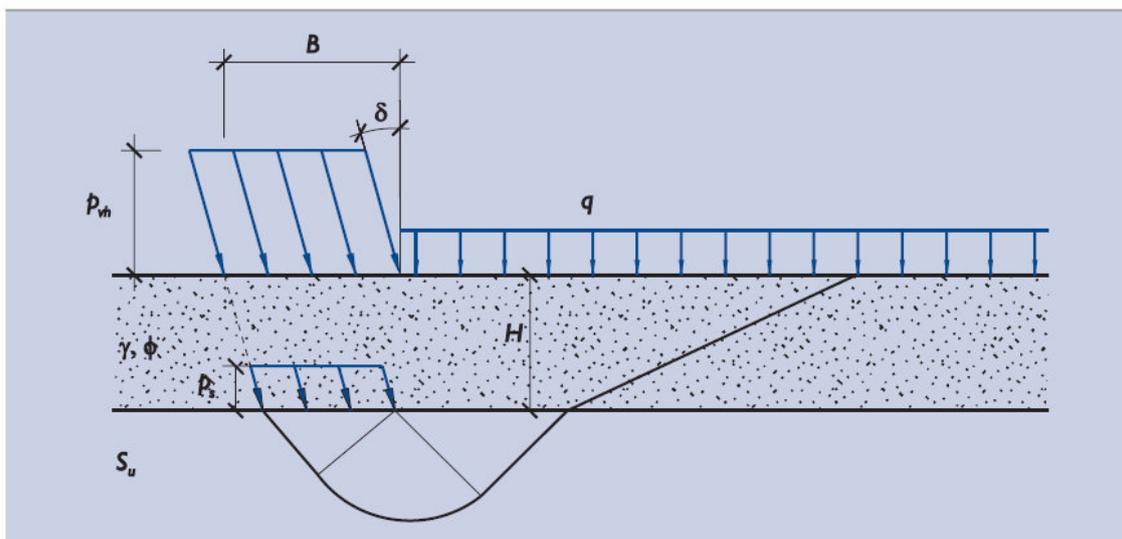


Figura 4-29 Esquema de rotura de una banqueta granular apoyada sobre un suelo blando sin drenaje



$$p_{vh} = p_s + i_s K \frac{H}{B^*} (\gamma \cdot H + 2q)$$

p_{vh} = presión efectiva vertical que, aplicada sobre la banqueta, produciría el hundimiento.

i_s = coeficiente de inclinación que puede estimarse mediante la expresión:

$$i_s = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \delta)^3$$

K = coeficiente que depende del ángulo de rozamiento correspondiente a grandes deformaciones del material de la banqueta.

$$K = 6 \operatorname{tg}^3 \phi$$

γ = peso específico de la banqueta (sumergido, en su caso).

q = sobrecarga sobre la banqueta de extensión indefinida.

p_s = presión que depende de la resistencia al corte del suelo cohesivo y que puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$p_s = (\pi + 2) s_u i_c + q i_q - \gamma H (1 - i_q)$$

i_q = coeficiente de inclinación para sobrecargas que puede tomarse:

$$i_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \delta)^3$$

siendo:

$$\alpha = 0,7 - \frac{\gamma \cdot H}{10 \cdot s_u} > 0,5$$

i_c = coeficiente de inclinación para la resistencia al corte.

Se tomará el que da la expresión siguiente:

$$i_c = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - x})$$

siendo: $x = 10 \operatorname{tg} \delta < 1$

Y se han obtenido los siguientes valores:

CORRECCIÓN POR LA BANQUETA		
Ángulo de rozam	ϕ	= 0,63
Módulo de Young	E	= 80.000 kpasc
Ángulo de la result.	δ	= 0,36
is	i_s	= 0,53
Coef. grandes defor	K	= 2,30
Altura banqueta	H	= 1 m
Ancho equivalente	B^*	= 22,86 m
Peso esp. Sumergido	γ	= 35
Sobrecarga	q	= 0
ps	p_s	= 578,6 kpasc
Coef. Incl. Sobrec	i_q	= 0,41
	α	= 0,68
Coef. Incl. Resist.	i_c	= 0,50
	x	= 1
Undrained shear	s_u	= 217 kpasc
Presión vertical	p_{vh}	= 580,49 kpasc
Coeficiente seguridad		= 2,67

Tabla 4-6 Resultados frente a hundimiento con corrección por banqueta

Con estos datos podemos comprobar que el coeficiente de seguridad se reduce a tan solo 2,67, menos de la mitad que con el procedimiento anterior. Aun así está lejos de producirse el fallo debido a hundimiento.



4.4.2. Deslizamiento

Todas las cimentaciones bajas han de ser comprobadas frente al deslizamiento. Veremos los métodos de cálculo.

- **ROM 0.5 – 05.**

La carga horizontal capaz de exceder la resistencia de desplazamiento de una fundación en el plano se puede obtener como:

$$H_{(failure)} = V \cdot \tan\phi_c + a \cdot S + (F_p - F_a) + R_c$$

V = Carga vertical efectiva

ϕ_c = ángulo de rozamiento entre superficies

a = cohesión

S = superficie de carga

F_p = Fuerzas pasivas a una profundidad D

F_a = Fuerzas activas a una profundidad D

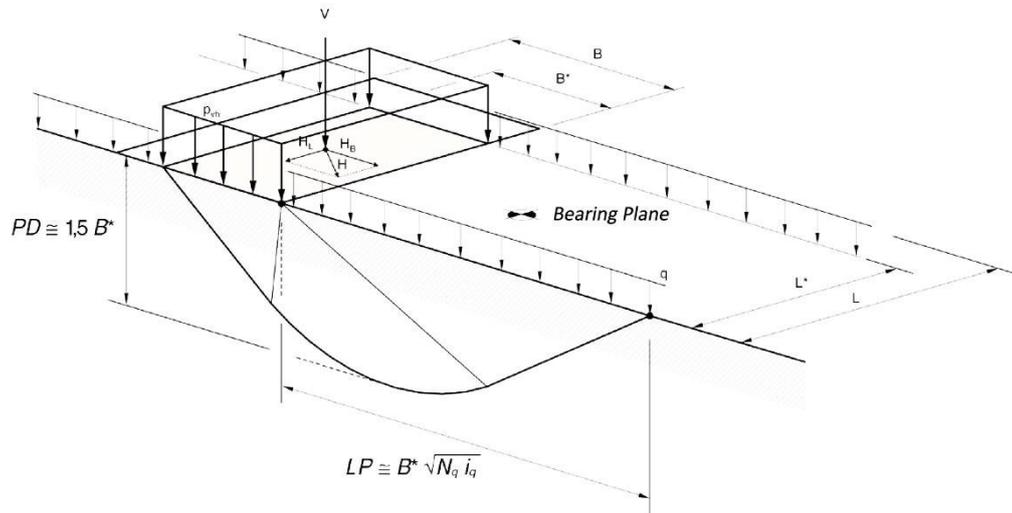
R_c = otras resistencias

Es frecuente y recomendable hacer una hipótesis conservadora al estimar las fuerzas resistentes, no en vista de las resistencias debido al suelo situado sobre el plano del cojinete de la fundación (punto de congelación - F_a) y R_c . Su continuidad no está garantizada y su movilización requiere los movimientos que pueden implicar daños en la estructura. En las cimentaciones de hormigón prefabricado hincadas en los lechos de grava, es importante saber el ángulo de rozamiento entre el hormigón y el lecho. Esta normativa propone, cuando el desplazamiento no es un factor determinante en diseño, un ángulo interno de la fricción de:

$$\phi_c = 0.32 \quad (\mu = \tan \phi_c = 0,625)$$

- **Guía de cimentaciones en obras de carretera. Fomento.**

Verificar la resistencia de desplazamiento no es necesario en ninguna situación en la cual la inclinación máxima de cargas aplicadas sea menos de el 20% ($\delta \tan < 0.2$).



Actions:

V = Vertical loads
 H, H_L, H_B = Horizontal loads (B and L directions, and resultant force)
 δ_L, δ_B = Inclination components of applied loads (B and L directions)

$$\operatorname{tg} \delta_L = \frac{H_L}{V} \quad \operatorname{tg} \delta_B = \frac{H_B}{V}$$

Figura 4-30 Esquema tipo de una cimentación

$$H_{(failure)} = V \cdot \tan \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R$$

V = Carga efectiva vertical

ϕ_c = Ángulo efectivo de rozamiento entre superficies

c_c = Cohesión en la superficie de contacto

B^*, L^* = Dimensiones efectivas de la geometría equivalente

R = Suma de posibles resistencias adicionales en la misma dirección y en la contraria a H

La diferencia entre la normativa actual y la normativa anterior, se realiza para obtener ϕ_c . En este caso, y para las cimentaciones prefabricadas, uno puede considerar:

$$\phi_c \tan = 0,6; \quad c_c = 0$$

No se recomienda utilizar valores de la resistencia R_c mayores que el diez por ciento de la fuerza horizontal ($R < 0,10 H$)

- **API RP 2A WSD 2005, DNV OS J101, BS EN ISO 1901 4 2003.**

Las mismas consideraciones son aplicables a estas normativas. Las condiciones de limitación de las ecuaciones de la fuerza de sustentación, con respecto al cargamento inclinado, representan deslizar falta y resultado en las ecuaciones siguientes:

Análisis Sin Drenaje (que considera el $\phi = 0$):



$$H = c \cdot A$$

H = Carga horizontal de fallo

c = Resistencia al corte

A = Área efectiva de la base

Análisis con drenaje:

$$H = c' \cdot A + Q \cdot \tan\phi'$$

DNV-OS-J101 además indica que deberá considerarse:

$$\frac{H}{V} < 0.4$$

- **Cálculo**

Utilizando el procedimiento propuesto por la DNV comprobamos que no hay peligro de fallo por deslizamiento.

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO		
H (fallo)	=	148,22 MN
H / V	=	0,38 < 0,4 OK
H(rotura) / H	=	2,69

Tabla 4-7 Resultados de resistencia al deslizamiento

4.4.3. Vuelco rígido y tracciones en la base

La seguridad contra el vuelco se debe verificar en todos los casos en que la tipología de la cimentación o la naturaleza del suelo (cimentaciones excéntricas) puedan facilitar un fallo por vuelco. Para verificar la estabilidad contra el vuelco, se deben considerar dos modos de fallos: vuelco rígido y vuelco plástico.

Se recomienda que, en todas las solicitaciones, la acción efectiva resultante esté situada dentro del núcleo central de la cimentación. Si no habría una zona de la cimentación que sufriría tracciones y puede ser problemático a largo plazo. Para ello hay que dimensionar el núcleo central de la base, y conseguir que la excentricidad sea menor, para que la carga vertical desplazada para crear el momento no genere tracciones. La estructura tiene simetría central por lo que tan solo habrá que calcular la distancia de un punto al centro de la base con la siguiente fórmula:

$$1 + \frac{Ae_y}{I_z}y + \frac{Ae_z}{I_y}z = 0$$

El resultado ha sido el siguiente, aunque se ha dimensionado la estructura completa teniendo en cuenta la posibilidad de tracciones en la base.



TRACCIONES EN LA BASE			
Inercia	$I =$	92.379	m ⁴
Núcleo central	$e_y =$	4,78	m
Excentricidad	$e =$	4,70	m

Tabla 4-8 Cálculo de tracciones en la base

4.4.4. Vuelco plástico

Las estructuras marítimas pueden experimentar un modo de fallo similar al vuelco rígido. Cuando el resultado de las acciones sobre el suelo está cerca de la esquina de la superficie sustentadora, una concentración de tensión se puede producir, causando un plastificación local en esa zona. La tierra cedería, la estructura inclinaría y si no se dispusiera ningún medio de ayuda, se produciría vuelco.

Se define como factor de seguridad contra el vuelco plástico, la multiplicación necesaria del componente horizontal de la acción resultante para causar la plastificación local del suelo.

$$F = \frac{H_{failure}}{H} = \frac{\tan \delta_{failure}}{\tan \delta} = \tan \delta_{failure} \cdot \frac{V}{H}$$

Se alcanza la condición de fallo cuando el valor medio de la componente vertical de la presión sobre el área comprimida iguala la presión causada por la plastificación local del suelo. En general puede ser asumido que esta presión es igual a la presión vertical del hundimiento. La ROM 0.5-05 propone dos maneras diferentes de estimar el factor de la seguridad en el vuelco plástico. El primero consiste en utilizar métodos empíricos de resultados del SPT (Soil Penetration Test), y segundo de la fórmula polinómica de Brinch Hansen.

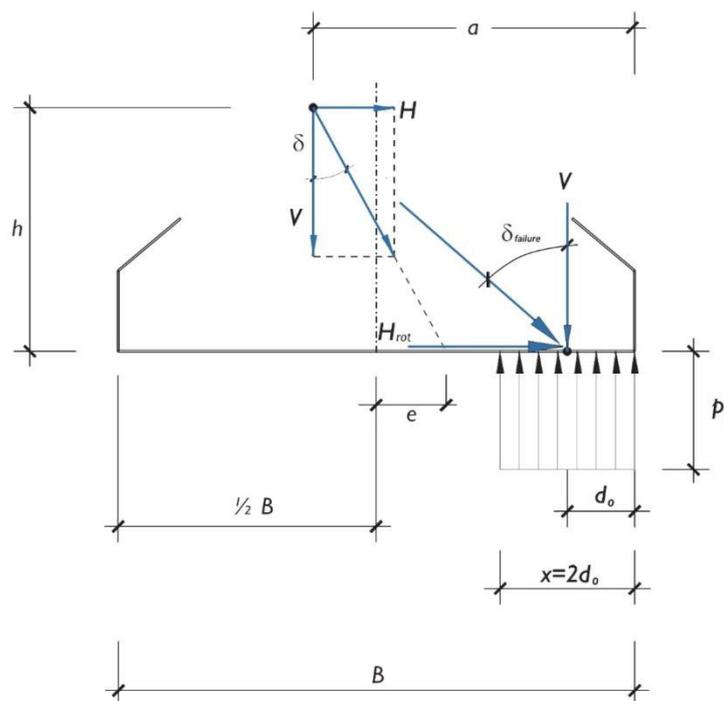


Figura 4-31 Esquema de vuelco plástico



Al usar este método de cálculo, uno debe preceder a una serie de valoraciones, asumiendo en cada uno de ellas, un resultado predeterminado del factor de seguridad contra el vuelco. Asumiendo un valor F_i para una valoración determinada, los dos componentes de la acción resultante se obtiene:

- Componente vertical = V
- Componente horizontal = $F_i H$

Cálculo del respecto correspondiente del momento del vuelco a la esquina del pie:

$$M = V \cdot a - F_i \cdot H \cdot h$$

La distancia del resultado a la esquina de la cimentación debe ser calculada:

$$d_0 = \frac{M}{V}$$

Obtención de los parámetros necesarios del cálculo para funcionar con la fórmula polinómica:

$$\tan \delta = F_i \cdot \frac{H}{V}, \quad B^* = 2 \cdot d_0$$

La utilización de la ecuación polinómica llevará a un valor p_v , necesario para comparar el valor de la presión vertical que corresponde para descomponer en factores el F_i :

$$p_p = \frac{V}{B^*}$$

El proceso deberá ser iterativo y concluirá cuando $p_p = p_v$. En nuestro caso no se produce vuelco plástico sino que podemos operar con un factor de seguridad de 2.95. Los resultados han sido los siguientes:

VUELCO PLÁSTICO	
FI	2,95
δ	0,36
a	18
h	12,43
M	595,37
d0	4,10
tg δ	1,12
B*	8,19
Pp	593,25
is	0,085
iq	0,013
x	11,18
ic	0,5
ps	592,41
pvh	593,25
pvh-pp	0,0001

Tabla 4-9 Resultados de cálculo de seguridad frente al vuelco plástico



4.5. CÁLCULOS POR MÉTODOS NUMÉRICOS: PLAXIS

4.5.1. Consideraciones generales

El suelo y las rocas tienen una tendencia a comportarse de una manera fuertemente no lineal bajo efecto de cargas. El comportamiento no lineal de la tensión-deformación se puede modelar con varios niveles de sofisticación. Sin embargo, el número de parámetros necesarios aumenta al aumentar el nivel de sofisticación.

El modelo más frecuente utilizado, Mohr-Culomb, se considera como una aproximación de primer orden al comportamiento verdadero del suelo. Este modelo perfectamente elástico-plástico requiere cinco parámetros básicos: Módulo de Young, E , coeficiente de Poisson, ν , cohesión, c , ángulo de rozamiento interno, ϕ , y ángulo de dilatación, ψ .

Se observa la idealización de las curvas de tensión-deformación típicas obtenidas de pruebas triaxiales estándar al usar un modelo del Mohr-Culomb. La siguiente imagen da una indicación del significado y de la influencia de los cinco parámetros del modelo básico:

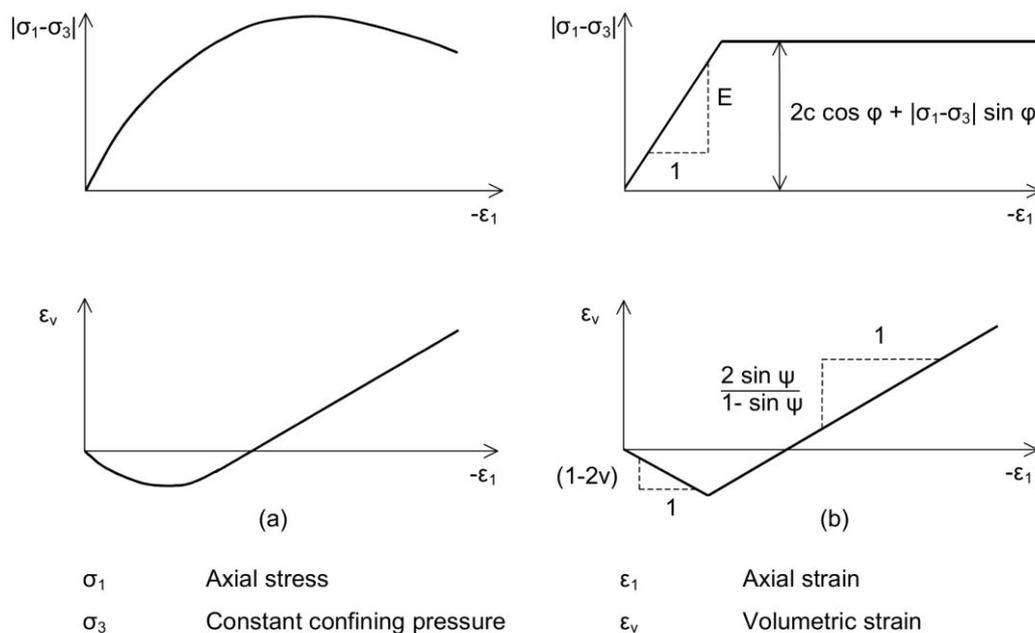


Figura 4-32 Tensión-deformación para esquema de Mohr-Coulomb

Hay cuatro tipos fundamentales de elementos que hemos empleado en la simulación:

- Holocene (1HOL): Comprende desde finas a gruesas arenas de densidad media a muy densa. Dada su naturaleza variable también podría abarcar arcilla.
- Westkapelle Ground I Clay (6W1C): arcilla muy dura.
- Westkapelle Ground I Sand (6W1S): arenas finas o medias que varían desde densidad media a muy densa.
- Gravel bed (Banqueta): consiste en dos capas: una capa filtrante circular hasta 0.55 m debajo del nivel de la cimentación, seguido por una capa circular de la grava hasta nivel base de la estructura. El diámetro de partícula de la capa filtro variaría desde



0/63 mm de grava de machaqueo mientras que la capa superior de grava tendría un rango de 10/80 mm de diámetro. Más especificaciones de la banqueta se señalan en siguiente apartado.

Aquí se señalan las características correspondientes a cada material utilizadas por el programa:

GRAVEL BED (GB)						
	Unit weight		Mohr-Coulomb parameters		Other physical and mechanical parameters	
	Non saturated unit weight $\gamma_{(non\ saturated)}$	20 kN/m ³	Young module	E' 80 Mpa	Type of soil	Gravel
	Saturated unit weight $\gamma_{(saturated)}$	22 kN/m ³	Poisson module	ν' 0,3	Cone penetration	q _c - Mpa
	Effective parameters of the soil		Shear module	G 52 Mpa	Moisture	w %
	Submerged unit weight $\gamma_{(sub)}$	12 kN/m ³	Bulk module	K 10,67 Mpa	Pore index	e 0
	Effective cohesion	c' 0 kPa	Earth pressure coefficient at rest	K ₀ 0,357	Correlation factors for E' and E_u	
	Effective friction angle	Φ' 40 °	Hardening Soil and HSSmall parameters		Sands	
	Dilatancy	Ψ 0 °	Tangent initial module	E _{0ed} 80 Mpa	α Factor according Bowles	α recommended (2 - 4)
	Permeability	k _x = k _y - m/day	Secant module at 50%	E ₅₀ 80 Mpa	Clays	
	Undrained parameters		Unload and reload module	E _{ur} 240 Mpa	α Factor according to Butler	α recommended (100 - 400)
	Shear strength	S _{ur} , C _u - kPa	Unload and reload poisson module	ν_{ur} 0,2		
	Undrained Young module	E _u 92 Mpa	Unload and reload shear module	G _{ur} 100 Mpa		
Undrained shear module	G _u 31 Mpa	Power HS	m 0,5			
Undrained poisson module	ν_u 0,5	Failure ratio	R _f 0,9			
Undrained friction angle	Φ_u °	Initial shear module	G ₀ 500 Mpa			
		Shear resistant at 0,7 G	$\gamma_{0,7}$ 2E-04			
HOLOCENE (1HOL)						
	Unit weight		Mohr-Coulomb parameters		Other physical and mechanical parameters	
	Non saturated unit weight $\gamma_{(non\ saturated)}$	15 kN/m ³	Young module	E' 34 Mpa	Type of soil	Sand
	Saturated unit weight $\gamma_{(saturated)}$	18 kN/m ³	Poisson module	ν' 0,3	Cone penetration	q _c 11 Mpa
	Effective parameters of the soil		Shear module	G 22,1 Mpa	Moisture	w 22 %
	Submerged unit weight $\gamma_{(sub)}$	8 kN/m ³	Bulk module	K 4,53 Mpa	Pore index	e 0,17
	Effective cohesion	c' 0 kPa	Earth pressure coefficient at rest	K ₀ 0,549	Correlation factors for E' and E_u	
	Effective friction angle	Φ' 27 °	Hardening Soil and HSSmall parameters		Sands	
	Dilatancy	Ψ 0 °	Tangent initial module	E _{0ed} 34 Mpa	α Factor according Bowles	α 3 recommended (2 - 4)
	Permeability	k _x = k _y - m/day	Secant module at 50%	E ₅₀ 34 Mpa	Clays	
	Undrained parameters		Unload and reload module	E _{ur} 102 Mpa	α Factor according to Butler	α 130 recommended (100 - 400)
	Shear strength	S _{ur} , C _u 105 kPa	Unload and reload poisson module	ν_{ur} 0,2		
	Undrained Young module	E _u 39 Mpa	Unload and reload shear module	G _{ur} 42,5 Mpa		
Undrained shear module	G _u 13 Mpa	Power HS	m 0,5			
Undrained poisson module	ν_u 0,5	Failure ratio	R _f 0,9			
Undrained friction angle	Φ_u 0 °	Initial shear module	G ₀ 212,5 Mpa			
		Shear resistant at 0,7 G	$\gamma_{0,7}$ 2E-04			
WESTKAPPELLE GROUND I CLAY (6W1C)						
	Unit weight		Mohr-Coulomb parameters		Other physical and mechanical parameters	
	Non saturated unit weight $\gamma_{(non\ saturated)}$	15 kN/m ³	Young module	E' 28,26 Mpa	Type of soil	Clay
	Saturated unit weight $\gamma_{(saturated)}$	20 kN/m ³	Poisson module	ν' 0,3	Cone penetration	q _c 7 Mpa
	Effective parameters of the soil		Shear module	G 18,37 Mpa	Moisture	w 25 %
	Submerged unit weight $\gamma_{(sub)}$	10 kN/m ³	Bulk module	K 3,768 Mpa	Pore index	e 0,19
	Effective cohesion	c' 0 kPa	Earth pressure coefficient at rest	K ₀ 0,5	Correlation factors for E' and E_u	
	Effective friction angle	Φ' 0 °	Hardening Soil and HSSmall parameters		Sands	
	Dilatancy	Ψ 0 °	Tangent initial module	E _{0ed} 28,26 Mpa	α Factor according to Josepi	α 3 recommended (2 - 4)
	Permeability	k _x = k _y 0 m/day	Secant module at 50%	E ₅₀ 28,26 Mpa	Clays	
	Undrained parameters		Unload and reload module	E _{ur} 84,78 Mpa	α Factor according to Butler	α 130 recommended (100 - 400)
	Shear strength	S _{ur} , C _u 217 kPa	Unload and reload poisson module	ν_{ur} 0,2		
	Undrained Young module	E _u 33 Mpa	Unload and reload shear module	G _{ur} 35,33 Mpa		
Undrained shear module	G _u 11 Mpa	Power HS	m 1			
Undrained poisson module	ν_u 0,5	Failure ratio	R _f 0,9			
Undrained friction angle	Φ_u 0 °	Initial shear module	G ₀ 176,6 Mpa			
		Shear resistant at 0,7 G	$\gamma_{0,7}$ 2E-04			
WESTKAPPELLE GROUND I SAND (6W1S)						
	Unit weight		Mohr-Coulomb parameters		Other physical and mechanical parameters	
	Non saturated unit weight $\gamma_{(non\ saturated)}$	16 kN/m ³	Young module	E' 96,5 Mpa	Type of soil	Sand
	Saturated unit weight $\gamma_{(saturated)}$	19 kN/m ³	Poisson module	ν' 0,3	Cone penetration	q _c 32 Mpa
	Effective parameters of the soil		Shear module	G 62,73 Mpa	Moisture	w 25 %
	Submerged unit weight $\gamma_{(sub)}$	8,5 kN/m ³	Bulk module	K 12,87 Mpa	Pore index	e 0,20
	Effective cohesion	c' 0 kPa	Earth pressure coefficient at rest	K ₀ 0,409	Correlation factors for E' and E_u	
	Effective friction angle	Φ' 36 °	Hardening Soil and HSSmall parameters		Sands	
	Dilatancy	Ψ 0 °	Tangent initial module	E _{0ed} 96,5 Mpa	α Factor according to Josepi	α 3 recommended (2 - 4)
	Permeability	k _x = k _y 8,6 m/day	Secant module at 50%	E ₅₀ 96,5 Mpa	Clays	
	Undrained parameters		Unload and reload module	E _{ur} 289,5 Mpa	α Factor according to Butler	α 130 recommended (100 - 400)
	Shear strength	S _{ur} , C _u - kPa	Unload and reload poisson module	ν_{ur} 0,2		
	Undrained Young module	E _u - Mpa	Unload and reload shear module	G _{ur} 120,6 Mpa		
Undrained shear module	G _u - Mpa	Power HS	m 0,5			
Undrained poisson module	ν_u -	Failure ratio	R _f 0,9			
Undrained friction angle	Φ_u - °	Initial shear module	G ₀ 603,1 Mpa			
		Shear resistant at 0,7 G	$\gamma_{0,7}$ 2E-04			

Figura 4-33 Características de los materiales para Plaxis



4.5.2. Análisis de elementos finitos con PLAXIS

En este capítulo se describe el análisis realizado por el método de elemento finito (software de PLAXIS). Plaxis es un paquete de elementos finitos que se ha desarrollado específicamente para el análisis de la deformación y de la estabilidad en proyectos geotécnicos de ingeniería. En este caso, los cálculos se han desarrollado en 2D bajo hipótesis de tensión plana.

El mallado empleado es único para cada prueba, asegurando el número máximo de elementos finitos triangulares de 15 nodos posibles, haciendo tan grande como sea posible los puntos de la integración del Gauss donde se calculan las tensiones, para los puntos nodales, donde se estiman las dislocaciones.

Las fijaciones empleadas son las generales en este tipo de proyectos, permitiendo dislocaciones verticales en bordes laterales pero dislocaciones no horizontales, y ningunas dislocaciones en la parte inferior de la geometría.

La geometría ha de ser lo más fiel posible a la realidad, utilizando un sistema 2D de varias capas de suelo, una banqueta trapezoidal y una fina capa que actúa de cimentación. Un ejemplo de cómo sería la geometría:

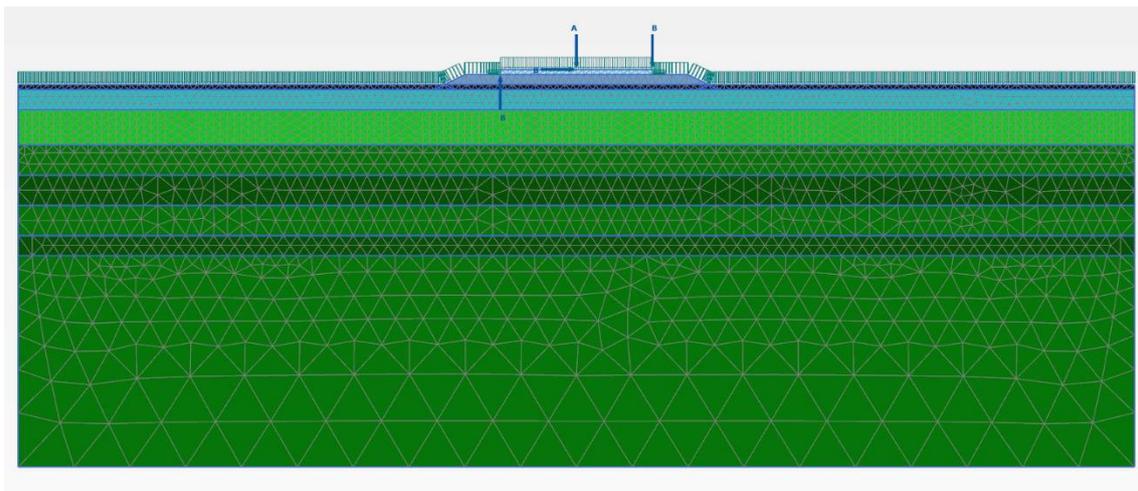


Figura 4-34 Geometría y mallado introducidos en Plaxis

La configuración de la carga depende del 2D de la geometría y de la hipótesis de la tensión del plan. Las cargas introducidas en el software se han reducido a la carga por el metro en la dirección de z. El momento se ha convertido a un esfuerzo de torsión con una d distante igual a la anchura de la fundación.

Las dimensiones del mallado generado, para evitar problemas del límite y facilitar un análisis comparativo de cada caso de la carga, siguen siendo la anchura de seis diámetros y la profundidad de tres diámetros.

La carga aplicada a la cimentación bajo condiciones de trabajo se puede simplificar como una carga vertical monolítica y cíclica V, la carga horizontal H, y momento M. El cociente del momento al componente horizontal indica si una estructura es propensa un desplazamiento o falta del vuelco. Una cimentación circular sujeta a la acción de las cargas



combinadas se considera un problema tri-dimensional. Para lograr cálculos en análisis de la tensión plana, algunos pasos preliminares deben ser realizados. Según la DNV Classification Notes 30.4 (1992), el área circular de la cimentación se ha transformado en rectangular con la misma área y momento de inercia.

4.5.3. Fases del cálculo

El análisis de la tensión-deformación se ha realizado con las fases siguientes:

- 1) **Situación inicial.** Análisis K0. Generación de tensiones iniciales.

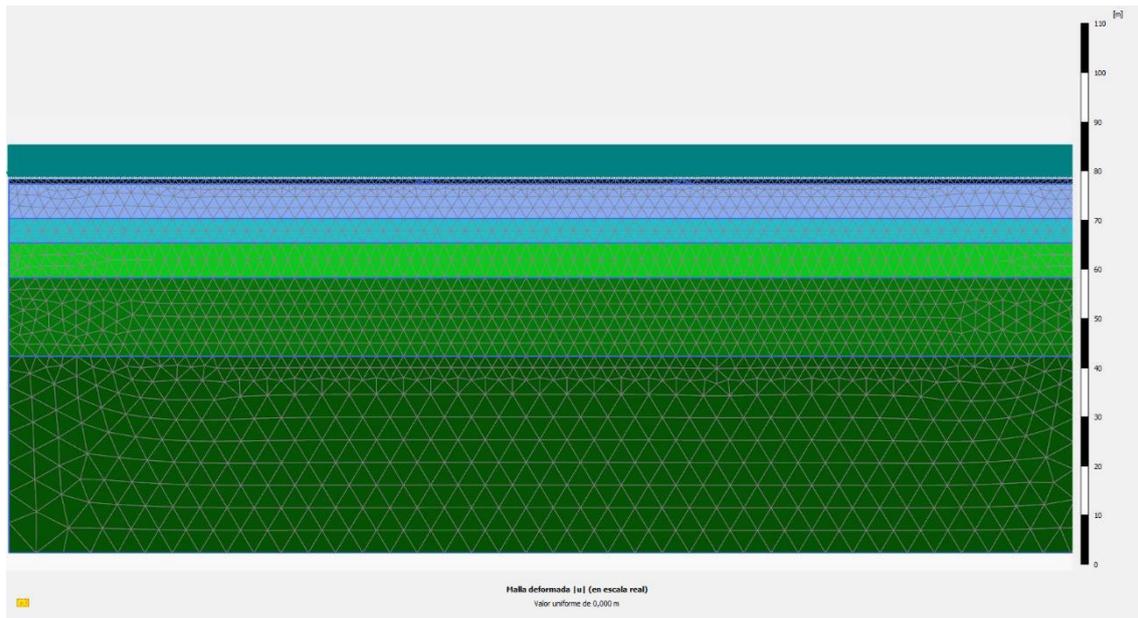


Figura 4-35 Fase 1 de cálculo en Plaxis

- 2) **Dragado.** Extracción de la capa baja necesaria de holoceno (a partir de 1 a 5 m)

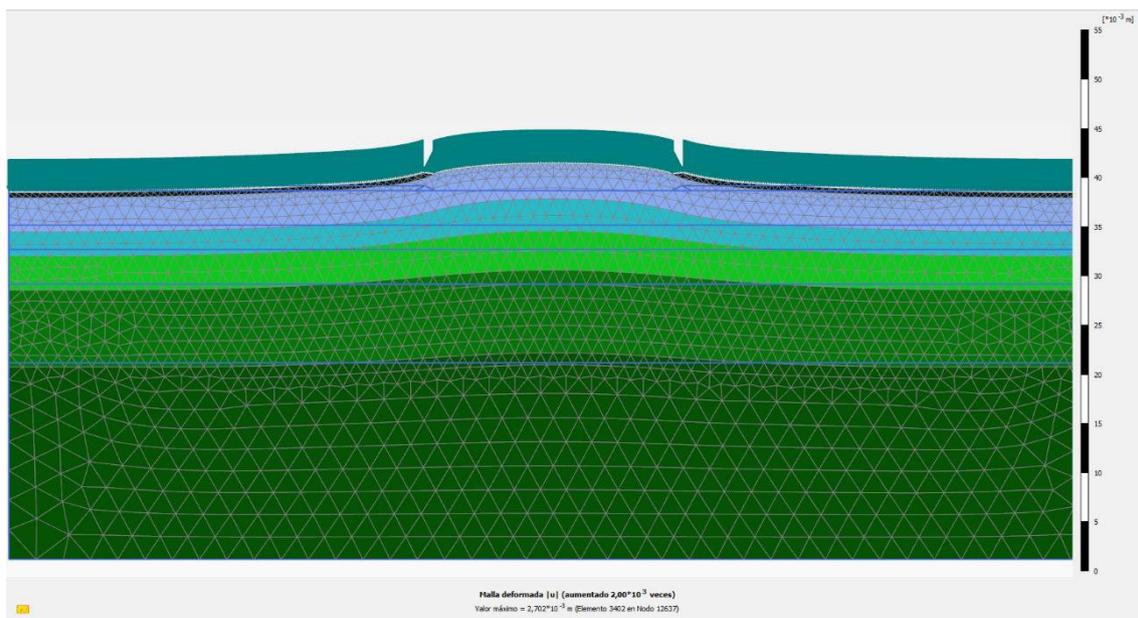


Figura 4-36 Fase 2 de cálculo en Plaxis



3) **Instalación de la banqueta.** Simulación de la instalación de la banqueta.

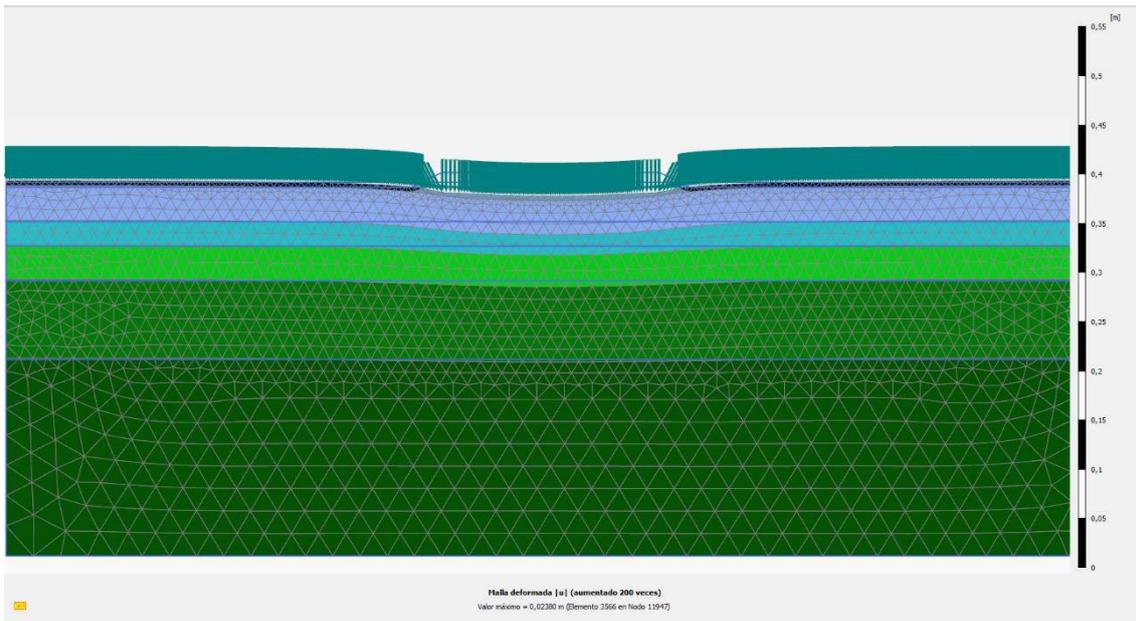


Figura 4-37 Fase 3 de cálculo en Plaxis

4) **Instalación de la turbina de la cimentación y de viento.** Simulación de la instalación de los elementos estructurales, activando la carga vertical.

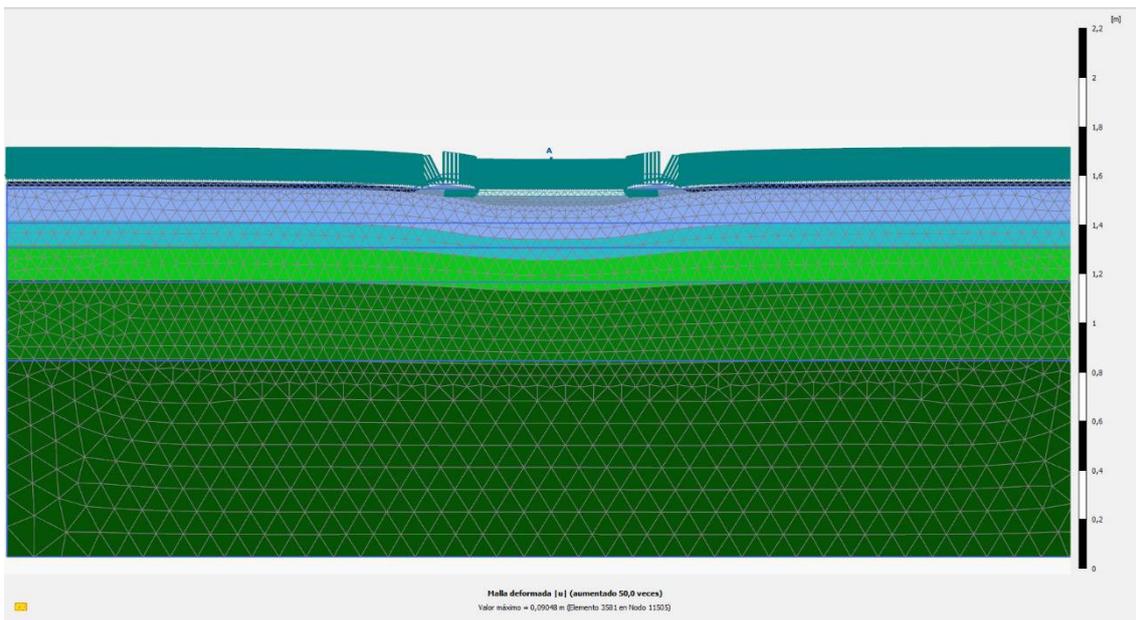


Figura 4-38 Fase 4 de cálculo en Plaxis



- 5) **Simulación de efectos ambientales.** Simulación de acciones ambientales, activando las cargas y el momento torsor horizontales.

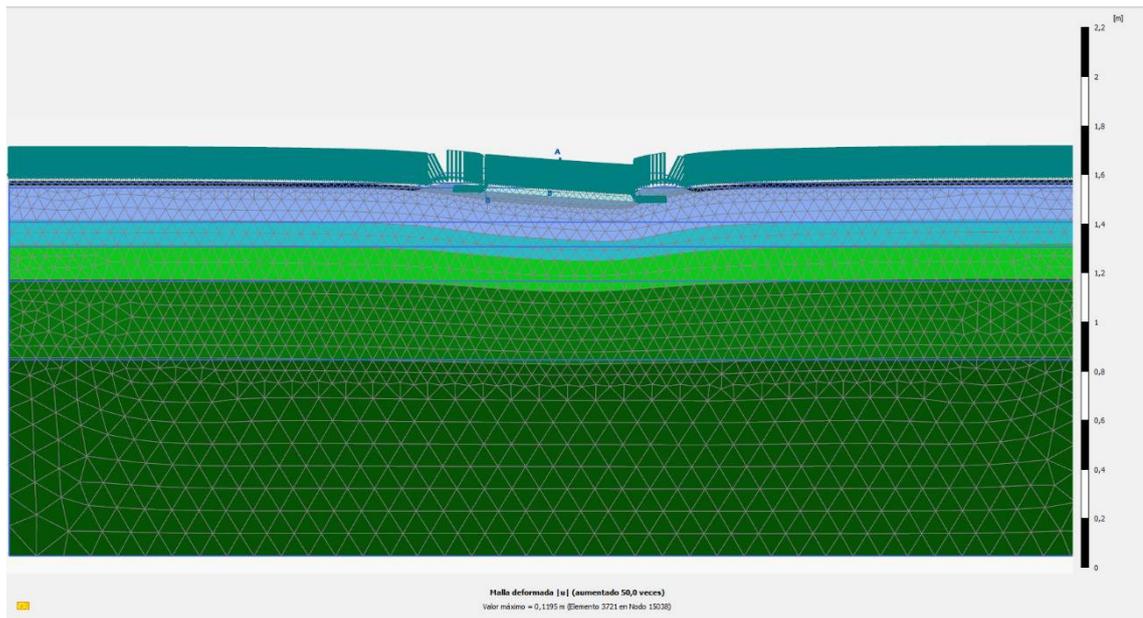


Figura 4-39 Fase 5 de cálculo en Plaxis

4.5.4. Modos de fallo

Finalmente hemos sometido a nuestra cimentación a las cargas para el fallo. Las cargas finalmente obtenidas se resumen en la siguiente tabla:

CARGAS TOTALES			
Carga horizontal	F _{xy}	=	55 MN
Carga vertical	F _z	=	-248,7 MN
Momento	M	=	683,5 MN
Empuje	E	=	103,4 MN
Fuerza vertical total	V	=	-145,3 MN

Tabla 4-10 Cargas totales sobre la estructura

Para poder ser aplicadas se ha tenido que calcular la geometría efectiva que utilizaremos en el programa. Como ya dijimos se ha de transformar en un cuadrado de igual área por lo que hemos obtenido:

$$A_{\text{octógono}} = 2l^2(1 + \sqrt{2})$$

$$A_{\text{cuadrado}} = B^2$$

$$B = L = 32,8 \text{ m}$$

El perfil del mallado se ha tomado de las prospecciones vistas anteriormente gracias al CPT e incluye cinco capas de los dos tipos de suelos. Las capas superiores tienen una densidad de nodo de 0,6 mientras que las inferiores tan solo de 0,8. El ancho total es de 7 diámetros (229,6 m) y la profundidad alcanza los 3 diámetros (98,4m). La banqueta se encuentra centrada y con



una pequeña modificación: se ha dimensionado con 3 metros de espesor para evitar problemática con el mallado y la transmisión de esfuerzos.

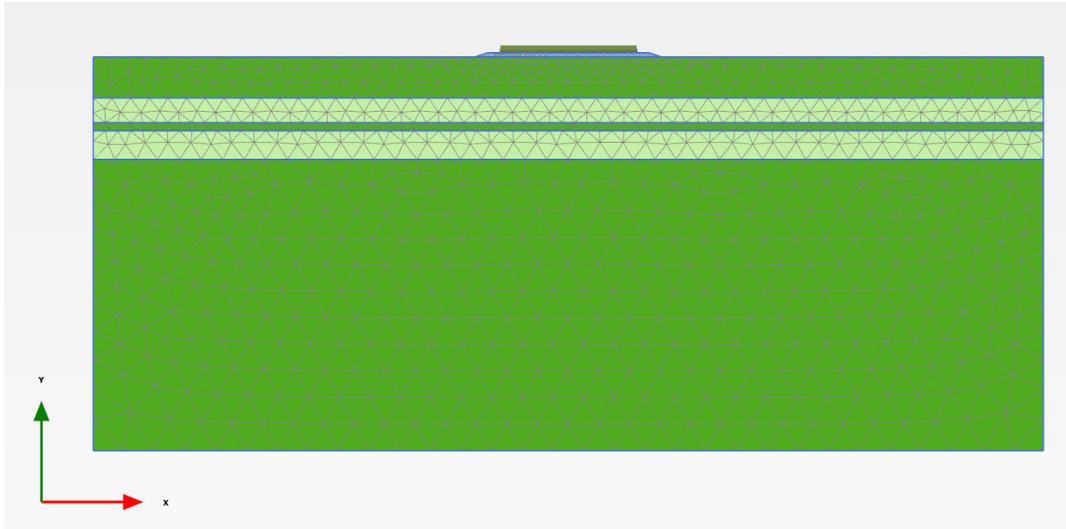


Figura 4-40 Esquema final de cálculo en Plaxis

Por último se detallan las capas de suelos con las que se han llevado a cabo los cálculos:

BANQ	γ^* =	12,0	kN/m ³	E^* =	80,0	Mpa			
	c^* =	0,0	kPa	v^* =	0,3		H_1	=	3 m
	ϕ^* =	40,0	°	q_c^* =	-	Mpa			
6W1C	γ^* =	20,0	kN/m ³	E^* =	32,6	Mpa			
	c^* =	217,4	kPa	v^* =	0,5		H_2	=	10 m
	ϕ^* =	0,0	°	q_c^* =	7,3	Mpa			
6W1S	γ^* =	8,5	kN/m ³	E^* =	96,5	Mpa			
	c^* =	0,0	kPa	v^* =	0,3		H_3	=	5 m
	ϕ^* =	36,2	°	q_c^* =	32,2	Mpa			
6W1C	γ^* =	20,0	kN/m ³	E^* =	32,6	Mpa			
	c^* =	217,4	kPa	v^* =	0,5		H_4	=	2 m
	ϕ^* =	0,0	°	q_c^* =	7,3	Mpa			
6W1S	γ^* =	8,5	kN/m ³	E^* =	96,5	Mpa			
	c^* =	0,0	kPa	v^* =	0,3		H_5	=	7 m
	ϕ^* =	36,2	°	q_c^* =	32,2	Mpa			
6W1C	γ^* =	20,0	kN/m ³	E^* =	32,6	Mpa			
	c^* =	217,4	kPa	v^* =	0,5		H_6	=	5 m
	ϕ^* =	0,0	°	q_c^* =	7,3	Mpa			
6W1C	γ^* =	20,0	kN/m ³	E^* =	32,6	Mpa			
	c^* =	217,4	kPa	v^* =	0,5		H_7	=	4 m
	ϕ^* =	0,0	°	q_c^* =	7,3	Mpa			
6W1C	γ^* =	20,0	kN/m ³	E^* =	32,6	Mpa			
	c^* =	217,4	kPa	v^* =	0,5		H_8	=	4 m
	ϕ^* =	0,0	°	q_c^* =	7,3	Mpa			
6W1C	γ^* =	20,0	kN/m ³	E^* =	32,6	Mpa			
	c^* =	217,4	kPa	v^* =	0,5		H_9	=	3 m
	ϕ^* =	0,0	°	q_c^* =	7,3	Mpa			

* The correspondent to clay or sand

Tabla 4-11 Estratificación de suelo y banqueta para Plaxis



- **HUNDIMIENTO:** La carga vertical se modela como la carga vertical excéntrica del diseño, simulando la carga del momento.

$$\left(eccentricity = \frac{Moment\ load}{vertical\ load} \right)$$

Para determinar el fallo, ambos componentes se incrementan en la misma proporción hasta que se alcance el fallo. El factor de seguridad es el factor que se multiplica necesario para causar derrumbamiento.

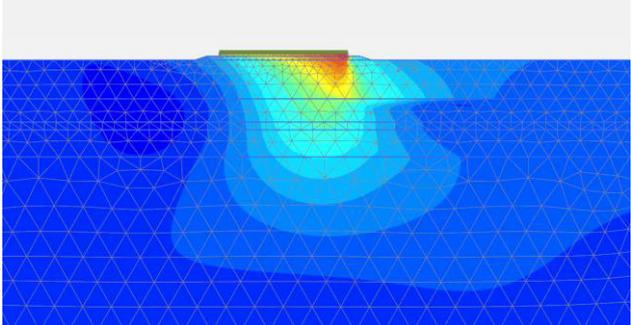
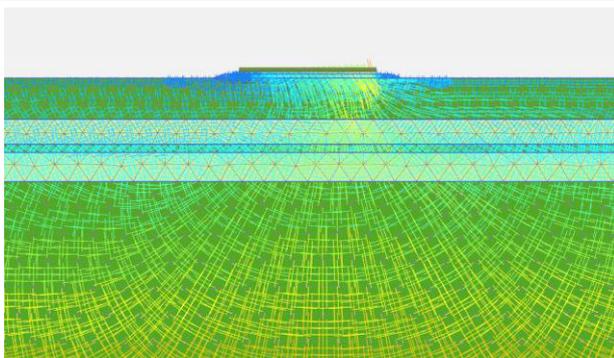
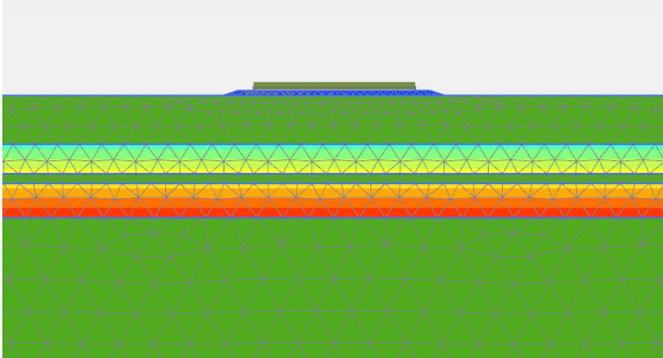
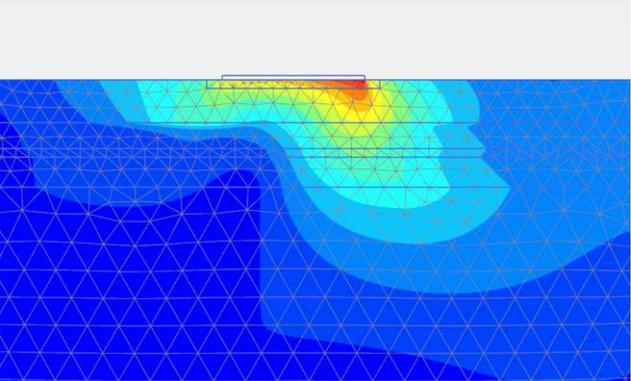
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center; color: red;">SAFETY FACTOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="color: red;">ZONE 1A</td> <td style="text-align: center; color: red;">3,25</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	SAFETY FACTOR		ZONE 1A	3,25							<p style="text-align: center;">DEFORMACIONES</p> 
SAFETY FACTOR											
ZONE 1A	3,25										
<p style="text-align: center;">TENSIONES</p> 	<p style="text-align: center;">PRESIONES INTERSTICIALES (Pactive)</p> 										

Tabla 4-12 Resumen de hundimiento en Plaxis

- **VUELCO PLÁSTICO:** La carga vertical se modela como la carga vertical excéntrica del diseño. El diseño de la banqueta se modela como interfaz con sus características mecánicas. Para determinar el fallo, el componente horizontal se incrementa gradualmente, que hace que la excentricidad aumente también hasta que se alcance el hundimiento.

<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center; color: red;">SAFETY FACTOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="color: red;">ZONE 1A</td> <td style="text-align: center; color: red;">2,9</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	SAFETY FACTOR		ZONE 1A	2,9							<p style="text-align: center;">DEFORMACIONES</p> 
SAFETY FACTOR											
ZONE 1A	2,9										

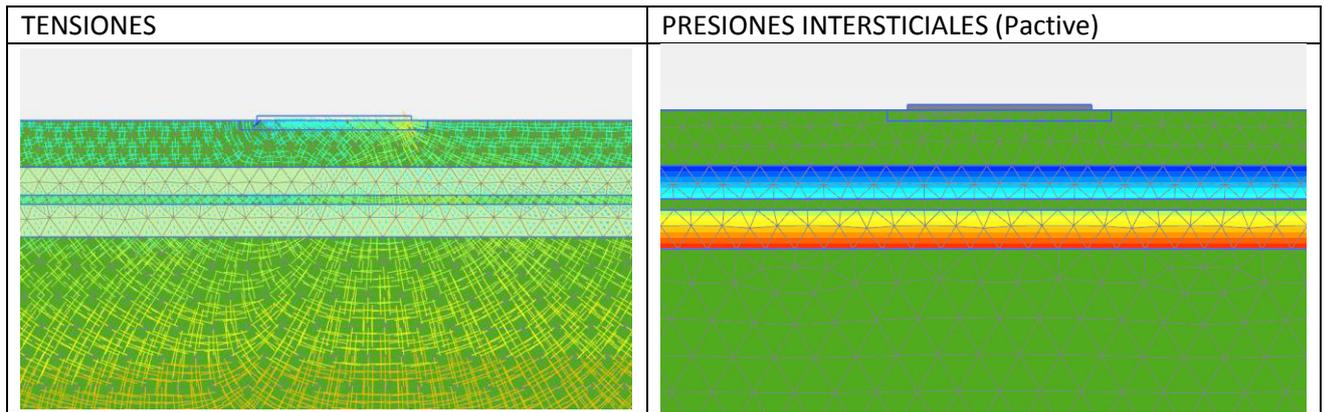


Tabla 4-13 Resumen de vuelco plástico en Plaxis

- **DESPLAZAMIENTO:** Un modelo 2D de tensión plana de la cimentación se modela, considerando un cajón con el peso equivalente a la estructura entera. Se ha utilizado con el objetivo de comprobar el contacto cimentación-suelo. Para ello, se ha impuesto un desplazamiento capaz de movilizar la resistencia a deslizamiento sobre una interfaz compuesta de las mismas características mecánicas de la banqueta. El factor de seguridad se calcula de la comparación entre la fuerza horizontal de fallo y la componente horizontal de diseño.

La fuerza de reacción para un ϕ de 32° (como dice la ROM. Si utilizamos la DNV, serían 36° , pero minorado = $\tan \phi / 1,15$ obtienes un ϕ minorado de $32,28$. Más restrictivo 32), es de 2.917 kN . Si hacemos $V/\tan \phi$ con $V = 145,3 \text{ MN}/29,9$ de la base efectiva = 4.863 kN , tenemos $4.863 * \tan 32 = 3.039 \text{ kN}$ como Hrotura. Es decir, factores de seguridad (con $H = 55 \text{ MN}/29,87 = 1.841 \text{ kN}$) = $1,65$ y $1,58$.

Desplazamientos totales $0,1297 \text{ m}$.

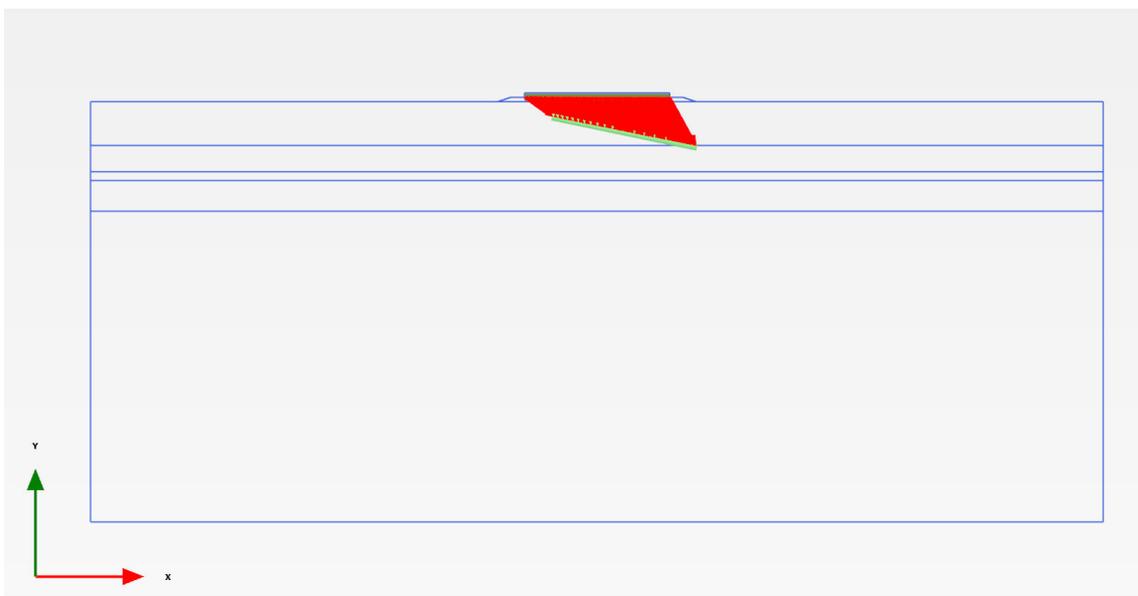


Figura 4-41 Desplazamientos totales para deslizamiento



Desplazamientos verticales máximos y mínimos = 0,1139 m y 0,045 m, es decir, asiento diferencial = 6,89 cm.

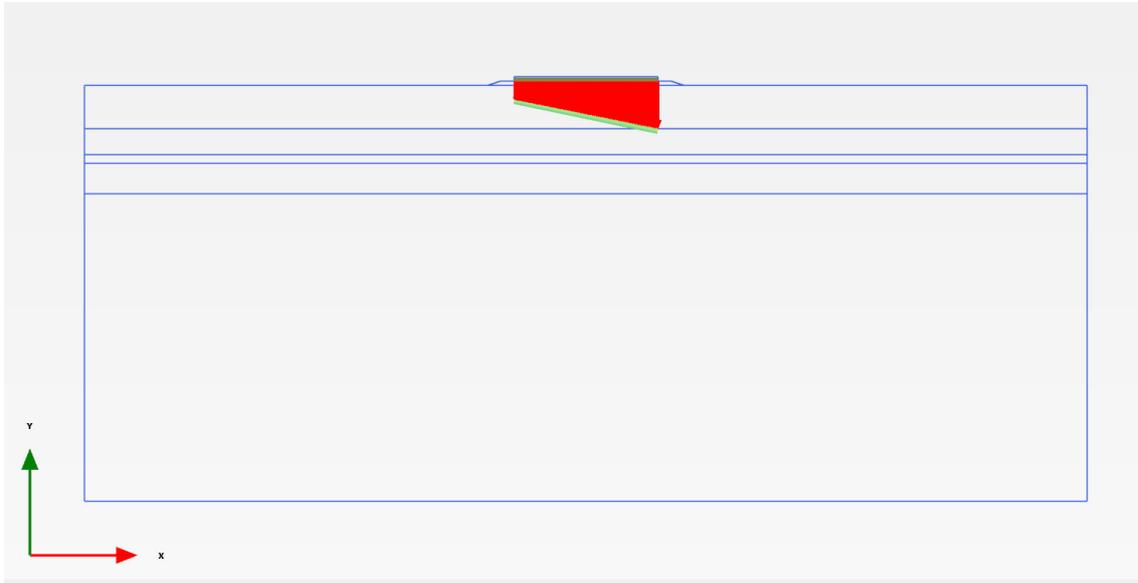


Figura 4-42 Desplazamientos verticales para deslizamiento

Respecto a las tensiones, la máxima es 780 kN/m² y la mínima 351,8 kN/m² (la máxima donde está el mayor desplazamiento y la mínima lo contrario).

Sin embargo hay que tener en cuenta que marca las tensiones efectivas igual que las totales. Para obtenerlo bien, dejamos las totales como están, que están bien, y le restamos la presión intersticial a la efectiva:

$$\sigma' = \sigma - u$$

“u” será la altura del nivel freático que tienes. Son 35 m en este caso, por lo tanto,

$$\sigma' = \sigma - 350 \frac{kN}{m^2}$$

Por lo tanto quedarían en la máxima es de 430 kN/m² y la mínima 1,81 kN/m²



5. DISEÑO DEFINITIVO

5.1. GEOMETRÍA DEFINITIVA

Las siguientes tablas resumen los valores geométricos de la cimentación, dividido en solera, fuste, torre y lastre. El fuste incluye las paredes exteriores, las paredes interiores y el cilindro interior al fuste que sirve de base para la torre. Por su parte la torre hace referencia al tronco de cono que se apoya sobre el cilindro interior al fuste y se eleva hasta servir de apoyo a la torre del aerogenerador. Por último el lastre incluye todos los volúmenes interiores a las celdas del fuste, los cuales serán rellenados por agua para su transporte y finalmente de barita de gran densidad hasta un punto determinado y a partir de ahí por arena.

SOLERA	VALOR	UDS
Altura	0,65	m
Ancho	36	m
Apotema	18	m
Perímetro	119,3	m
Lado	14,9	m
Área en planta	1.073,6	m ²
Volumen	697,8	m ³
Área zapata	115,98	m ²
Volumen zapata	75,38	m ³
Densidad	2.500	kg/m ³
Peso	1.744.667	kg

Tabla 5-1 Geometría y peso de solera

FUSTE	VALOR	UDS
Altura	10	m
Ancho	34	m
Apotema	17	m
Perímetro	112,7	m
Lado	14,08	m
Espesor paredes	0,4	m
Área paredes Ext.	55,67	m ²
Área paredes Int.	25,60	m ²
Área cilindro	36,57	m ²
Área pards+cilind	117,84	m ²
Área octógono	957,66	m ²
Diámetro cilindro	10	m
Espesor en cilindro	0,6	m
Volumen	1.178,4	m ³
Densidad	2.500	kg/m ³
Peso	2.946.014	kg



Tabla 5-2 Geometría y peso del fuste

TORRE	VALOR	UDS
Altura sobre LAT	20	m
Punto más alto	50,00	m
Altura total	39,35	m
Espesor en cono	0,055	m
Diámetro en base	10	m
Pérdida por metro	0,102	m/m
Volumen	108,5	m ³
Densidad	7.850	kg/m ³
Peso	840.281	kg

Tabla 5-3 Geometría y peso de la torre de cimentación

LASTRE	VALOR	UDS
Altura total	10	m
Area	839,8	m ²
Volumen total	8.398	m ³
Densidad media	2.300	kg/m ³
Peso total	19.315.887	kg
Densidad barita	2.900	kg/m ³
Altura barita	4	m
Densidad arena	1.900	kg/m ³
Altura arena	6	m

Tabla 5-4 Geometría y peso del lastre

En la unión de las paredes exteriores con las interiores se utilizan acuartelamientos con relación base/altura comprendida entre 1:1 y 2:1. La altura suele variar entre 0,20 – 0,25m. En la unión de las paredes interiores también se disponen chaflanes con relación base/altura 1:1 y altura variable entre 0,20 –0,25m

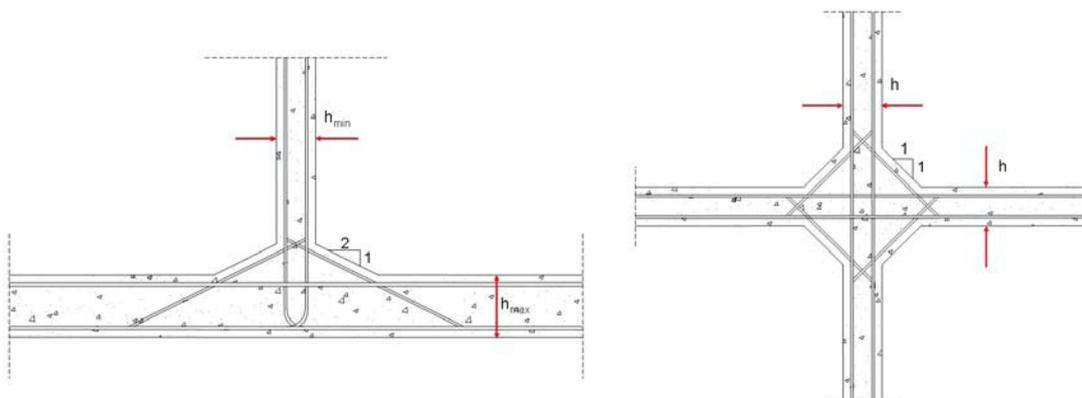


Figura 5-1 Acuartelamiento y chaflanes en paredes interiores



5.2. ARMADURAS

La elaboración de la ferralla, longitudes de anclaje, solapes, refuerzos, etc, debe responder, en términos genéricos, a lo establecido en el Art. 66 de la EHE. Sin embargo, la ejecución y control de las armaduras en estas obras de cajones armados presenta particularidades muy específicas que deben ser objeto de análisis especial dado que suele ser el mayor condicionante para regular el ritmo de deslizado del cajón. A este efecto resulta necesario estudiar, en cada caso:

- La distribución y composición de los equipos de trabajo. Existe un condicionante severo que es el reducido espacio de trabajo y que puede llevar a ciertos desfases en el ritmo de colocación de las armaduras por los diferentes equipos que estén trabajando. Por ello, es necesario tener un buen programa de prevención para no tener accidentes con personal no siempre cualificado.
- Los sistemas de control que se van a emplear, puesto que es muy complejo realizar un seguimiento constante de las armaduras colocadas en cada celda del cajón.
- Los niveles de atado adecuados han de ser compatibles con la ubicación de los pasos entre celdas. Tiene que evitarse el posible movimiento de las armaduras por presiones excesivas de los encofrados o separadores y durante la fase de hormigonado.

En general contaremos con unos 300kg de armaduras por cada metro cuadrado de hormigón.

ARMADURAS		
Proporción	300	kg/m ³
Solera	209.360	kg
Fuste	353.522	kg
Total	562.882	kg

Tabla 5-5 Peso de las armaduras en la estructura

5.3. BANQUETA

Como ya se ha comentado en el proceso constructivo, previo al fondeo de la estructura en su lugar definitivo se prepara una banqueta que transmita los esfuerzos de manera efectiva al fondo marino. Se ha diseñado con un sobrancho de 3 metros con respecto a la base y un espesor de 1 metro pues la sensibilidad de la excavación es de +/- 0.5 metros.

BANQUETA		
Altura	1	m
Ancho	42	m
Apotema	21	m
Perímetro	139,18	m
Lado	17,39	m
Área en planta	1.461,4	m ²
Volumen	1.461,4	m ³

Tabla 5-6 Geometría de la banqueta

Como uno de los enlaces más importantes del proyecto, la banqueta se asegura de que las tensiones inducidas por la estructura siga estando dentro de límites aceptables. La banqueta también crea un primer, el nivel crucial para alcanzar la verticalidad especificada de



la turbina y asegura de que el peso de cada cimentación está transferido correctamente al subsuelo. Las banquetas consisten en dos capas: una capa filtrante circular hasta 0,55 m debajo del nivel de la cimentación, seguido por una capa circular de la grava hasta nivel base de la estructura. El diámetro de partícula de la capa filtro variaría desde 0/63 mm de grava de machaqueo mientras que la capa superior de grava tendría un rango de 10/80 mm de diámetro.

La instalación de las banquetas se realiza usando el Seahorse (DPFV). El recipiente es de la clase 2 del DP con una capacidad de cargamento de la roca de 18.000 toneladas. La colocación de la grava con el Seahorse es alcanzada transfiriendo la grava de los asimientos del recipiente en un sistema del *fallpipe* que se pueda dirigir exactamente por medio de un vehículo teledirigido (ROV) equipado de los empujadores. El *fallpipe* ROV (FPROV) también se equipa del equipo más avanzado del momento (viga multi incluyendo Echosounders) y de las cámaras, que permiten verificar y supervisar el progreso de los trabajos y documentar el estado *as-built*.



Figura 5-2 Embarcación Seahorse para colación de la banqueta

La grava fue colocada después de pistas predefinidas. Una vez que el volumen requerido de material fue llevado al fondo, la nivelación de precisión fue alcanzada con una herramienta de nivelación diseñada para la ocasión. Esto aseguró que la nivelación local en las superficies de ambas capas. La herramienta fue instalada en el extremo inferior del *fallpipe* y arrastrada cuidadosamente a través del área hasta que las tolerancias de la instalación fueran alcanzadas.

Una superficie casi perfectamente horizontal de capa de grava se puede conseguir en todas las banquetas, mientras que un permiso para la inclinación de $0,75^\circ$ fue incluido en el diseño. En 30 kilómetros de la orilla, y con profundidades de agua de casi 30 metros, esto es un logro único, especialmente en vista de las dimensiones de las superficies (de aproximadamente 700 m^2 , equivalentes a dos campos adyacentes del baloncesto).



5.4. PROTECCIÓN AL SOCAVAMIENTO

Es fundamental que una vez tengamos dimensionada y colocada la banqueta la protejamos del fenómeno de socavación que se produce en la base de las estructuras submarinas. Se denomina socavamiento al proceso de excavación y arrastre del lecho marino que experimentan los aledaños de la base, provocado por las corrientes derivadas de las olas y las mareas. Se trata de un tipo de erosión hídrica. Este fenómeno depende del tipo de material del lecho y también de la velocidad de corriente y las olas a las que esté sujeto dicho material.

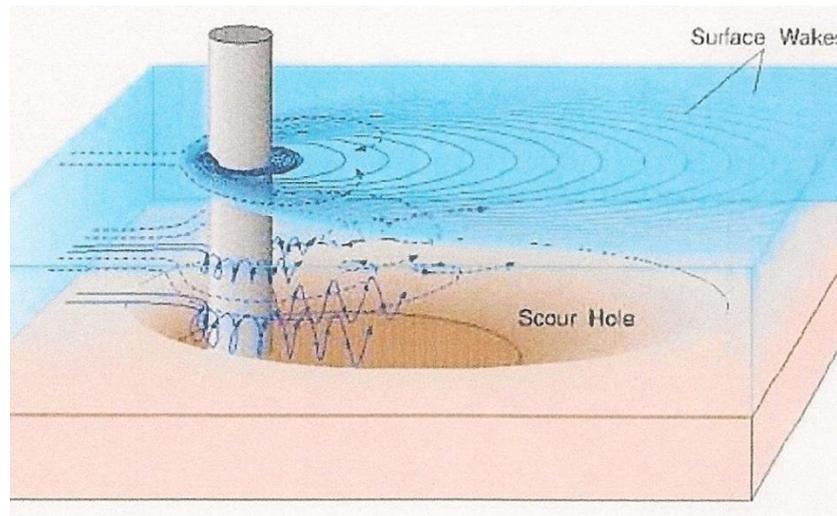


Figura 5-3 Socavamiento marino

Comprobaremos entonces si nuestros materiales de banqueta y de lecho marino necesitan protección frente a este proceso. El cálculo del socavamiento en cimentaciones de gravedad está poco extendido y no es totalmente preciso, sino que se trata de una adaptación del cálculo llevado a cabo en las cimentaciones basadas en pilotes, mucho más extendido y precisado. Se ha acudido a una solución similar a la utilizada para el parque eólico Hornsea, Reino Unido. Para ello se han utilizado las siguientes fórmulas que atienden únicamente a la velocidad de corriente:

$$\frac{S}{D_c} = 8.96 \left(2 \frac{0.5\alpha_c U}{U_{cr}} - 1 \right) \left(\frac{h_c}{D_c} \right)^{1.43} \left(\frac{(0.5\alpha_c U)^2}{gh} \right)^N$$

$$\text{with } U/U_{cr} = 1 \text{ for } U \geq U_{cr}$$

$$\text{and } N = 0.83 \left(\frac{h_c}{D_c} \right)^{0.34}$$

Donde S es la altura necesaria de protección, Dc es el diámetro de la cimentación, α es un parámetro geométrico, U es la velocidad media de corriente (representada en el capítulo anterior), U_{cr} es la velocidad crítica de socavación, h_c es la altura de la cimentación y h es la profundidad del lecho marino. Para poder calcular U_{cr} acudimos a diferentes fórmulas dependiendo de las dimensiones de las partículas de nuestro fondo, diferentes para la banqueta y el lecho. Estas expresiones se han tomado de Leo C. van Rijn en su *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*.



$$\bar{u}_{cr} = 0.19 (d_{50})^{0.1} \log\left(\frac{12h}{3d_{90}}\right) \quad \text{for } 0.0001 \leq d_{50} \leq 0.0005 \text{ m}$$

$$\text{Neill} \quad : \quad \bar{u}_{cr} = 1.4 [(s-1)g d_{50}]^{0.5} \left[\frac{h}{d_{50}}\right]^{1/6}$$

La primera se utiliza para tamaños medianos de partícula (D_{50}) de entre 0,1 y 0,5 mm para la arcilla, mientras que la segunda se usa en gravas cuyos tamaños medianos son mayores de 2 mm, para la banqueteta. El parámetro “s” corresponde a la relación entre la densidad del material y la del agua y el diámetro D_{90} es el que permite pasar un 90% de las partículas y se toma como el doble del D_{50} .

VELOCIDAD CRÍTICA DE CORRIENTE			
GRAVA DE BANQUETA			
Diámetro material mediano	D50	=	0,045 m
Diámetro material al 90%	D90	=	0,09 m
Densidad material	ρ_g	=	1.900 kg/m ³
Densidad agua	ρ_w	=	1.025 kg/m ³
Profundidad	h	=	30 m
	s	=	1,85
Velocidad crítica banqueteta	Ucr1	=	2,54 m/s
ARCILLA DE FONDO			
Diámetro material mediano	D50	=	0,0001 m
Diámetro material al 90%	D90	=	0,0002 m
Profundidad	h	=	30 m
Velocidad crítica banqueteta	Ucr2	=	0,44 m/s

Tabla 5-7 Cálculos de velocidades críticas para el scour protection

Con estos datos que hemos obtenido tan sólo tendríamos que introducirlos en las fórmulas propuestas anteriormente para obtener la altura de protección necesaria.

SCOUR PROTECTION			
SOCAVACION EN LA BANQUETA			
Diámetro de la base	Dc	=	36 m
Constante geométrica	α	=	2,1
Altura de cimentación	hc	=	10,65 m
Profundidad	hc	=	30 m
Parámetro N	N	=	0,55
Velocidad corriente promedio	U	=	0,52 m/s
Vel. crítica para la banqueteta	Ucr	=	2,54 m/s
Altura de socavación banqueteta	S	=	-0,73 m
Vel. crítica para la arcilla	Ucr	=	0,44 m/s
Altura de socavación arcilla	S	=	1,91 m

Tabla 5-8 Cálculos de necesidad de protección contra la socavación



Lo que nos da el resultado de una necesidad de protección para la arcilla del lecho marino pero no para la grava utilizada en la banquetta. De todas maneras, se prevé que sea utilizado sobre ambas superficies para mayor seguridad. Los cálculos llevados a cabo se considerarán preliminares para decidir la necesidad de protección o no, pero el dimensionamiento se realizará con otros procedimientos.

Se tomará una disposición en forma circular y para determinar su radio el USACE (Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos) propone un dimensionamiento conservativo al simplificar la planta a un círculo. El diámetro total que ocupa la protección será de 2,5 veces el radio de la circunferencia en la que el octógono está circunscrito, o lo que es lo mismo, una corona circular de 0,75 veces el diámetro alrededor de la cimentación. En total se cubre un área de 5.288 m².

DIMENSIONES DEL SCOUR PROTECTION			
Diámetro total	D	=	90 m
Área diametral	A	=	6.361 m ²
Área de scour	At	=	5.288 m ²
Espesor de la protección	e	=	1,1 m
Volumen	V	=	5.816 m ³

Tabla 5-9 Dimensiones de la protección al socavamiento

El material que compone el recubrimiento consta de dos capas para evitar que al colocar una capa de gran tamaño de diámetro sobre una de pequeño diámetros se produzcan filtraciones a través de los huecos, por eso se hace progresivamente. Una primera capa de grava de machaqueo de diámetros máximo y mínimo de 10/80 mm con una media de 50 mm y un espesor de capa de 50 cm se sitúa sobre el lecho. Sobre esta primera capa se coloca otra de grava de cantera de 60 cm de espesor y con mayor dimensión de partícula, un diámetro máximo de 400 mm impuesto por la *fallpipe* (la misma que se ha utilizado para la banquetta) que lo va a colocar y con un tamaño medio de 250 mm.

Por último comprobaremos que la protección diseñada no sufre levantamiento de sus componentes debido a los esfuerzos a los que está sometida. Acudimos al mismo documento de Leo y sumamos algunas fórmulas a los datos que ya habíamos obtenido anteriormente.

Comenzaremos calculando la tensión al corte crítica para la cual las partículas serían levantadas del fondo.



$$\theta_{cr} = \tau_{b,cr} / [(\rho_s - \rho)gd_{50}] = \text{critical Shields parameter}$$

$$D_* = [(s-1)g/v^2]^{1/3}d_{50} = \text{particle parameter}$$

$$\tau_{b,cr} = \text{time-averaged critical bed-shear stress.}$$

$$\theta_{cr} = 0.24 D_*^{-1} \quad \text{for } 1 < D_* \leq 4$$

$$\theta_{cr} = 0.14 D_*^{-0.64} \quad \text{for } 4 < D_* \leq 10$$

$$\theta_{cr} = 0.04 D_*^{-0.1} \quad \text{for } 10 < D_* \leq 20$$

$$\theta_{cr} = 0.013 D_*^{0.29} \quad \text{for } 20 < D_* \leq 150$$

$$\theta_{cr} = 0.055 \quad \text{for } D_* > 150$$

Una vez tenemos la tensión crítica debemos saber si la tensión que opera en nuestros elementos supera la crítica. Si la superara significaría que se produciría el levantamiento y de este modo habría que reconsiderar el tamaño de los elementos. Se consigue sumando la tensión producida por la corriente más la tensión producida por el oleaje. La producida por la corriente utiliza las siguientes fórmulas iterativas:

$$\tau_{b,c} = \frac{\rho g(\bar{u})^2}{18^2 \log^2\left(\frac{12h}{k_s + 3.3v/u_{*,c}}\right)} \quad u_{*,c} = (\tau_{b,c} / \rho(1025))^{0,5}$$

Mientras que la producida por el oleaje utiliza estas 4 también iterativamente:

$$\tau_{b,w} = 0.25 \rho f_w (\hat{U}_\delta)^2 \quad f_w = \exp[-6 + 1.4(\hat{U}_{\delta,cr})^{-0.19}]$$

$$(\hat{U}_{\delta,cr})^2 = 0.21 (2\hat{A}_{\delta,cr}/d_{50})^{0.5} (s-1)gd_{50} \quad \hat{A}_{\delta,cr} = \hat{U}_{\delta,cr} T/2\pi$$

LEVANTAMIENTO DE LA PROTECCION

Densidad grava	ρ_g	=	2.400	kg/m3
Densidad agua	ρ_w	=	1.025	kg/m3
	s	=	2,34	
Viscosidad	v	=	0,000001	m2/s
Diámetro material mediano	D50	=	0,25	m
Diámetro material 90%	D90	=	0,37	m
Diámetro de partícula	D*	=	5.900	
Parámetro de Shields	θ_{cr}	=	0,055	
	ks	=	1,11	
	u^*,c	=	0,036	
Tensión de corte corriente	$\tau_{b,c}$	=	1,32	N/m2
	\hat{U}_{cr}	=	2,01	
	\hat{A}_{cr}	=	4,29	
	f_w	=	0,0084	
Tensión de corte oleaje	$\tau_{b,w}$	=	8,75	N/m2
Tensión de corte total	$\tau_{b,cw}$	=	10,07	N/m2
Tensión de corte crítica	$\tau_{b,cr}$	=	185,3	N/m2

Tabla 5-10 Cálculos del levantamiento de la protección a la socavación



Lo que nos da una tensión total de 10 N/m^2 , muy inferior a la necesaria para el levantamiento de 185 N/m^2 . Se puede afirmar que la protección no sufrirá daño alguno



6. PLANIFICACIÓN

Se abordará la construcción del cajón sin tener en cuenta los procesos previos auxiliares tales como preparación de la pontona auxiliar o transporte y colocación de acopios en el puerto. Se considera, pues, que todo está preparado para comenzar la ejecución. Los turnos de trabajo son de 8 horas y se realizan dos consecutivos al día, trabajando todas las jornadas de la semana. En total son 112 horas a la semana.

Siguiendo el proceso explicado anteriormente, se calcularía el tiempo dedicado a la construcción de la siguiente manera:

- 1) Construcción de la solera, dividido en tres fases: instalación del armazón de la solera, colocación del mallado y vertido del hormigón. En total ocuparía dos días completos.
- 2) Construcción del cajón, separado en dos fases fundamentales: desplazamiento vertical de la estructura al hormigonarse (a razón de unos 20 cm/h) y la botadura del cajón en el agua y su desprendimiento del cajón flotante. Se llevaría a cabo a lo largo de 4 días.
- 3) Estimando una eficiencia del 85% tendríamos que añadir un día más a todo el proceso.

En total se estima que el proceso de construcción de cada cajón tomaría 7 días. Teniendo en cuenta que el total del parque son 50 elementos, completar la construcción de todas las cimentaciones nos llevaría 50 semanas, prácticamente un año completo. En la siguiente imagen podemos ver las zonas del puerto de Gijón que serán utilizadas para la construcción e instalación de la torre. La zona rectangular inferior corresponde a la pontona auxiliar, la del medio al cajonero y la zona superior es la zona de amarre para colocación de la torre. El área sombreada sobre el puerto se trata del área dedicada a los acopios y operaciones auxiliares especificadas anteriormente.

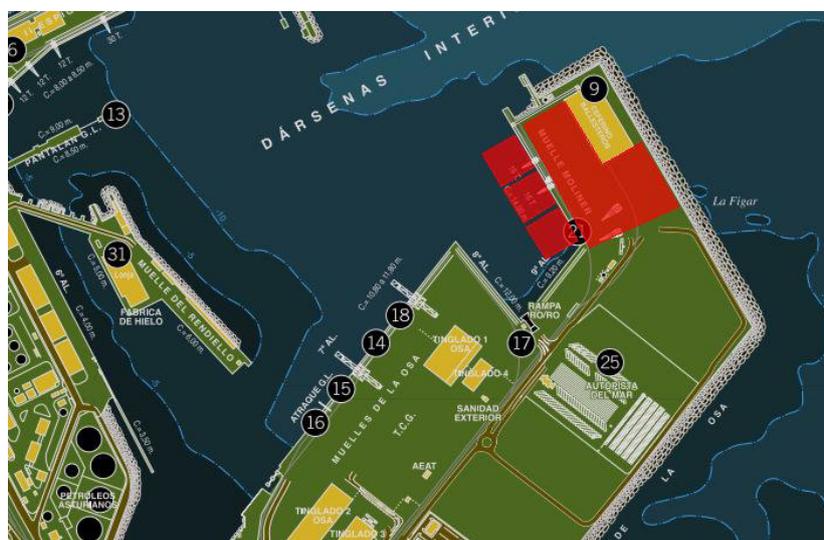


Figura 6-1 Detalle de la zona de construcción en el puerto de Gijón



Tras la construcción completa nos tomará otro día más para remolcarla hasta la zona del puerto en que se amarra para poder instalar la torre y la instalación de la torre propiamente dicha, dividida en dos tramos. Una vez que la torre está situada sobre la cimentación, se lastra con agua y se traslada hasta el puerto de Ostende, cercano al punto de la instalación y desde donde se recogerán las cimentaciones para ser fondeadas por la embarcación *Rambiz*. La distancia recorrida por el remolcador hasta la costa belga es de 1.237 km, 668 millas náuticas. La velocidad media al remolque es de 4 nudos, por lo que tardaría unas 167 horas en el desplazamiento que son 7 días completos por lo que necesitaríamos 2 remolcadoras para cumplir la producción.

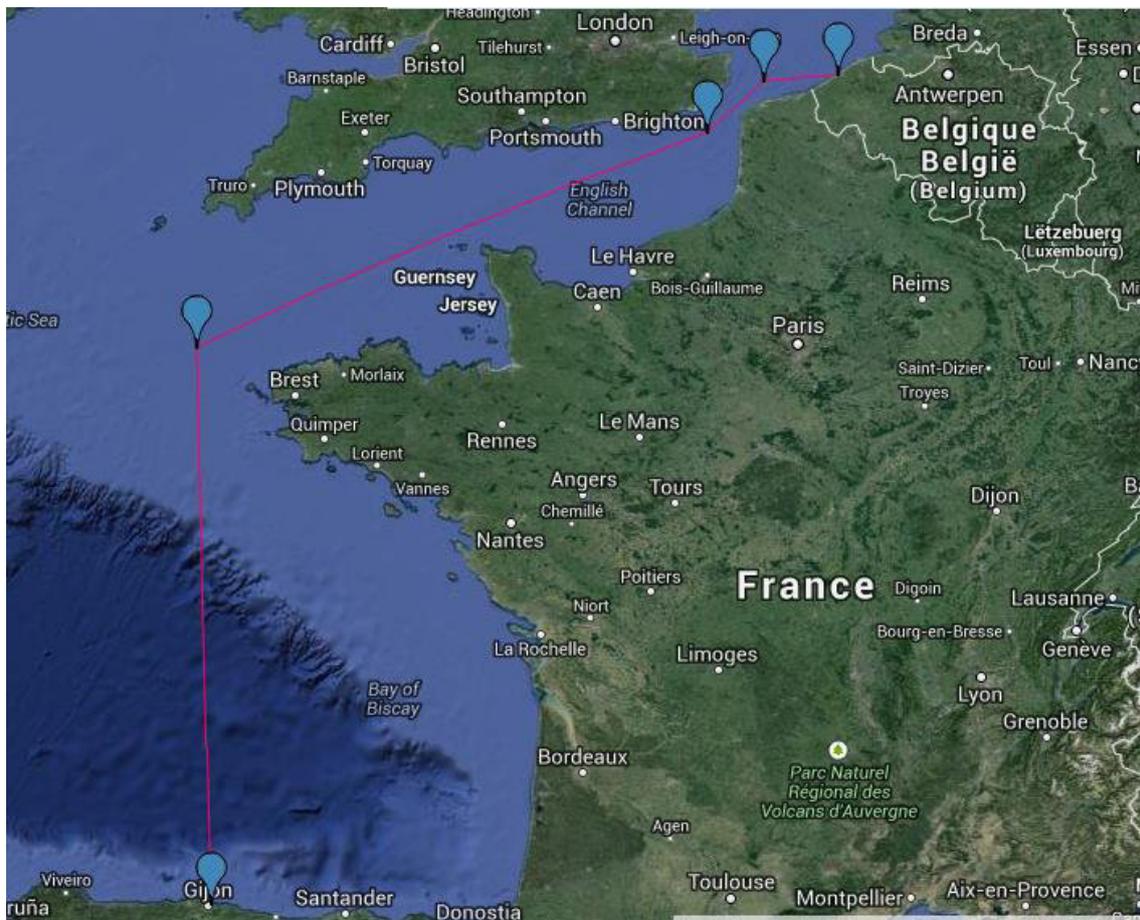


Figura 6-2 Traslado de las estructuras al puerto de Ostende

Sin embargo el proceso de instalación de las cimentaciones no se lleva a cabo durante todo el año, sino que se reserva para los seis meses en que las condiciones metaoceánicas son más favorables, de abril a septiembre ambos inclusive. Para estos meses se considera una altura de ola significativa $H_s = 1,5$ m. que es aceptable para el fondeo de las estructuras. Por esta razón se tendrán que acopiar las estructuras en el puerto hasta que lleguen los meses favorables. En total se tendrán que acopiar un máximo de 25 cimentaciones en el momento en que se comienzan las labores de fondeo al principio de abril.

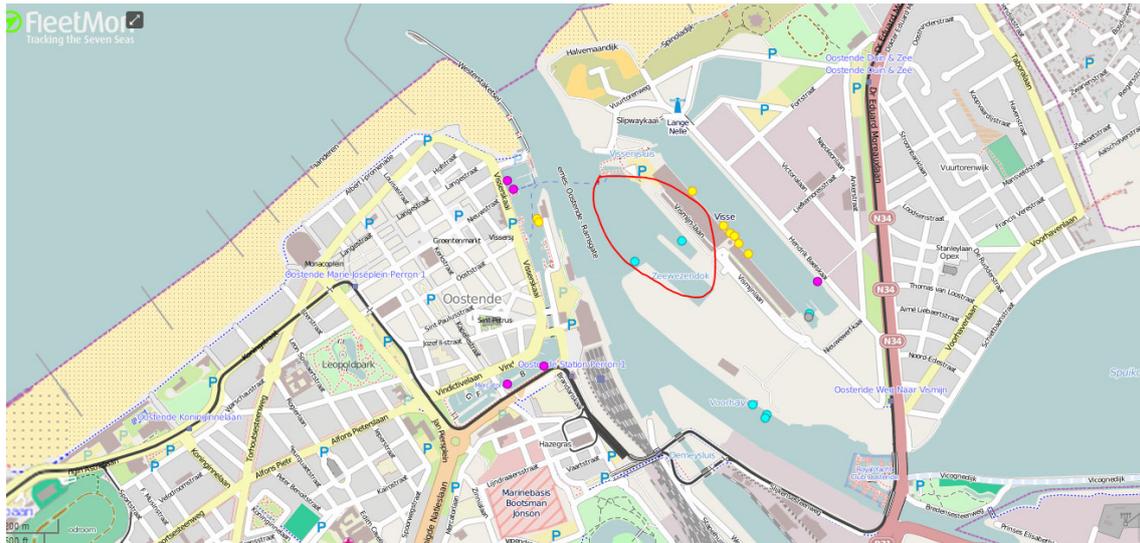


Figura 6-3 Detalle del acopio en el puerto de Ostende

Por su parte las labores de fondeo se realizarían a lo largo de un día completo, al que hay que sumar el tiempo empleado en trasladar las estructuras al lugar indicado y también la vuelta de la embarcación. La distancia media al puerto de Ostende es de 41 km (22 millas náuticas) y se estima una velocidad media de la *Rambiz* de 4 nudos por lo que tardaría 11 horas entre la ida y la vuelta. El total del tiempo empleado en el fondeo es de dos días completos por lo que tan solo nos llevará 100 días las tareas de fondeo de todas las cimentaciones. Esto supone dividir el trabajo en 2 periodos: el primero dura desde el comienzo del periodo estival hasta que se acaben los elementos que colocar y el segundo dura desde que se hayan acopiado un número determinado de cajones otra vez hasta el final de la construcción. De este modo construcción y colocación terminarían conjuntamente y se ahorrarían los tiempos intermedios de alquiler de naves. El número de cajones que han de estar acopiados para optimizar el proceso se explicará más adelante.

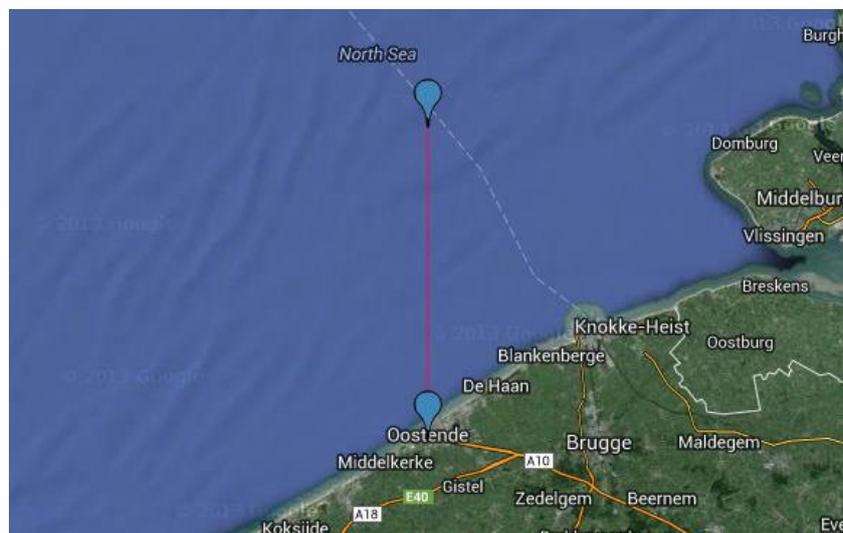


Figura 6-4 Traslado hasta su localización final



La planificación para la construcción y el transporte de cada cimentación consta de un ciclo de 15 días. La colocación en su punto exacto se analiza aparte pues tiene que ser acopiado un número variable de días y su ciclo dura dos días.

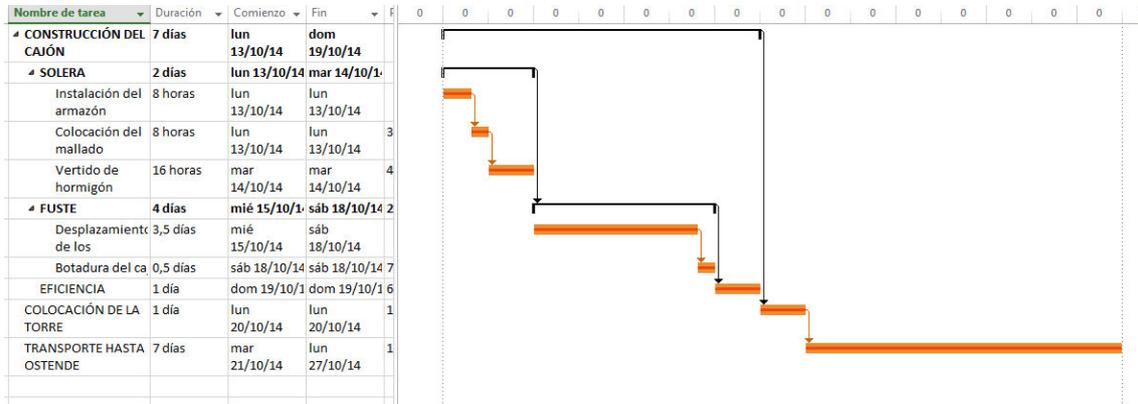


Figura 6-5 Programación de la construcción y transporte de una estructura

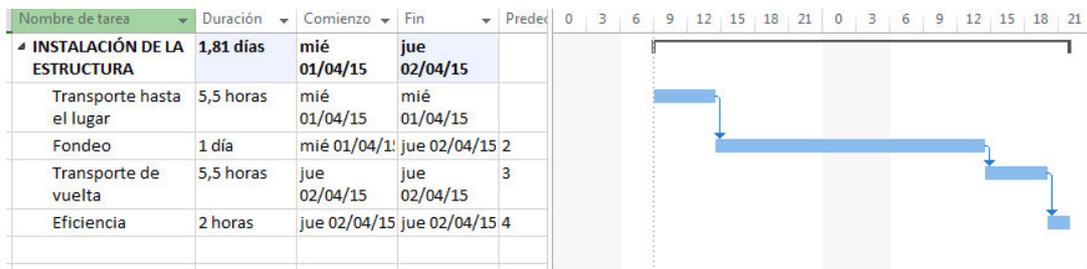


Figura 6-6 Programación de la instalación de la estructura

Por lo tanto la planificación completa para cada cajón será la siguiente:

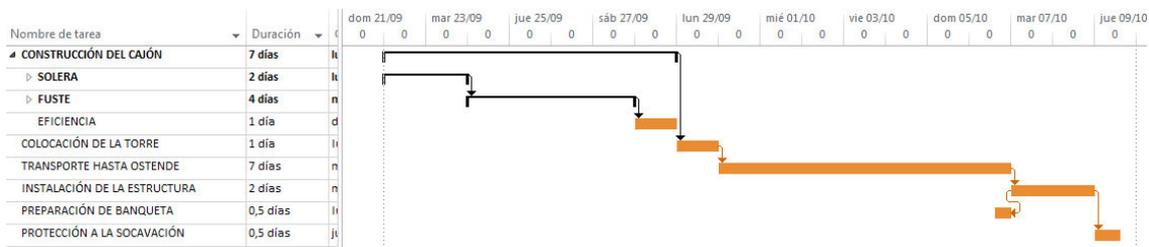


Figura 6-7 Programación completa

6.1. PLANIFICACIÓN DEL PARQUE

Una vez tenemos el plan para una cimentación hay que realizar la planificación temporal de todo el parque. Como hemos comentado, la construcción se alarga durante todo un año mientras que la instalación solo se realiza de abril a septiembre. El proceso comenzaría el 22 de septiembre con la construcción del primer cajón, y el lunes de cada semana se dispondría de una unidad más. El día 30 de septiembre, tras un día dedicado a la instalación de la torre, se transportaría dicho cajón hasta el puerto de Ostende (llegando el día martes 7 de octubre), donde será acopiado para su posterior colocación cuando las condiciones



metaoceánicas sean favorables. Este ciclo se repetirá 50 veces hasta que todas las estructuras hayan sido completadas finalizando la construcción el día 7 de septiembre.

Una vez llegado el comienzo de abril se inician las labores de instalación. El ciclo de instalación tan sólo dura dos días por lo que en 72 días se habrán colocado los cajones trasladados hasta el puerto. El número máximo de cimentaciones simultáneas en el puerto de Ostende es de 25 unidades. El día 11 de junio, habiendo instalado ya 36 elementos, se pararán las labores de instalación al no disponer de más estructuras y se retomarían el 20 de agosto para terminar el día 17 de septiembre con las restantes. Ese mismo día terminarían las labores de cimentación. Se ha programado para que haya dos semanas en las que todavía las estructuras puedan ser fondeadas por si hubiera algún retraso imprevisto.

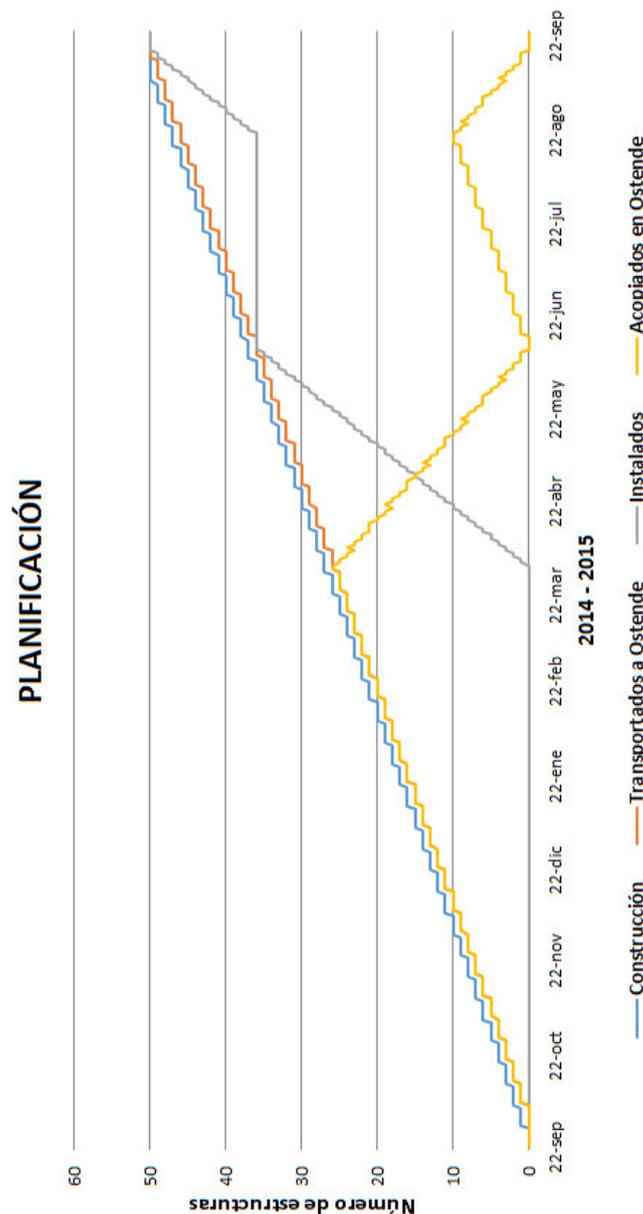


Figura 6-8 Programación del parque



7. ESTUDIO ECONÓMICO

Se ha realizado un estudio económico sobre una estructura y también sobre la totalidad del parque a desarrollar. En la columna de la estructura los costes se refieren a los referidos a una única cimentación, mientras que la columna parque hace referencia a las 50 cimentaciones que forman el conjunto. Para ello se han tenido en cuenta tres aspectos diferentes fundamentales:

- 1) **Construcción del cajón:** En lo relativo al hormigón se incluído todo lo relativo al dique flotante, encofrados, medios auxiliares, mano de obra, materiales, planta de hormigón, etc. En el apartado de las armaduras se incluye medios auxiliares, mano de obra, materiales y parque de ferralla.

CONSTRUCCIÓN CAJÓN			ESTRUCTURA	PARQUE
Hormigón	m3	€/m3	€	€
Losa	697	136	94.909	4.745.495
Fuste	1.178	136	160.263	8.013.159
Losa superior		136	0	0
Armadura	kg	€/kg	€	€
Losa	209.360	1,25	261.700	13.085.006
Fuste	353.521	1,25	441.902	22.095.108
Losa superior		1,25	0	0
PARCIALES			958.775	47.938.769

Tabla 7-1 Resumen del estudio económico de la construcción del cajón

- 2) **Adquisición e instalación torre metálica:** Al igual que en el apartado anterior se han considerado los gastos de mano de obra, adquisición y transporte.

ADQUISICIÓN E INSTALACIÓN DE LA TORRE METÁLICA		ESTRUCTURA	PARQUE	
Material Torre metálica	kg	€/kg	€	€
Acero	840.281	2,37	1.991.468	99.573.409
Instalación torre metálica	d	€/d	€	€
Grúas	1	1.500	1.500	75.000
PARCIALES			1.992.968	99.648.409

Tabla 7-2 Resumen del estudio económico de la instalación de la torre metálica

- 3) **Operaciones marítimas.** Para el subapartado de operaciones marítimas se ha considerado que se podrían realizar dos unidades de dragado, banqueta, relleno y protección frente a la socavación en un mismo día. Por lo tanto se ha estimado la mitad de una jornada para cada cimentación. Cabe destacar el precio desproporcionado del relleno MagnaDense, que replantearía el proyecto si se atendieran criterios económicos.



OPERACIONES MARÍTIMAS			Estructura	Parque
Materiales	m3	€/m3	€	€
Banqueta	1.461	25	36.533	1.826.681
Relleno Arena	5.038	0	0	0
Relleno MagnaDense	3.359	350	1.175.749	58.787.482
Scour protection	5.816	36	209.408	10.470.405
Operaciones marítimas	d	€/d	€	€
Dragado	0,5	80.000	40.000	2.000.000
Banqueta	0,5	100.000	50.000	2.500.000
Relleno	0,5	80.000	40.000	2.000.000
Scour protection	0,5	100.000	50.000	2.500.000
Instalación (remolcador)	7	9.600	67.200	3.360.000
PARCIALES			1.668.891	83.455.569

Tabla 7-3 Resumen del estudio económico de las operaciones marítimas

Lo que nos da unos costes totales unitarios ligeramente superiores a 4.600.000 €, con un total de más de 230 millones de euros para todo el parque.

COSTES TOTALES	CIMENTACIÓN	PARQUE
Construcción del cajón	958.775	47.938.769
Adquisición e instalación torre metálica	1.992.968	99.648.409
Operaciones marítimas	1.668.891	83.455.569
TOTAL	4.620.634	231.042.748

Tabla 7-4 Resumen de costes totales

Podemos comprobar que la adquisición e instalación de torres metálicas es el aspecto más caro, seguido de cerca por las operaciones marítimas (con el relleno de alta densidad a la cabeza) y en un segundo plano queda la construcción del cajón.

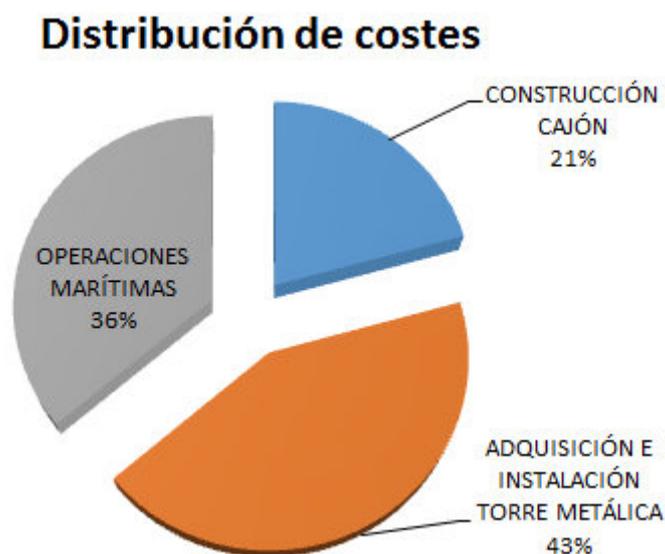


Figura 7-1 Distribución de costes para la cimentación offshore



8. LISTA DE FIGURAS

8.1. FIGURAS

Figura 2-1 Diagrama de capacidad de los proyectos instalados hasta 2010.....	12	
Figura 2-2 Evolución del mercado eólico offshore en Europa	12	
Figura 2-3 Desglose por países de potencia acumulada	13	
Figura 2-4 Características de cimentaciones offshore	13	
Figura 2-5 Parque Middelgrunden	14	
Figura 2-6 Plataforma Spar Hywind	Figura 2-7 Plataforma semisumergible Windfloat.....	15
Figura 2-8 Plataforma TLP Blue H.....	15	
Figura 3-1 Resultados del CPT	17	
Figura 3-2 Características del aerogenerador	Figura 3-3 Torre sustentadora	19
Figura 3-4 Características del puerto de Gijón.....	19	
Figura 3-5 Planta del puerto de Gijón	20	
Figura 3-6 Detalle de un dique flotante	20	
Figura 3-7 Elementos de construcción del cajón	23	
Figura 3-8 Armadura de la solera.....	24	
Figura 3-9 Pontona con armadura de solera	Figura 3-10 Solera hormigonada.....	24
Figura 3-11 Hormigonado del fuste	25	
Figura 3-12 Botadura del cajón	26	
Figura 3-13 Especificaciones Liebherr LR11000	26	
Figura 3-14 Localización de ThorntonBank	27	
Figura 3-15 Cajón con los dispositivos de remolque instalados	27	
Figura 3-16 Relleno de cajón rectangular	28	
Figura 3-17 Embarcación RAMBIZ.....	28	
Figura 3-18 Proceso de dragado del fondo marino.....	29	
Figura 3-19 Simulación de banqueta circular-octogonal	29	
Figura 3-20 Características de la Barita.....	30	
Figura 4-1 Simulación de la cimentación	Figura 4-2 Simulación de la cimentación con torre instalada	31
Figura 4-3 Diagrama esfuerzos-altura de fuste.....	32	
Figura 4-4 Diagrama excentricidad-altura del fuste.....	33	
Figura 4-5 Diagrama esfuerzos-ancho de solera.....	33	
Figura 4-6 Diagrama tracciones-ancho de solera.....	34	
Figura 4-7 Diagrama esfuerzos de fondeo-espesor de paredes	35	
Figura 4-8 Distribución de velocidad de corriente	37	
Figura 4-9 Diagrama de coeficiente de Morison Cd.....	38	
Figura 4-10 Periodos de onda seno-coseno	39	
Figura 4-11 Perfil de viento sobre la estructura.....	40	
Figura 4-12 Perfil de fuerzas horizontales sobre la estructura	40	
Figura 4-13 Perfil de momentos en la estructura respecto a la base	41	
Figura 4-14 Total de cargas sobre la estructura.....	41	
Figura 4-15 Fases de fallo de una estructura en aguas someras	42	



Figura 4-16 Formas de fallo.....	43
Figura 4-17 Presiones, desplazamientos y modos de fallo para cargas centradas, excéntricas e inclinadas.....	43
Figura 4-18 Fallo con carga excéntrica (Meyerhof) Figura 4-19 Fallo con carga excéntrica (Brinch Hansen)	44
Figura 4-20 Factores de corrección de Brinch Hansen.....	44
Figura 4-21 Geometría del colapso por Brinch Hansen	45
Figura 4-22 a) Homogéneo b) Linealmente heterogéneo c) Estratificado.....	46
Figura 4-23 Fallo de punzonamiento en suelos bicapa por Tcheng.....	47
Figura 4-24 Modos de fallo en suelos bicapa por Meyerhof	47
Figura 4-25 Modo de fallo para suelos bicapa por Soriano	47
Figura 4-26 Métodos simplificados de verificación de colapso (ROM 0.5-05).....	48
Figura 4-27 Cargas en condiciones ideales	49
Figura 4-28 Área efectiva de la cimentación.....	49
Figura 4-29 Esquema de rotura de una banquetta granular apoyada sobre un suelo blando sin drenaje	50
Figura 4-30 Esquema tipo de una cimentación.....	53
Figura 4-31 Esquema de vuelco plástico	55
Figura 4-32 Tensión-deformación para esquema de Mohr-Coulomb	57
Figura 4-33 Características de los materiales para Plaxis	58
Figura 4-34 Geometría y mallado introducidos en Plaxis	59
Figura 4-35 Fase 1 de cálculo en Plaxis	60
Figura 4-36 Fase 2 de cálculo en Plaxis	60
Figura 4-37 Fase 3 de cálculo en Plaxis	61
Figura 4-38 Fase 4 de cálculo en Plaxis	61
Figura 4-39 Fase 5 de cálculo en Plaxis	62
Figura 4-40 Esquema final de cálculo en Plaxis.....	63
Figura 4-41 Desplazamientos totales para deslizamiento	65
Figura 4-42 Desplazamientos verticales para deslizamiento	66
Figura 5-1 Acuartelamiento y chaflanes en paredes interiores	68
Figura 5-2 Embarcación Seahorse para colación de la banquetta	70
Figura 5-3 Socavamiento marino	71
Figura 6-1 Detalle de la zona de construcción en el puerto de Gijón	76
Figura 6-2 Traslado de las estructuras al puerto de Ostende	77
Figura 6-3 Detalle del acopio en el puerto de Ostende	78
Figura 6-4 Traslado hasta su localización final	78
Figura 6-5 Programación de la construcción y transporte de una estructura	79
Figura 6-6 Programación de la instalación de la estructura.....	79
Figura 6-7 Programación completa	79
Figura 6-8 Programación del parque.....	80
Figura 7-1 Distribución de costes para la cimentación offshore.....	82



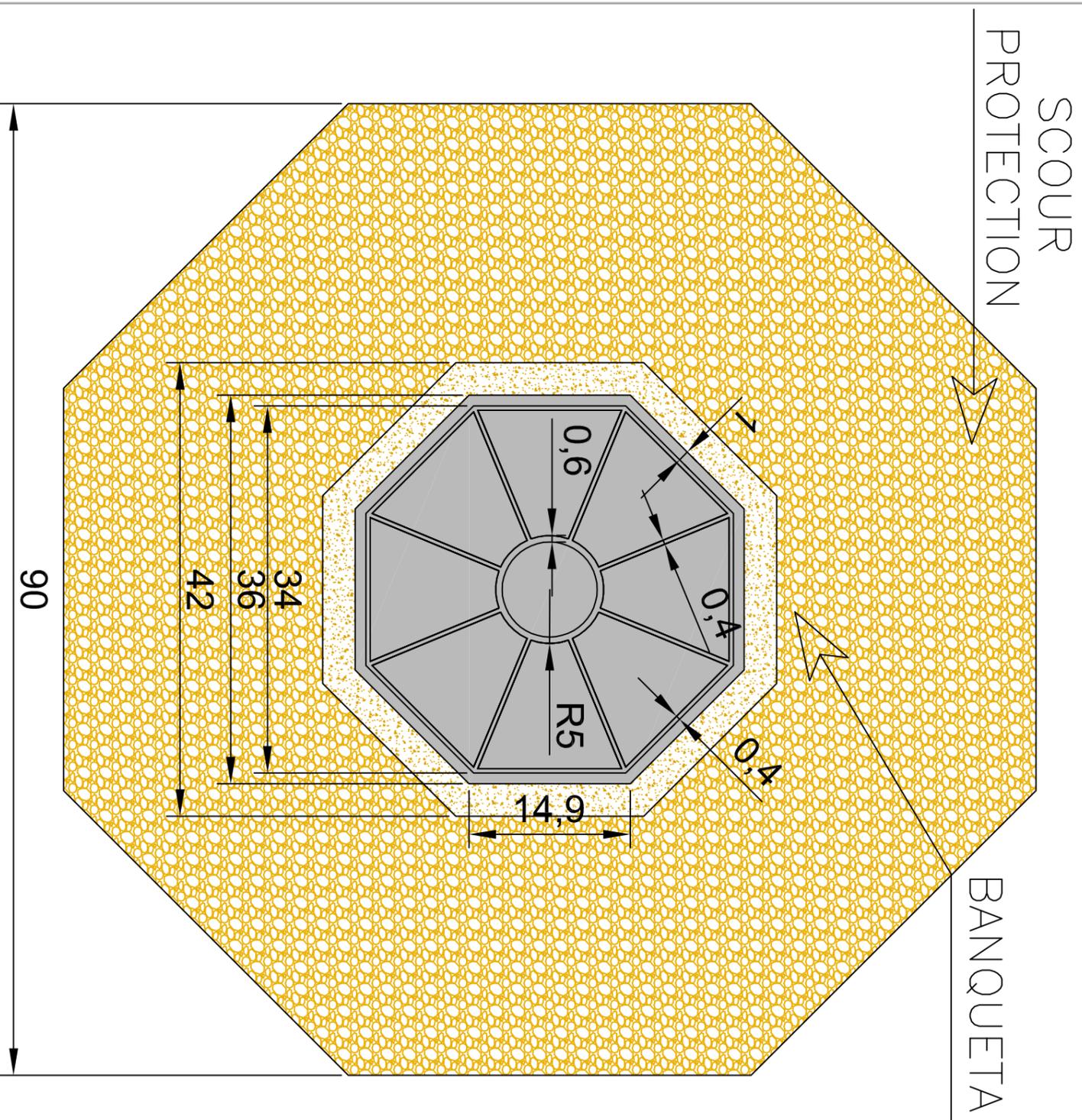
8.2. TABLAS

Tabla 2-1 Resumen de proyectos offshore instalados hasta 2010	11
Tabla 3-1 Condiciones del suelo.....	16
Tabla 3-2 Condiciones metaoceánicas	18
Tabla 3-3 Cargas de la superestructura.....	18
Tabla 3-4 Dimensiones de dragado.....	29
Tabla 4-1 Cargas totales de fondeo.....	35
Tabla 4-2 Flotabilidad de la estructura	36
Tabla 4-3 Caracterización del estado marino.....	37
Tabla 4-4 Geometría efectiva de la cimentación	50
Tabla 4-5 Resultados del hundimiento sin drenaje.....	50
Tabla 4-6 Resultados frente a hundimiento con corrección por banqueta	51
Tabla 4-7 Resultados de resistencia al deslizamiento	54
Tabla 4-8 Cálculo de tracciones en la base	55
Tabla 4-9 Resultados de cálculo de seguridad frente al vuelco plástico.....	56
Tabla 4-10 Cargas totales sobre la estructura.....	62
Tabla 4-11 Estratificación de suelo y banqueta para Plaxis	63
Tabla 4-12 Resumen de hundimiento en Plaxis	64
Tabla 4-13 Resumen de vuelco plástico en Plaxis	65
Tabla 5-1 Geometría y peso de solera	67
Tabla 5-2 Geometría y peso del fuste	68
Tabla 5-3 Geometría y peso de la torre de cimentación.....	68
Tabla 5-4 Geometría y peso del lastre	68
Tabla 5-5 Peso de las armaduras en la estructura	69
Tabla 5-6 Geometría de la banqueta	69
Tabla 5-7 Cálculos de velocidades críticas para el scour protection.....	72
Tabla 5-8 Cálculos de necesidad de protección contra la socavación	72
Tabla 5-9 Dimensiones de la protección al socavamiento	73
Tabla 5-10 Cálculos del levantamiento de la protección a la socavación	74
Tabla 7-1 Resumen del estudio económico de la construcción del cajón	81
Tabla 7-2 Resumen del estudio económico de la instalación de la torre metálica.....	81
Tabla 7-3 Resumen del estudio económico de las operaciones marítimas	82
Tabla 7-4 Resumen de costes totales.....	82

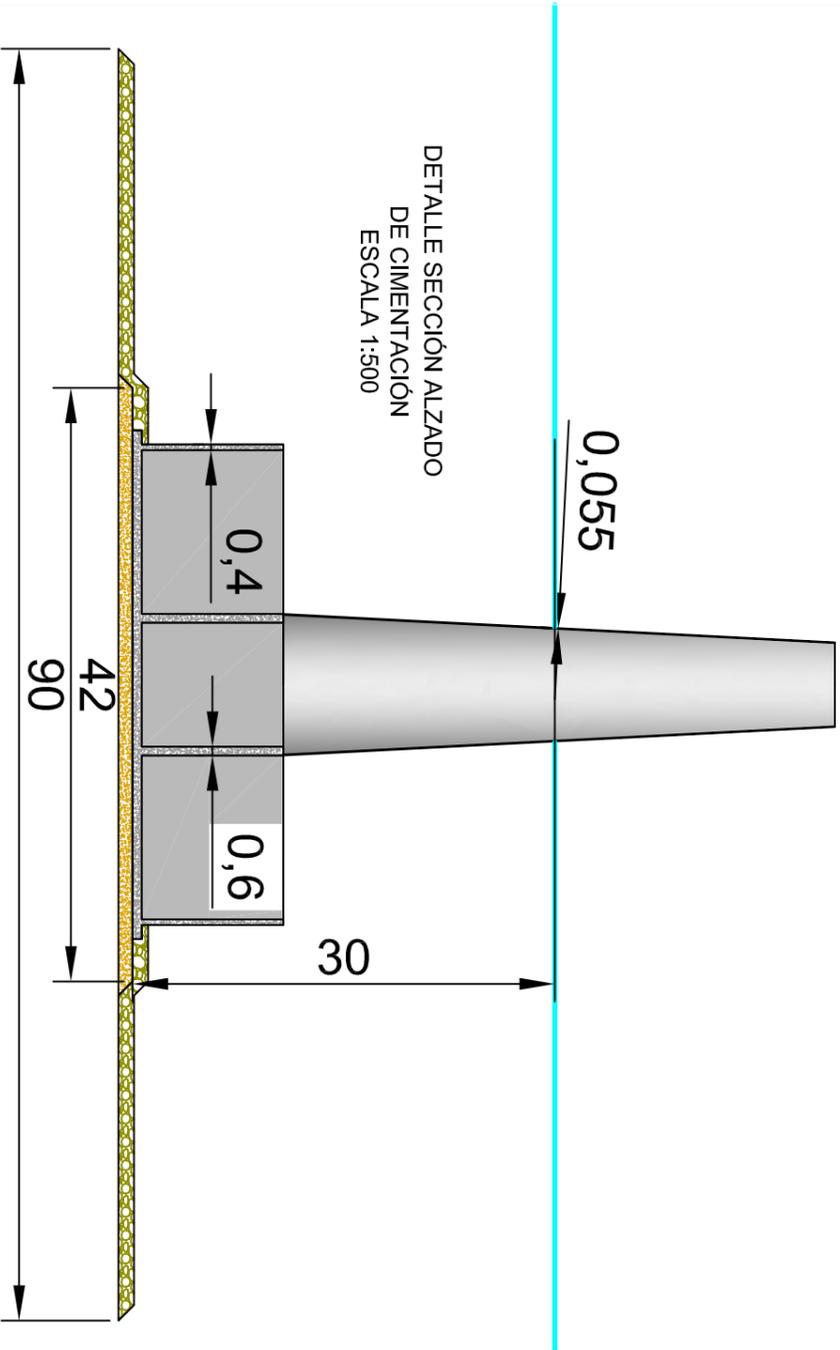


9. PLANOS

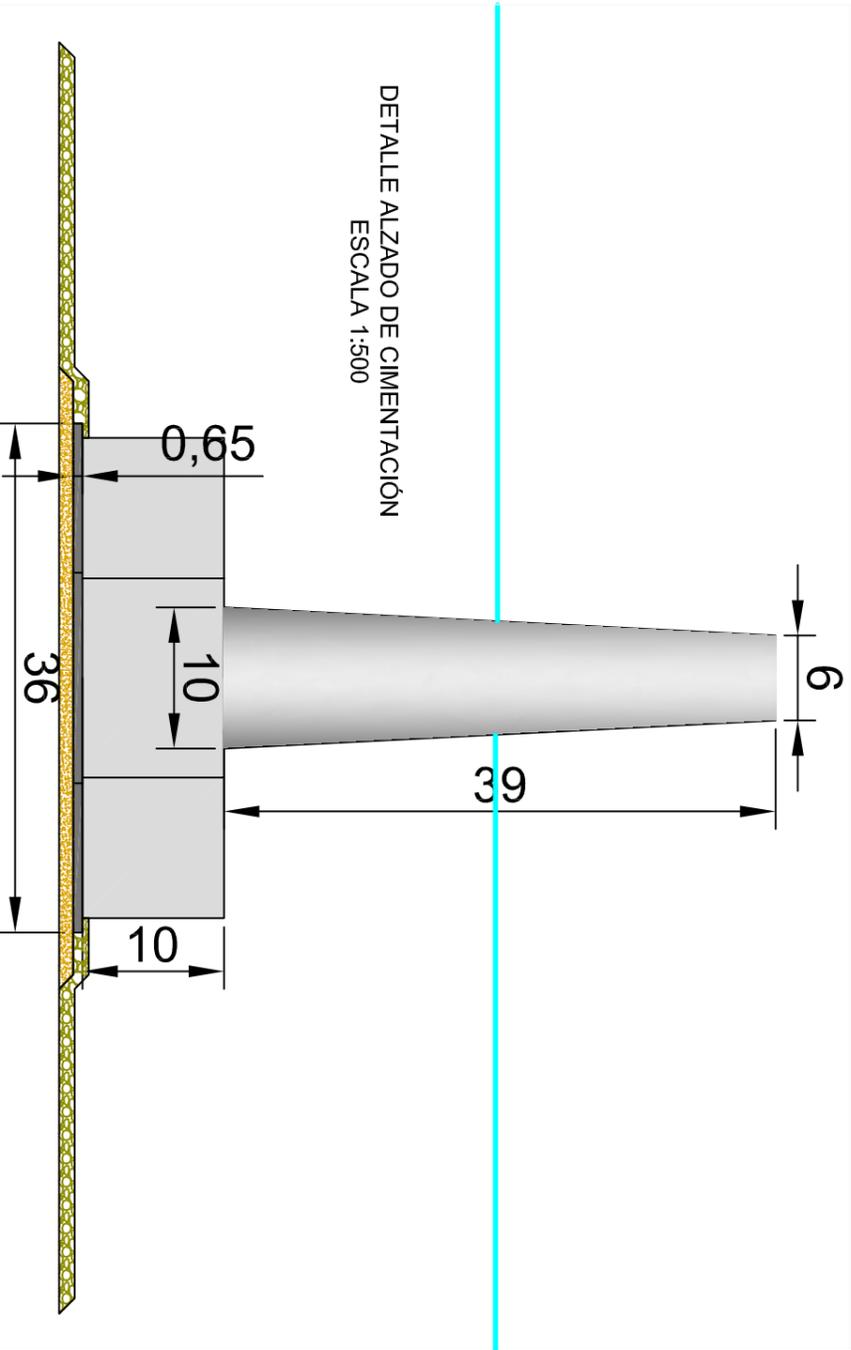
Se incluyen los planos de detalle de la cimentación así como del conjunto con el aerogenerador. También se facilitan mapas del puerto de Gijón y de Ostende y los lugares donde se realizarán labores con los cajones.



DETALLE PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1:500

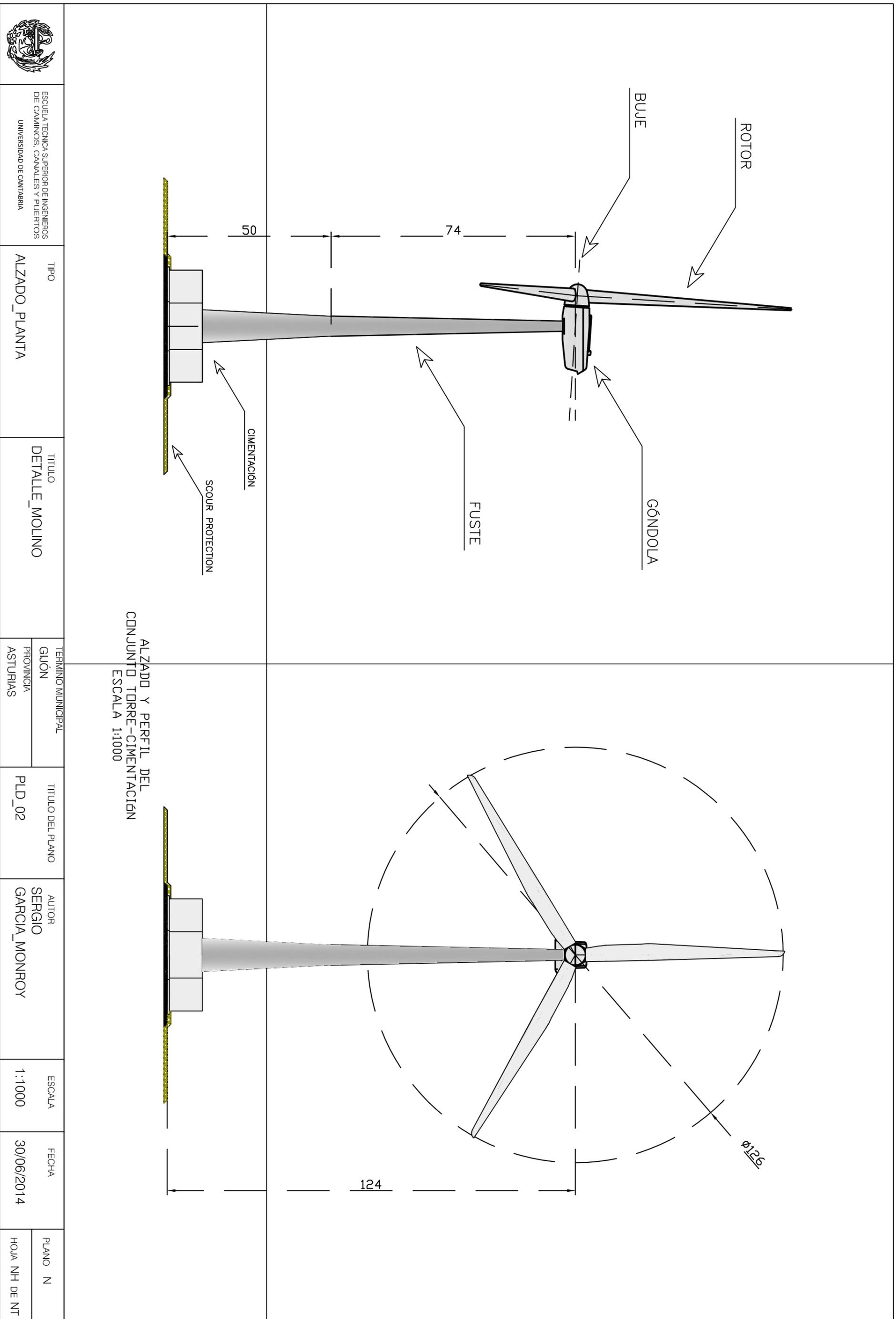


DETALLE SECCIÓN ALZADO DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1:500

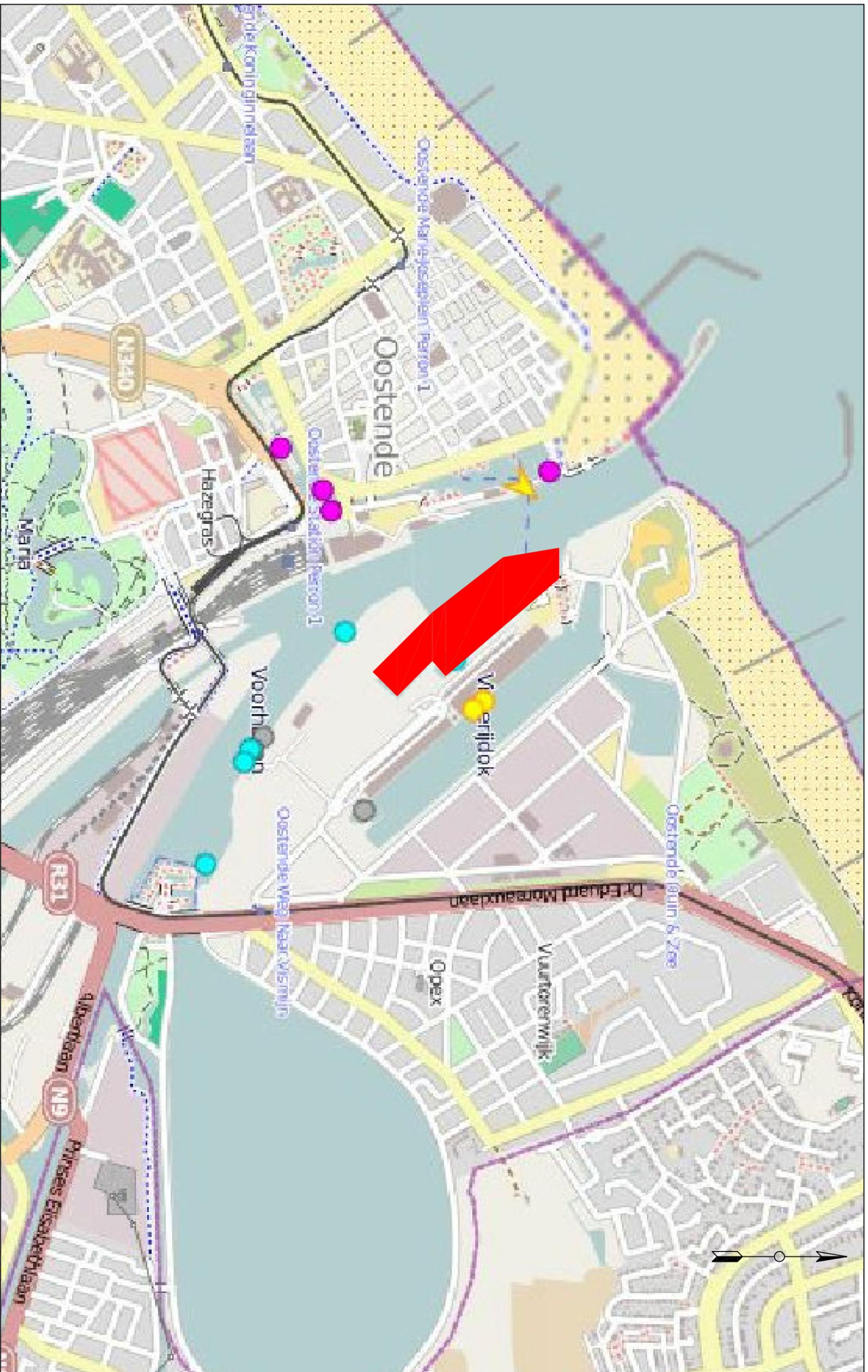


DETALLE ALZADO DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1:500

	ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		TÍTULO	TERMINO MUNICIPAL GIJÓN PROVINCIA ASTURIAS		ESCALA	FECHA	PLANO N HOJA NH DE NT	
	TIPO	TÍTULO DETALLE_CIMENTACIÓN		TÍTULO DEL PLANO	AUTOR	ESCALA	FECHA		
ALZADO_PLANTA_SECCIONES				PLD_01	SERGIO GARCIA_MONROY	1:500	30/06/2014		



		ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		TIPO ALZADO_PLANTA		TÍTULO DETALLE_MOLINO		TÉRMINO MUNICIPAL GIJÓN PROVINCIA ASTURIAS		TÍTULO DEL PLANO PLD_02		AUTOR SERGIO GARCIA_MONROY		ESCALA 1:1000		FECHA 30/06/2014		PLANO N HOJA NH DE NT	
-----------------------------------------------------------------------------------	--	--------------------------------------------------------------------------------------------------	--	-----------------------	--	--------------------------	--	-----------------------------------------------------	--	----------------------------	--	-------------------------------	--	------------------	--	---------------------	--	--------------------------	--



		ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS UNIVERSIDAD DE CANTABRIA	
TIPO		PLANO_GENERAL	
TITULO		PUERTO_OSTENDE	
TERMINO MUNICIPAL	OSTENDE	TITULO DEL PLANO	
PAIS	BÉLGICA	PLG_02	AUTOR
		SERGIO GARCIA_MONROY	
ESCALA		1:10000	
FECHA		30/06/2014	
PLANO		N	
HOJA		NH DE NT	