

Escuela Técnica Superior de Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



ESTUDIO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES DE GRAVEDAD PARA EÓLICA OFFSHORE

Trabajo realizado por:

BORJA SOLANA SANTILLANA

Dirigido:

FRANCISCO BALLESTER MUÑOZ

Titulación:

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

Santander, junio de 2015

TRABAJO FINAL DE GRADO



AGRADECIMIENTOS

Me gustaría, antes de nada, expresar mi agradecimiento hacia todas aquellas personas que han hecho posible que mi paso por la Escuela de Caminos de Santander haya concluido con éxito.

En primer lugar, me gustaría dar las gracias a los dos miembros de la Universidad que me han asistido en la realización de este proyecto: D. Francisco Ballester Muñoz, que me concedió la oportunidad de realizar este proyecto y trabajar con él, y el que ha sido mi tutor durante estos meses, D. Jokin Rico Arenal, que en todo momento me ha prestado su ayuda y apoyo, dejando lo que estuviera haciendo para atender mis constantes dudas.

También agradecer a Marina Llama, Francisco Díez y Silvia Suárez, cuya ayuda resultó también imprescindible para la ejecución de este proyecto.

Sobre todo, me gustaría agradecerles a mis padres y a mi hermana todo el apoyo y el cariño que me han mostrado siempre, tanto en los buenos como en los no tan buenos momentos, pues sin ellos nunca habría llegado a donde estoy ni a ser quien soy.

Quisiera también dar las gracias a todos mis amigos, sin cuyo apoyo seguramente hoy no estaría escribiendo estas líneas; sé a ciencia cierta que aunque a partir de ahora sigamos caminos diferentes, la distancia no nos separará.

Sin todos ellos, esto nunca habría sido posible.

Muchísimas gracias a todos.



RESUMEN

TÍTULO DEL TFG: Estudio del Proceso Constructivo de Cimentaciones de Gravedad para Eólica Offshore

AUTOR: Borja Solana Santillana

DIRECTOR: Francisco Ballester Muñoz

CONVOCATORIA: Julio 2015

PLANTEAMIENTO: El objetivo de este proyecto es desarrollar el proceso constructivo de una cimentación de gravedad para eólica offshore.

Al igual que en el otro proyecto, “Diseño de Cimentaciones en Gravedad para Eólica Offshore”, tras una revisión del estado del arte, y de los antecedentes existentes, se procede al estudio de los requerimientos de diseño, que pueden condicionar el proceso constructivo.

Una vez conocidos los condicionantes y las características geométricas de la cimentación se procede al análisis de los posibles sistemas de construcción: diques flotantes, catamarán con plataforma sumergible, pontona semi-sumergible, dique seco, o en instalaciones terrestres.

También se han analizado las infraestructuras necesarias en el puerto para la ejecución de la obra: muelle o línea de atraque, espejo de agua, zona para fondeos provisionales, superficie en tierra, etc.

Así como la definición de las instalaciones complementarias necesarias: instalaciones generales, instalación para la fabricación de hormigón, equipos para el bombeo de hormigón, medios de elevación de cargas. Seguidamente, se explica la operación de botadura.

Una vez construida en puerto la cimentación debe de procederse a su transporte y fondeo en su ubicación definitiva.

Previo a ello deberá de prepararse el fondo marino para la realización de la banqueta de apoyo: dragado, relleno, nivelación.

Durante el estudio de estas operaciones se analizan los equipos más convenientes para su realización.

El proyecto finaliza con la planificación y un estudio económico de todos estos trabajos.

Para finalizar falta la revisión de la planificación, la realización del estudio económico y la redacción definitiva del TFG.



ABSTRACT

TFG TITLE: Study of the Construction Process of Gravity Based Foundations for Offshore Wind Turbines

AUTHOR: Borja Solana Santillana

DIRECTOR: Francisco Ballester Muñoz

CALL: July 2015

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

EXPOSITION: The aim of this project is to study in depth the constructive process of a gravity based foundation for offshore wind turbines.

After a close study of the state of the art and existing projects, the document moves on to an analysis of the design requirements, which may determine the construction process.

Once these determining factors, as well as the geometric characteristics of the analysed models, are known, the project moves on to an analysis of the different construction alternatives available: floating docks, submersible pontoons on catamarans, semi-submersible pontoons, dry docks or onshore installations.

In addition to this, the entire necessary infrastructure at the port during construction was analysed: docks and harbours, water zone, dry zone, etc.

Moreover, all the necessary facilities were studied: general installations, concrete plant, pumping equipment, lifting equipment. The launching process of the structures was also analysed.

Once the foundation is built, one must proceed to its transport and installation in its final location.

Prior to this, the seabed at this location must be adequately prepared: dredging, filling, and levelling processes need to take place, and a bedding layer must be placed.

All these operations are described in detail, as well as the different equipment available to carry them out. The analysis of each process concludes with the selection of the most adequate alternative.

This project concludes with a schedule, as well as an economic study, of each phase of the construction process.



Índice

1.	INTRODUCCIÓN	13
2.	ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.	14
2.1.	CONTEXTO HISTÓRICO	14
2.2.	PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO	14
2.3.	OFFSHORE VS ONSHORE	16
2.3.1.	Ventajas de la energía eólica marina	16
2.3.2.	Mejor calidad de viento	16
2.3.3.	Grandes espacios y menor impacto visual	17
2.3.4.	Menor restricción de ruido	18
2.3.5.	Líneas de corriente más cortas	18
2.4.	Inconvenientes de la energía eólica offshore	19
2.4.1.	Mayor complejidad de instalación	19
2.4.2.	Limitaciones de acceso y trabajo	20
2.4.3.	Traslado de la energía	21
2.4.4.	Emplazamiento.....	21
2.4.5.	Distancia entre aerogeneradores.....	21
2.5.	PROYECTOS ACTUALES.....	22
2.5.1.	Energía eólica offshore en España	23
2.6.	TIPOS DE CIMENTACIÓN	26
2.6.1.	Introducción	26
2.6.2.	Cimentaciones monopilote	28
2.6.3.	Trípodes.....	29
2.6.4.	Cimentacion de tri-pilote	30
2.6.5.	Jackets	31
2.6.6.	Cimentaciones flotantes.....	32
2.7.	CIMENTACIONES EN GRAVEDAD.....	34
2.7.1.	Solución STRABAG	35
2.7.1.1.	Análisis de la solución.....	35
2.7.1.2.	Análisis del proceso constructivo	37
2.7.2.	Solución LILLGRUND.....	40
2.7.2.1.	Análisis de la solución.....	40
2.7.2.2.	Análisis del proceso constructivo	43
2.7.3.	Solución THORNTONBANK	44



2.7.3.1.	Análisis de la solución.....	44
2.7.3.2.	Análisis del proceso constructivo.....	47
2.7.4.	Solución VINCI.....	50
2.7.4.1.	Análisis de la solución.....	51
2.7.4.2.	Análisis del proceso constructivo.....	54
2.7.5.	Solución HOCHTIEF.....	57
2.7.6.	Solución VICI VENTUS.....	58
2.7.7.	Plataforma HEBRON.....	59
3.	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO.....	64
3.1.	GEOTECNIA.....	64
3.2.	CONDICIONES METAOCEÁNICAS.....	65
3.3.	AEROGENERADOR Y TORRE.....	66
3.4.	PUERTO.....	67
4.	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	70
4.1.	FABRICACIÓN DE LOS CAJONES DE HORMIGÓN ARMADO.....	70
4.1.1.	Experiencia en España.....	70
4.1.2.	Equipos empleados en la construcción de cajones.....	73
4.1.2.1.	Diques flotantes.....	73
4.1.2.2.	Catamarán con plataforma sumergible.....	78
4.1.2.3.	Pontona sumergible.....	78
4.1.2.4.	Dique seco.....	79
4.1.2.5.	Instalaciones terrestres.....	79
4.1.3.	Infraestructuras.....	80
4.1.3.1.	Muelle o línea de atraque.....	81
4.1.3.2.	Espejo de agua.....	81
4.1.3.3.	Zona para fondeos provisionales.....	81
4.1.3.4.	Superficie en tierra.....	82
4.1.4.	Instalaciones.....	83
4.1.4.1.	Instalaciones generales.....	83
4.1.4.2.	Instalación para la fabricación de hormigón.....	83
4.1.4.3.	Equipos para el bombeo de hormigón.....	84
4.1.4.4.	Medios de elevación de cargas.....	85
4.1.5.	Actuaciones previas al hormigonado.....	85
4.1.6.	Hormigonado.....	87



4.1.7.	Botadura.....	89
4.2.	CONSTRUCCIÓN DE LA TORRE	90
4.2.1.	Torre de hormigón	90
4.2.2.	Torre de acero	90
4.3.	INSTALACIÓN DE EQUIPOS VARIOS.....	90
4.4.	TRANSPORTE DE LA ESTRUCTURA.....	91
4.4.1.	Preparación para el transporte	91
4.4.2.	Transporte de la estructura.....	92
4.4.2.1.	Grúa RAMBIZ	92
4.4.2.2.	Barcazas.....	93
4.4.2.3.	Remolcadores.....	96
4.4.2.4.	Otros equipos	96
4.5.	PREPARACIÓN DEL FONDO MARINO: DRAGADO.....	97
4.5.1.	Definición	97
4.5.2.	Condicionantes.....	98
4.5.2.1.	Emplazamiento.....	98
4.5.2.2.	Características del terreno	98
4.5.2.3.	Calados	99
4.5.2.4.	Geometría de la zona a dragar.....	99
4.5.2.5.	Plazo y volumen	99
4.5.2.6.	Características de vertido.....	100
4.5.2.7.	Clima marítimo	100
4.5.2.8.	Tráfico marítimo.....	101
4.5.2.9.	Medioambiente.....	101
4.5.2.10.	Disponibilidad de equipos	101
4.5.3.	Elección de equipos de dragado	102
4.5.3.1.	Dragas de cuchara	102
4.5.3.2.	Dragas de pala	104
4.5.3.3.	Dragas de rosario	106
4.5.3.4.	Dragas de succión estacionaria	107
4.5.3.5.	Dragas de succión en marcha.....	111
4.5.3.6.	Voladuras submarinas	113
4.5.4.	Equipos auxiliares usados durante el dragado.....	115
4.5.4.1.	Gánguiles.....	115



4.5.4.2.	Estaciones de re-bombeo.....	115
4.5.4.3.	Equipos de elevación.....	115
4.5.4.4.	Embarcaciones multiuso	116
4.5.5.	Control de la operación.....	116
4.5.5.1.	Geometría del dragado	116
4.5.5.2.	Vertidos	117
4.5.6.	Recomendaciones generales.....	117
4.6.	CONSTRUCCIÓN DE LA BANQUETA.....	118
4.6.1.	Colocación	118
4.6.2.	Control geométrico	122
4.6.3.	Enrase de la banquetta.....	122
4.6.3.1.	Definición	122
4.6.3.2.	Materiales de enrase.....	123
4.6.3.3.	Colocación y enrase.....	124
4.6.3.4.	Control geométrico del enrase.....	126
4.7.	FONDEO DE LA ESTRUCTURA	127
4.7.1.	Túneles sumergidos.....	130
4.7.1.1.	Construcción y diseño de los cajones.....	130
4.7.1.2.	Proceso constructivo.....	131
4.8.	COLOCACIÓN DEL MANTO PROTECTOR (<i>SCOUR PROTECTION</i>)	133
5.	PLANIFICACIÓN.....	134
5.1.	CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	134
5.1.1.	Construcción del cajón de hormigón armado	134
5.1.2.	Construcción de la torre.....	136
5.1.2.1.	Torre de hormigón	136
5.1.2.2.	Torre de acero	137
5.1.3.	Construcción de la losa de hormigón armado	137
5.2.	Transporte de la estructura.....	140
5.3.	Operaciones previas al fondeo de la estructura	142
5.4.	Vertido de materiales.....	143
6.	ESTUDIO ECONÓMICO	144
6.1.	CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	144
6.1.1.	Construcción del cajón	144
6.1.1.1.	Solera.....	144



6.1.1.2.	Fuste del cajón	146
6.1.1.3.	Losa de hormigón armado	146
6.1.2.	Construcción de torre.....	147
6.1.2.1.	Torre de hormigón	147
6.1.2.2.	Torre metálica	147
6.2.	OPERACIONES MARÍTIMAS	148
6.2.1.	Dragado del lecho marino	148
6.2.2.	Construcción de la banquetta	148
6.2.3.	Fondeo de la estructura	149
6.2.4.	Lastrado de la cimentación con árido	149
6.2.5.	Colocación del <i>scour protection</i>	150
6.3.	COSTES TOTALES	150
6.4.	DISTRIBUCIONES DE COSTES	151



Lista de Figuras

Figura 2-1: Capacidad anual y acumulada de los parque de energía eólica offshore en Europa	14
Figura 2-2: Plataforma de subestación offshore	15
Figura 2-3: Recorrido de la energía en la eólica offshore	15
Figura 2-4: Parque eólico marino	16
Figura 2-5: Perfiles de viento medio y real	17
Figura 2-6: Parque eólico marino de Thorntonbank, Bélgica	17
Figura 2-7: Parque eólico marino <i>Greater Gabbard</i>	18
Figura 2-8: Balance de costes típicos en proyectos de energía eólica, por Iberdrola	19
Figura 2-9: Instalación de un aerogenerador en un parque eólico offshore	20
Figura 2-10: Instalación de plataforma de la subestación de un parque eólico offshore	20
Figura 2-11: Parque eólico <i>Beatrice</i> , en Reino Unido	21
Figura 2-12: Estelas producidas por las palas de los aerogeneradores	22
Figura 2-13: Parque eólico offshore <i>London Array</i>	23
Figura 2-14: Aerogenerador offshore de Gamesa en el puerto de Arinaga (Gran Canaria) en construcción	24
Figura 2-15: Embarque de la nacelle del aerogenerador offshore del puerto de Arinaga, en el puerto de Bilbao	24
Figura 2-16: Montaje de la nacelle del aerogenerador de Arinaga previa a su instalación en la torre	25
Figura 2-17: Aerogenerador offshore del puerto de Arinaga	25
Figura 2-18: Tipos de cimentaciones existentes para estructuras offshore	26
Figura 2-19: Plataforma Spar Hywind	27
Figura 2-20: Plataforma semi-sumergible Windfloat	27
Figura 2-21: Plataforma TLP Blue H	27
Figura 2-22: Distribución de los diferentes tipos de cimentación para estructuras offshore	28
Figura 2-23: Modelado de cimentación monopilote	29
Figura 2-24: Trípode para aerogenerador offshore en el puerto de Bremerhaven, Alemania	30
Figura 2-25: Parque eólico de BARD, Dinamarca, donde se emplean cimentación de tri-pilote	31
Figura 2-26: Transporte de estructura jacket al parque eólico de <i>Thorntonbank</i> , en Bélgica	32
Figura 2-27: Plataforma Hywind en fase de montaje, en el fiordo de Åmøy, Noruega	33
Figura 2-28: Instalación flotante Windfloat, cerca de la costa portuguesa	33
2-29: Modelado de GBF empleada en el parque eólico <i>Thorntonbank</i>	34
2-30: Modelado de la GBF desarrollada por STRABAG SE	35
2-31: GBF empleada en la estación offshore de medición de viento de ARKONA	35
2-32: Construcción de la cimentación de la estación de medición de <i>Arkona basin South-East</i>	36
2-33: Esquema de GBF propuesta por STABAG	36
2-34: Diferentes fases del proceso constructivo de la cimentación en gravedad propuesta por STRABAG SE	37
2-35: Esquema de la planta de fabricación de aerogeneradores marinos en el puerto de Cuxhaven, Alemania	37
2-36: Maqueta de la planta de fabricación de aerogeneradores marinos	38



2-37: Esquema de la embarcación diseñada para el transporte de los aerogeneradores marinos terminados	38
2-38: Empleo de <i>Big Bags</i> como protección frente a la acción erosiva del oleaje	39
2-39: Parque eólico offshore de <i>Lillgrund</i> , en Suecia.....	40
2-40: Detalles geométricos de la GBF empleada en el parque eólico marino de <i>Lillgrund</i> (alzado y planta).....	41
2-41: Localización del parque eólico de <i>Thorntonbank</i> con respecto a la costa belga.....	44
2-42: Esquema y detalles geométricos (alzado) del modelo de GBF empleado en <i>Thorntonbank</i>	45
2-43: Anclajes de pretensado en el interior de la estructura	46
2-44: Ejecución de base de la cimentación de gravedad empleada en el parque eólico <i>Thorntonbank</i>	47
2-45: Embarcación RAMBIZ botando una estructura de gravedad	48
2-46: Transporte de la solución <i>Thorntonbank</i> mediante grúa RAMBIZ	48
2-47: Grúa RAMBIZ botando GBF para su instalación en el parque eólico marino de <i>Thorntonbank</i>	49
2-48: Modelizado del parque de fabricación de las cimentaciones.....	51
2-49: Embarcación TIB transportando aerogenerador offshore.....	52
2-50: Modelo de la solución VINCI de hormigón armado y pretensado, durante el análisis de la misma	53
2-51: Modelado del parque de construcción para la producción en masa de GBFs para eólica offshore	54
2-52: Esquema que muestra el proceso de preparación de la cimentación para su transporte por TIB	55
2-53: Esquema que muestra el proceso de fondeo de la cimentación.....	55
2-54: Embarcación TIB transportando aerogenerador offshore.....	56
2-55: Cimentación Hochtief	57
2-56: Transporte y almacenamiento de cimentaciones.....	57
2-57: Solución propuesta por VICI VENTUS	58
2-58: Construcción en tierra de GBF para plataforma Hebron (en Bull Arm, en septiembre de 2013)	59
2-59: Esquema de una <i>turbidity curtain</i> , instalada y en funcionamiento	60
2-60: Construcción de la cimentación de gravedad para la plataforma Hebron, en junio de 2013	60
2-61: Construcción en tierra de la parte inferior de la cimentación de gravedad para la plataforma Hebron.....	61
2-62: Traslado de la estructura de la primera área de trabajo, en seco, a aguas más profundas	62
2-63: Construcción de la cimentación de gravedad para la plataforma Hebron en aguas profundas	62
2-64: Modelado de la cimentación de gravedad de la plataforma Hebron.....	63
3-1: Resultados obtenidos de ensayo CPT	64
3-2: Especificaciones técnicas de los accesos del puerto de Gijón	67
3-3: Mapa del puerto de Gijón.....	68



3-4: Esquema de la disposición en planta del parque de fabricación de la estructura con torre de acero (fabricada mediante en dique flotante)	68
3-5: Detalle en planta del muelle Moliner	69
4-1: Dique de la dársena de las Escombreras, en Cartagena, Murcia.....	70
4-2: Partes de un cajón flotante prefabricado de hormigón armado	71
Figura 4-3: Dique flotante	73
Figura 4-4: Equipos de encofrado de un dique flotante	74
4-5: Proceso de hormigonado de un cajón de hormigón armado en dique flotante	76
Figura 4-6: Fabricación de cajones rectangulares con celdas circulares mediante dique flotante	77
Figura 4-7: Catamarán con plataforma sumergible	78
Figura 4-8: Infraestructuras necesarias para la fabricación de cajones mediante dique flotante	80
Figura 4-9: Cajones prefabricados de hormigón armado fondeados provisionalmente	82
Figura 4-10: Equipos de bombeo de un dique flotante	85
Figura 4-11: Cajones flotantes de hormigón en Marín (Pontevedra), ejecutados por Sacyr.....	86
Figura 4-12: Protección de los paramentos externos del cajón.....	87
Figura 4-13: Hormigonado de un cajón.....	88
Figura 4-14: Fases de hormigonado en la construcción de cajones mediante dique flotante ...	89
Figura 4-15: Operación de botadura de un cajón de hormigón armado construido en dique flotante.....	89
Figura 4-16: Remolque de cajón prefabricado de hormigón armado.....	91
4-17: Grúa RAMBIZ transportando una estructura <i>jacket</i> para eólica offshore	92
4-18: Instalación de estructura <i>jacket</i> mediante grúa RAMBIZ	93
4-19: Grúa de 1.200 t sobre barcaza auto-elevable para instalación de estructuras offshore ..	94
4-20: Instalación de aerogenerador offshore mediante grúa telescópica montada sobre barcaza auto-elevable	95
4-21: Remolcadores de FCC transportando cajones flotantes prefabricados de hormigón armado	96
4-22: Esquema de embarcación diseñada para el transporte y la instalación de los aerogeneradores marinos.....	96
Figura 4-23: Esquema de funcionamiento de una draga de succión en marcha (<i>Trailing Suction Hopper Dredger</i>).....	97
Figura 4-24: Flora y fauna marinas.....	101
Figura 4-25: Dragas de cuchara	102
Figura 4-26: Ejemplo de gánguil grúa.....	103
Figura 4-27: Tipos de cuchara utilizados para dragar los fondos marinos.....	104
Figura 4-28: Ejemplo de draga de pala retroexcavadora en funcionamiento	105
Figura 4-29: Dragas retroexcavadoras en funcionamiento con gánguil abarloado	106
Figura 4-30: Dragas de rosario.....	107
Figura 4-31: Dragas de cortador	108
Figura 4-32: Dragas de cortador vertiendo el material dragado	109
Figura 4-33: Cortador (o <i>cutter</i>) de arcillas duras	109
Figura 4-34: Cortador (o <i>cutter</i>) empleado en el dragado de roca.....	110
Figura 4-35: Representación de una draga de succión en marcha en funcionamiento.....	111



Figura 4-36: Cabezal de succión de una draga de succión en marcha	112
Figura 4-37: Dragas de succión vertiendo el material proyectándolo mediante un cañón (<i>rainflow</i>)	113
Figura 4-38: Pontona flotante para perforación	114
Figura 4-39: Gánguil de apertura de fondo	115
Figura 4-40: Embarcación auxiliar multiusos	116
Figura 4-41: Gánguil transportando material para una banqueta	118
Figura 4-42: Gánguil de vertido lateral	120
Figura 4-43: Embarcación <i>Fall Pipe</i>	121
Figura 4-44: Embarcación TIGER, equipada con un sistema de posicionamiento dinámico de vertidos rocosos mediante <i>fall pipe</i>	121
Figura 4-45: Operación de enrase de una banqueta.....	123
Figura 4-46: Enrasador de gran profundidad	124
Figura 4-47: Enrasador de vigas metálicas	125
Figura 4-48: Comprobación del enrase tras fondeo de un cajón.....	126
Figura 4-49: Grúa RAMBIZ transportando una cimentación en gravedad.....	127
Figura 4-50: Transporte de aerogenerador offshore mediante grúa RAMBIZ.....	128
Figura 4-51: Secuencia de fondeo de un cajón de hormigón armado prefabricado	129
4-52: Remolque de secciones prefabricadas de un túnel sumergido	130
4-53: Parque de fabricación de secciones de túnel de hormigón armado	131
4-54: Esquema de un túnel sumergido	132
4-55: Esquema de la operación de fondeo de una sección de túnel sumergido	132
Figura 4-56: Modelado de embarcación <i>fall pipe</i> colocando la protección frente al socavamiento en una cimentación monopilote.....	133
5.1.3-1: Construcción de estructura offshore de gravedad	138
5.1.3-1: Grúa RAMBIZ izando una cimentación en gravedad para su transporte.....	140
5.1.3-2: Izado de estructura de gravedad offshore para su traslado y fondeo mediante grúa RAMBIZ.....	141
5.1.3-1: Dragas de succión en marcha realizando vertido de material mediante cañón de impulsión.....	142
5.1.3-1: Dámperes vertiendo material en gánguil	143



1. INTRODUCCIÓN

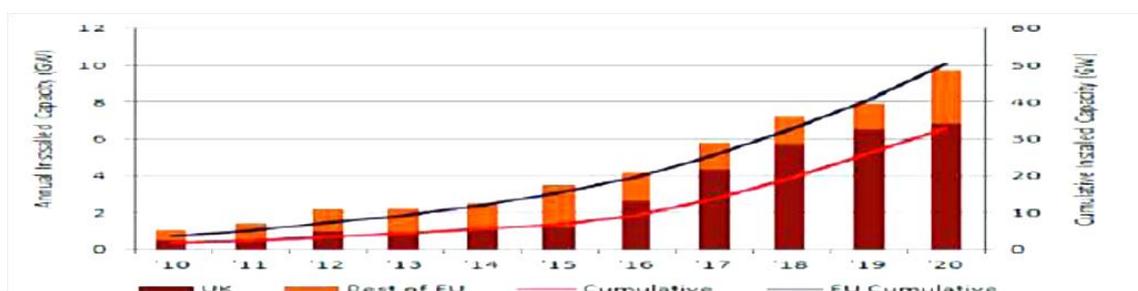
Hoy en día, vivimos en un mundo en el que el consumo de energía eléctrica crece cada año. Este incremento, definido por el aumento de la población mundial así como de la actividad económica, es más acusado en países actualmente en desarrollo donde hay un mayor crecimiento demográfico. Por otra parte, este avance en la producción y consumición de electricidad vienen marcados por las innovaciones tecnológicas de los últimos años, que definen tanto el alcance como la viabilidad de la energía eléctrica.

Motivado también por una creciente conciencia ecológica, se encuentra el creciente desarrollo de las energías renovables, buscando sustituir el empleo de los combustibles fósiles, más caros y finitos. De este modo, los pronósticos para finales de 2015 incluyen un aumento de un 35% en la generación mundial de energía renovable (a pesar de que su participación en la producción eléctrica total se mantenga en sus niveles actuales, es decir, un 20%).

De entre todas las energías renovables, la que ha sufrido un crecimiento más acelerado ha sido la eólica. Entre otras ventajas, destaca la utilidad de sus instalaciones de para conducir la energía eléctrica hasta zonas rurales que no son tan accesibles al resto de redes nacionales. A la cabeza del desarrollo de esta tecnología se encuentran España, Alemania y Dinamarca. Como dato, cabe destacar que Alemania dispone actualmente de aproximadamente 12000 MW de energía eólica. Además, se han adoptado planes de acción a nivel europeo para implementar un uso más extendido de estas tecnologías.

Los avances tecnológicos en energía eólica han conducido a la instalación de parques eólicos offshore. De este modo, al tiempo que el Reino Unido ya cuenta con instalaciones operativas de 1.5 GW, existen planes de expansión de la producción. Al tiempo, Alemania contempla como objetivo generar los 25 GW de este tipo de energía; Holanda y Francia los 6 GW (cada uno), y España los 3 GW.

Así, el mercado europeo total de energía eólica offshore podría llegar hasta los 50 GW, con picos de instalación de hasta 10 GW al año.





2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE.

2.1. CONTEXTO HISTÓRICO

La energía eólica marina comenzó a utilizarse en 1991 en Dinamarca, donde se instaló el primer parque eólico offshore. Actualmente, y principalmente en las aguas de Dinamarca, Bélgica, Reino Unido, Alemania y Suecia, hay más de 50 parques offshore europeos. En 2012 se batió un récord en cuanto a megavatios de energía de este tipo conectados a las diferentes redes eléctricas: las nuevas instalaciones podían generar 1.116 MW. Con esto, se alcanzó una capacidad offshore total de 4.993 MW.

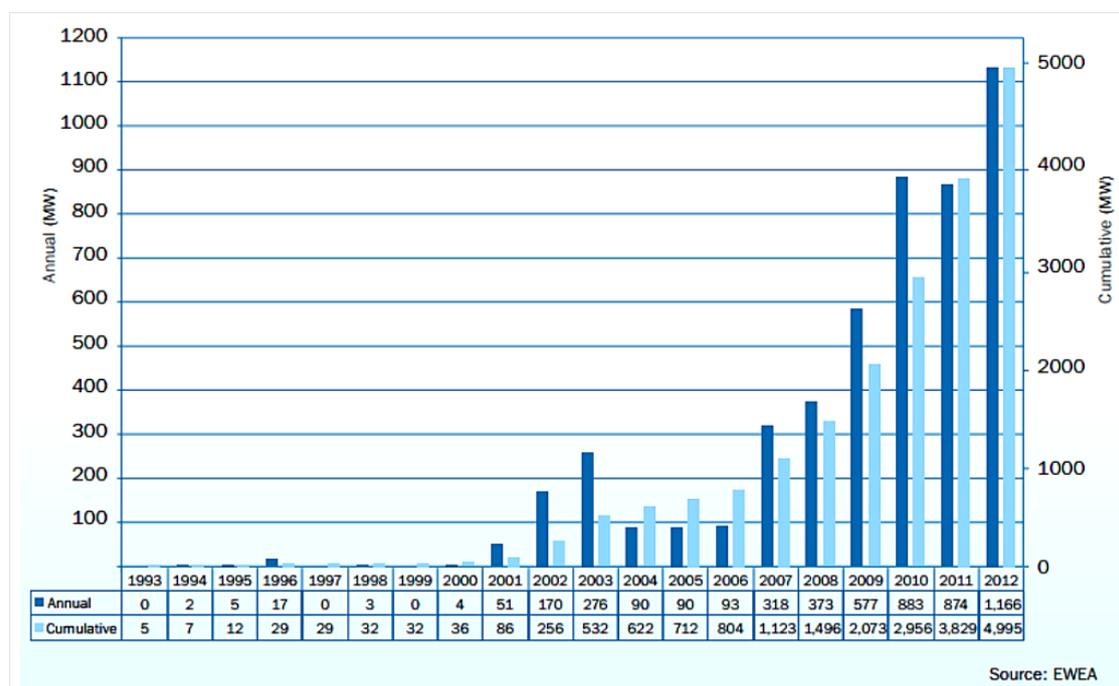


Figura 2-1: Capacidad anual y acumulada de los parque de energía eólica offshore en Europa

2.2. PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO

El principio de funcionamiento de la energía eólica marina es muy similar al de la terrestre. La energía es generada del mismo modo, aunque existen, debido a que los aerogeneradores están ubicados en el mar, diferencias en cuanto a cómo se transporta la electricidad desde los parques eólicos hasta la red de alta tensión.

En primer lugar, se genera energía de medio voltaje mediante los aerogeneradores del parque offshore, fijados al lecho marino.

Esta energía generada por las turbinas de los molinos eólicos es transformada en una mayor potencia en la plataforma de la subestación. A modo de ejemplo, las plataformas que instala la empresa SIEMENS suelen tener una eslora de unos 90 m y suelen tener una altura



sobre el NMM (Nivel Medio del Mar) de unos 75m. Su capacidad ronda los 690 MW, capacidad suficiente para abastecer 700.000 hogares.



Figura 2-2: Plataforma de subestación offshore

Estas plataformas convierten la corriente alterna de la subestación en corriente continua para la transmisión directa, que es transmitida a tierra por medio de cables submarinos.

El proceso de fabricación de este tipo de plataformas se realiza en tierra. Una vez construidas, se preparan de manera que queden totalmente equipadas antes de ser transportadas a su emplazamiento de instalación, hasta donde son remolcadas. Una vez allí se instala sobre sus apoyos con ayuda de unas grúas. Concluida su instalación, ha de ser conectada al parque eólico para ser totalmente operativa.

Una vez en tierra la electricidad llega a una estación de conversión, donde se transforma la corriente continua en alterna de nuevo para que pueda ser introducida en la red de alta tensión. A lo largo de esta red se transmite la energía por líneas aéreas de alto voltaje.

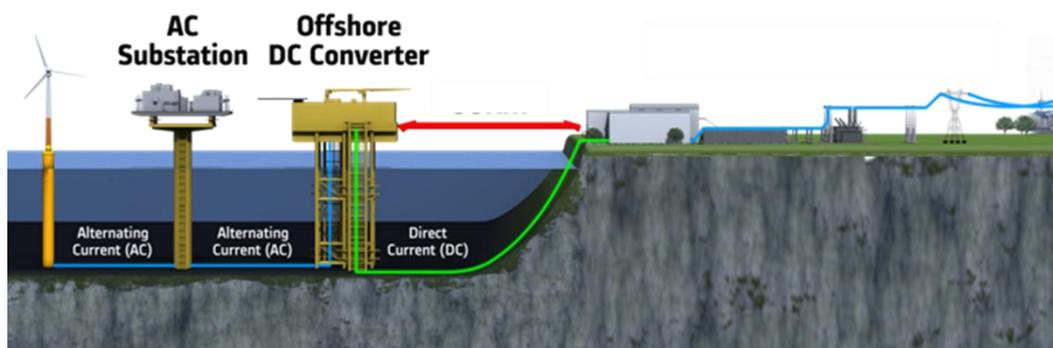


Figura 2-3: Recorrido de la energía en la eólica offshore



2.3. OFFSHORE VS ONSHORE

2.3.1. Ventajas de la energía eólica marina

A pesar de que el costo de la energía eólica marina aún no es competitivo, presenta ciertas ventajas con respecto a la eólica onshore.

2.3.2. Mejor calidad de viento

Entre estas ventajas encontramos el hecho de que el viento en el mar, debido principalmente a la ausencia de obstáculos y a la menor rugosidad del suelo, sea más uniforme e intenso, a la vez que predecible, y por ende más adecuado para la producción de electricidad, que puede suponerse del orden de un 20% superior a la de un parque en tierra.

Por otra parte, a causa de las mayores velocidades del viento, no hace falta que la altura de la torre del aerogenerador sea superior a la suma de la altura de ola máxima prevista más el semidiámetro del rotor.



Figura 2-4: Parque eólico marino

Otro factor que hace que la calidad del viento en las zonas de costa sea mejor que en zonas terrestres con accidentes geográficos es su menor turbulencia. Ésta disminuye la fatiga a la que es sometido el aerogenerador, incrementando así su vida útil.

En la siguiente figura puede apreciarse una típica distribución de los perfiles medio y real de viento en un momento determinado. Puede verse claramente que la velocidad del viento aumenta con la altura, y que ésta varía su intensidad y dirección en cada punto en torno a su valor medio.

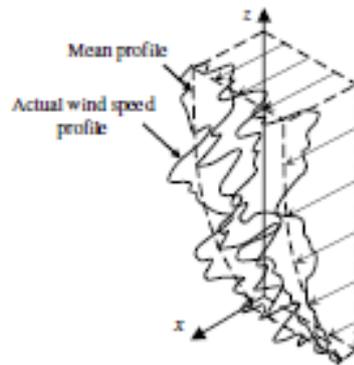


Figura 2-5: Perfiles de viento medio y real

Más adelante se procederá a un análisis más detallado sobre el perfil de viento, a fin de calcular las cargas que éste ejerce sobre la parte de las estructuras de cimentación estudiadas que queda por encima del nivel del mar.

2.3.3. Grandes espacios y menor impacto visual

El amplio espacio proporcionado por el medio marino, sumado a la lejanía de éste respecto a los núcleos de población, comporta que el impacto visual sobre el paisaje se vea reducido enormemente.

Aparte de esto, hay que tener en cuenta el hecho de que la mayoría de zonas con unas condiciones eólicas óptimas han sido ya ocupadas o se han iniciado los trámites para ello. Esto no sucede en el caso del mar, donde hay amplio espacio para el emplazamiento de cualquier parque. Esto permite la instalación de parques mucho más grandes de lo que es posible en tierra.



Figura 2-6: Parque eólico marino de Thorntonbank, Bélgica



2.3.4. Menor restricción de ruido

Otra ventaja de situar este tipo de parque eólicos lejos de lugares habitados es el hecho de que las sanciones y restricciones impuestas por contaminación acústica sean menores.

Si está permitido hacer más ruido puede incrementarse la velocidad de punta de las palas del aerogenerador, lo cual implica una reducción de su peso y del de las estructuras que lo soportan. Todo ello desemboca en una importante reducción en el coste de fabricación del conjunto del aerogenerador.



Figura 2-7: Parque eólico marino *Greater Gabbard*

Por otra parte, es mucho menos complejo transportar los cada vez más grandes aerogeneradores por mar que por tierra.

2.3.5. Líneas de corriente más cortas

Añadido a esto está el hecho de que las líneas de transmisión de corriente son más cortas. Esto se debe a que las zonas con una intensidad óptima de viento en el mar se encuentran más cerca de la población que aquellas en tierra. Si consideramos también que las zonas costeras son las que más energía consumen, el emplazamiento de los parques offshore representa un ahorro importante en pérdidas de energía.



2.4. Inconvenientes de la energía eólica offshore

2.4.1. Mayor complejidad de instalación

Sin embargo, todas estas ventajas aún no pueden paliar el gran costo de las cimentaciones submarinas requeridas y las complicadas operaciones marítimas necesarias para llevar a cabo la instalación de estos parques. Por ejemplo, mientras que el coste de la obra civil de un parque eólico onshore se estima en un 5% del coste total, el de una instalación offshore ronda el 20%.

La difícil evaluación del viento en la zona costera hace que el proceso de estudio y diseño de estos parques sea también mucho más caro que el de las instalaciones eólicas terrestres.

Las instalaciones eléctricas necesarias también encarecen en gran medida los costes de construcción de un parque eólico marino (20% del coste total frente al 15% para los parques eólicos onshore). A modo de ejemplo, los aerogeneradores suponen un 75% de la inversión total al instalar un parque eólico en tierra, mientras que en el caso de una instalación offshore suponen un 55% del coste total.

En la siguiente imagen pueden verse los diferentes pesos específicos que suele tomar cada elemento de proyecto en la construcción de un parque eólico.

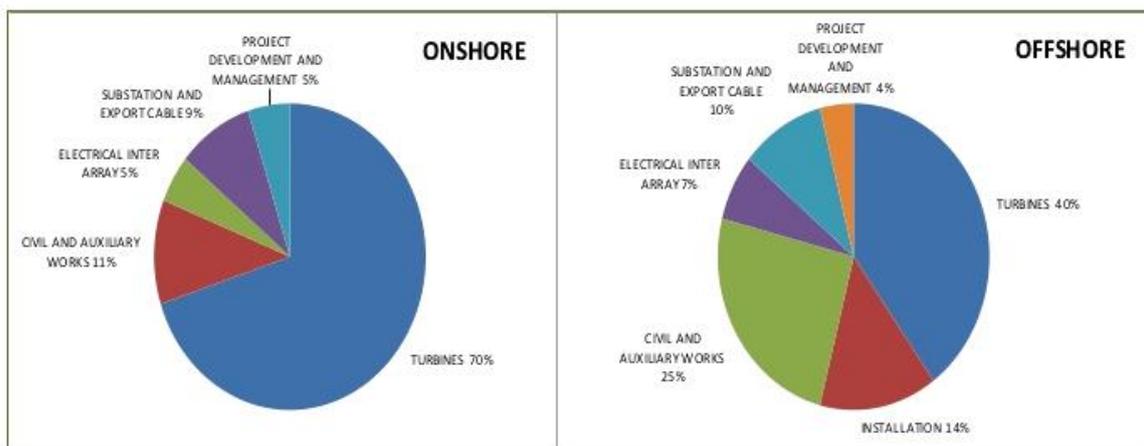


Figura 2-8: Balance de costes típicos en proyectos de energía eólica, por Iberdrola

Como se ha expuesto anteriormente, puede verse que los costes de obra civil, que incluyen las cimentaciones, tienen un peso específico significativamente superior en el caso de los parques eólicos offshore. Además, para estos últimos existen unos costes adicionales de evaluación y gestión.

En la imagen anterior también puede verse que, mientras que el coste de un parque eólico onshore depende en gran medida de las turbinas, el balance de costes de una instalación offshore es más equilibrado.



Asimismo, también los costes de mantenimiento son mayores. Todo ello desemboca en que el coste por MW instalado en el mar sea 2,5 veces superior al MW instalado en tierra.



Figura 2-9: Instalación de un aerogenerador en un parque eólico offshore

2.4.2. Limitaciones de acceso y trabajo

Otro inconveniente es la difícil accesibilidad en caso de condiciones climatológicas adversas. Estas dificultades de acceso, así como las limitaciones para trabajar en medio del mar, encarecen enormemente la instalación y el mantenimiento de los parques eólicos marinos.



Figura 2-10: Instalación de plataforma de la subestación de un parque eólico offshore



2.4.3. Traslado de la energía

Se presenta en este caso una situación similar a la que se dio tras el descubrimiento de los grandes yacimientos de gas natural en el Mar del Norte. En aquel momento, no se disponía de gaseoductos capaces de conducir todo ese gas hasta tierra firme.

De un modo similar, no existen infraestructuras eléctricas que puedan conducir la electricidad desde estos parques emplazados en el medio del mar con las zonas urbanas. Por tanto, su construcción comportará otro gran gasto adicional.

2.4.4. Emplazamiento

Los factores más limitantes a la hora de escoger el emplazamiento de un parque eólico offshore son la profundidad del lecho marino y la distancia a la costa (a mayor distancia y profundidad, mayor habrá de ser la inversión para construir el parque).

Este es uno de los argumentos más escuchados para defender la no instalación de parques eólicos offshore en España, ya que las aguas en este territorio, en su mayoría, superan la profundidad económicamente viable en la actualidad (25 m). Esto se debe a que la plataforma continental del litoral español es muy estrecha.

En la actualidad, las mayores distancias a la costa logradas rondan los 45 kilómetros. Por otro lado, el parque offshore de *Beatrice* (Reino Unido) cuenta con aerogeneradores que alcanzan los 50 metros de profundidad.



Figura 2-11: Parque eólico *Beatrice*, en Reino Unido

2.4.5. Distancia entre aerogeneradores

La menor rugosidad del mar, aunque propicia una mejor calidad de viento, tiene también una contrapartida: la turbulencia que se genera en la estela de cada aerogenerador provoca efectos sobre los otros aerogeneradores mucho más perjudiciales que en el caso de los parques eólicos terrestres. Ello desemboca en una menor vida útil de las turbinas.

Estos efectos dañinos pueden evitarse incrementando la separación entre aerogeneradores. No obstante, se requiere así un mayor espacio, lo que implica una mayor inversión.



Figura 2-12: Estelas producidas por las palas de los aerogeneradores

2.5. PROYECTOS ACTUALES

Con diferencia Europa ha sido desde los orígenes de la tecnología offshore el líder mundial en energía eólica marina. Prueba de ello son los más de 65 parques eólicos emplazados en aguas europeas.

A la cabeza del mercado offshore europeo, por otra parte, se sitúa claramente el Reino Unido. Con más de 3.680 MW de energía eólica marina a principios de 2014, destaca por situar en sus aguas los dos parques más grandes del mundo: el *London Array* (capacidad de 630 MW) y el *Greater Gabbard* (capacidad de 504 MW), localizados ambos en el exterior del estuario del Támesis.

Entre otros parques eólicos británicos destacan también el de *Walney* (367 MW), *Sheringham Shoal* (317 MW) y *Thanet* (300 MW).

Otra potencia fuerte en este mercado a nivel europeo es Dinamarca. Posee los parques de *Anholt* y el *Horns Rev II* (capacidades de 400 y 209 MW, respectivamente). La involucración de este país con este tipo de tecnología ha sido patente desde el momento en que se comenzó a desarrollar (el primer parque eólico offshore se construyó en Dinamarca) y prueba de ello es el hecho de que posean el tercer parque más grande del mundo de energía de viento marina. Ello les hace ocupar el segundo puesto en cuanto a líderes del mercado mundial offshore (después de Reino Unido).

Alemania es otro estado con una producción de este tipo de energía muy alta. De esta manera, cuenta con dos proyectos con capacidades muy destacables: el parque eólico *BARD Offshore I* (con 400 MW de capacidad), y el *Meerwind Süd/Ost* (288 MW).



Otro líder en esta industria es Bélgica. En la costa belga se halla el célebre parque de *Thortonbank*. Esta instalación es capaz de producir 325 MW de energía.

El resto del mercado europeo está compuesto por países como Suecia, Finlandia, los Países Bajos, Irlanda, Noruega, España y Portugal. Actualmente la totalidad de proyectos propuestos suma más de 100 GW de energía, y la Asociación Europea de Energía Eólica (*European Wind Energy Association, EWEA*) ha marcado una serie de objetivos que pasan por la generación de 40 GW de este tipo de energía para 2020 y de 150 GW para 2030.

A modo de ejemplo de estos proyectos, en Irlanda se planea ampliar el parque eólico marino de *Arklow Bank* a 520 MW, proyecto en el que participa Acciona. En otro orden de magnitud, en países como Alemania y Francia existen propuestas de parques con capacidades superiores a los 1.000 MW.



Figura 2-13: Parque eólico offshore *London Array*

2.5.1. Energía eólica offshore en España

Hasta la fecha, la única actuación en el mercado de la energía eólica marina en España ha consistido en la instalación de un aerogenerador en el puerto de Arinaga, en Gran Canaria. Este aerogenerador, instalado por una unión de las empresas españolas Gamesa y GES (Global Energy Services), es de 5 MW de potencia.

Los componentes del aerogenerador prototipo G128-5.0 se fabricaron íntegramente en España. La envergadura de las palas es de 62,5 m, lo cual las convierte en las más grandes del país y las sitúa entre las más grandes de Europa. El rotor tiene una longitud de 128 m y pesa 15 toneladas.



Mientras que este constituyó el primer proyecto offshore de Gamesa, GES ya contaba con diversas experiencias en montaje de estructuras offshore alrededor del mundo.



Figura 2-14: Aerogenerador offshore de Gamesa en el puerto de Arinaga (Gran Canaria) en construcción

Desde fábrica, las palas se transportaron al puerto de Bilbao, a una distancia de 200 km. Esta operación pudo llevarse a cabo trasladando las palas de noche por carretera.

Junto con las palas, la nacelle y el resto de componentes del aerogenerador se transportaron hasta el puerto de Arinaga desde Bilbao. El transporte de la nacelle supuso un reto, ya que, sin introducir en ella los componentes principales, medía 12,5 m de largo y 4 m de alto, y pesaba unas 72 toneladas.



Figura 2-15: Embarque de la nacelle del aerogenerador offshore del puerto de Arinaga, en el puerto de Bilbao



El transporte se realizó en un único buque, de 11.000 toneladas de carga y 157 m de eslora.

El hecho de que el puerto de Arinaga constituya un emplazamiento óptimo por la intensidad de los vientos en la zona también contribuyó, a su vez, a dificultar el montaje del aerogenerador. Esta dificultad se vio incrementada, además, por el hecho de que Arinaga sea un puerto de mar y por su cercanía a un aeropuerto en la isla de Gran Canaria.

Previo al montaje del aerogenerador, se llevó a cabo la construcción de la subestación eléctrica, así como de todo el cableado de conexión entre aerogenerador, subestación y red eléctrica.

Un reto que surgió durante el proyecto fue el encontrar una grúa capaz de elevar la nacelle sobre la torre, que tiene una altura de 84 m.



Figura 2-16: Montaje de la nacelle del aerogenerador de Arinaga previa a su instalación en la torre

La producción anual de esta turbina es de 23 GWh, con lo que podrían abastecerse más de 5.000 hogares.



Figura 2-17: Aerogenerador offshore del puerto de Arinaga



2.6. TIPOS DE CIMENTACIÓN

2.6.1. Introducción

Se hace necesario entender los retos geotécnicos que deben superar los cimientos de estas estructuras marinas. Un amplio abanico de condiciones de suelo puede encontrarse en cada localización: bancos de arena móviles, arena densa, arcillas duras o blandas, materiales estratificados, intrusiones rocosas, etc. Asimismo, hay que tener en cuenta la gran variabilidad en el terreno que puede presentarse para un solo parque, ya que típicamente se emplea un espacio de más de 500 metros entre diferentes aerogeneradores. Por esta razón es de vital importancia el llevar a cabo rigurosos y numerosos sondeos.

Ha de hacerse una primera distinción entre cimentaciones fijas y flotantes. A continuación, se procederá a una breve descripción de los tipos de cimentaciones fijas más comunes existentes actualmente.

En la siguiente imagen se muestran los distintos tipos de cimentaciones fijas que existen. Este tipo de tecnología, perfectamente encuadrable dentro de las competencias de la ingeniería civil, se encuentra en un estado mucho más avanzado que la de las cimentaciones flotantes. En su diseño entra un importante componente marítimo. Los distintos tipos de cimientos fijos empleados hoy en día principalmente para profundidades de hasta 40 metros son los monopilotes, los tripilotes y las cimentaciones en gravedad. Este proyecto se centra en el comportamiento y la viabilidad de una cimentación en gravedad para una profundidad de lámina de agua de 60 metros. Para este tipo de profundidades (y hasta 70 m) se suelen emplear plataformas Jacket.

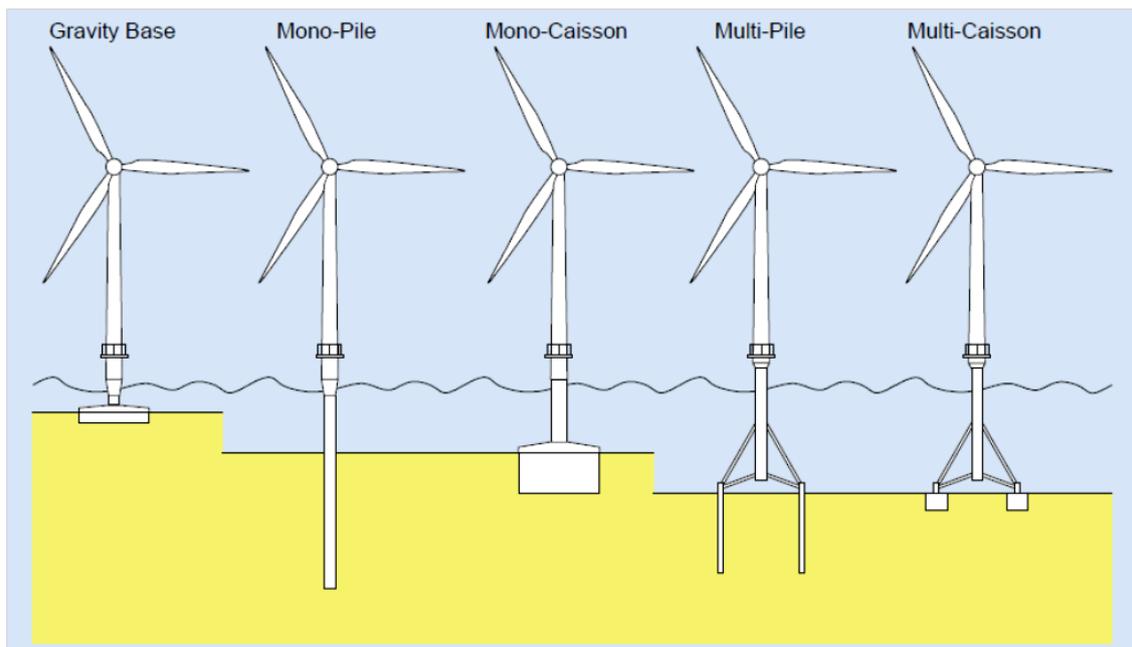


Figura 2-18: Tipos de cimentaciones existentes para estructuras offshore



Por otra parte, la tecnología actual avanza hacia las soluciones flotantes. Existen ya varios proyectos en fase avanzada de desarrollo y de pruebas como los que se ven en las siguientes imágenes. Estos proyectos están emplazados tanto en USA como en Europa.



Figura 2-19: Plataforma Spar Hywind



Figura 2-20: Plataforma semi-sumergible Windfloat



Figura 2-21: Plataforma TLP Blue H

El gran número de disciplinas a involucrar al diseñar un parque eólico marino flotante comporta una gran complejidad de estudio y diseño, y se hace menester fijar una serie de prioridades de unas frente a otras a lo largo del proceso que permita desembocar en una solución técnicamente viable y atractiva para los inversores.

La siguiente gráfica muestra el porcentaje de cada tipo de cimentación empleado en Europa, en base a datos recopilados a finales del año 2013. Por entonces, en Europa había 2080 aerogeneradores offshore operativos.

A pesar de que su representación sea tan pequeña que no figuren en la gráfica, existían en aquel momento cuatro prototipos de cimentaciones flotantes en aguas europeas; dos de ellas a escala real y dos a escala reducida.

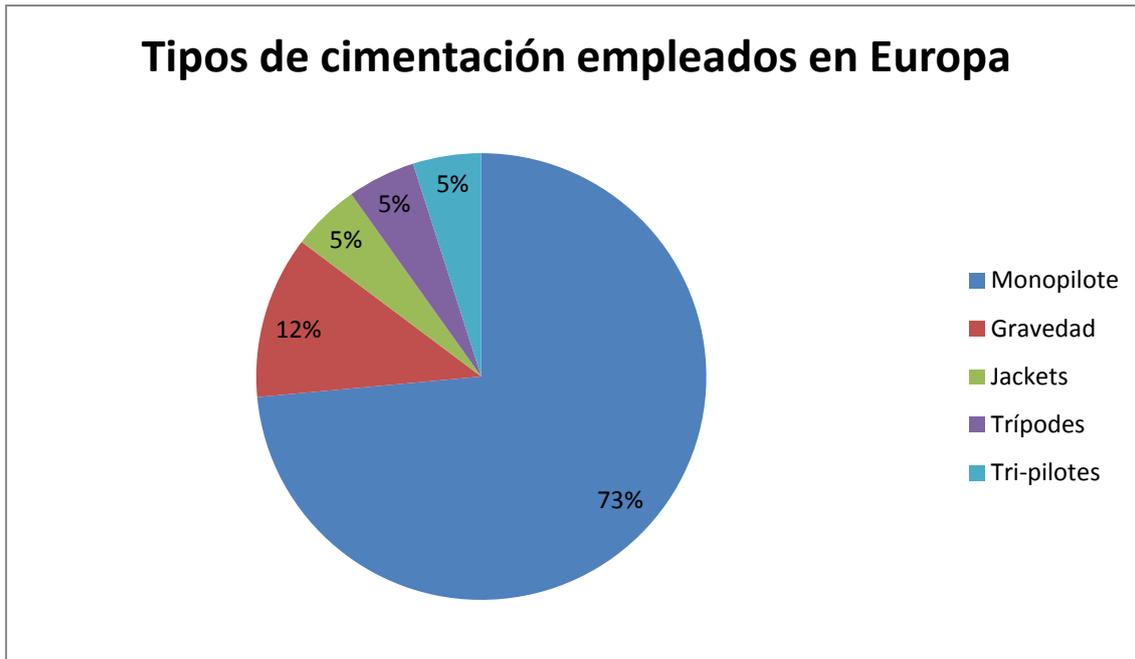


Figura 2-22: Distribución de los diferentes tipos de cimentación para estructuras offshore

La siguiente tabla muestra los rangos típicos de profundidades para cada tipo de cimentación:

TIPO DE CIMENTACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
Monopilote	10 – 30
Gravedad	10 – 40
Trípodes	0 – 40
Tri-pilote	0 – 40
Jacket	0 – 50
Flotante	>60

A continuación se procederá a una descripción más detallada de cada tipo de cimentación empleada en el ámbito de la eólica offshore.

2.6.2. Cimentaciones monopilote

Aunque este tipo de cimentaciones se han llegado a emplear en profundidades de hasta 30 m, suelen utilizarse en profundidades de entre 10 y 25 m debido a las dificultades que presenta la perforación del terreno y a la necesidad de incrementar excesivamente el diámetro con la profundidad. Generalmente, los diámetros empleados están comprendidos entre 3,5 y 5 metros.

Para profundidades inferiores a los 10 m, las cimentaciones en gravedad representan una alternativa mucho más económica que los monopilotes.



Figura 2-23: Modelado de cimentación monopilote

No obstante, este tipo de tecnología implica un diseño sencillo de cimentación en el que la estructura se divide en tres partes claramente diferenciadas, como puede verse en la Figura 2-23: de abajo arriba el propio monopilote, una pieza de transición, y la torre del aerogenerador.

Otra ventaja de las cimentaciones monopilote es la mínima preparación del suelo marino requerida. Además, la acción erosiva de oleaje y corrientes marinas apenas afecta a este tipo de estructuras.

Este tipo de cimentación se utilizó en el parque eólico offshore de *Greater Gabbard* en Reino Unido, mencionado anteriormente por ser el segundo más grande del mundo. También en el *Egmond aan Zee*, en Holanda.

2.6.3. Trípodos

Este tipo de cimentaciones fijas se emplea en profundidades no superiores a 40 m. Consisten en estructuras como la de la imagen (Figura 2-24) ancladas al fondo marino mediante pilotes de acero.

Se han utilizado en el parque offshore de *Borkum West*, en Dinamarca. Ofrecen una mayor estabilidad que las cimentaciones monopilote, pero su instalación es notablemente más compleja.



Figura 2-24: Trípode para aerogenerador offshore en el puerto de Bremerhaven, Alemania

2.6.4. Cimentación de tri-pilote

Los rangos de profundidad en que se emplean este tipo de cimentaciones coinciden con aquellos de las cimentaciones de trípode (0-40 m).

Entre las ventajas de esta tecnología se encuentra el hecho de que pueden ser instalados por embarcaciones jack-up tradicionales. Del mismo modo, otra característica ventajosa de este tipo de cimentación es que los pilotes pueden ser construidos en el propio puerto. No obstante, las cimentaciones de tri-pilote son una alternativa bastante costosa.

Como puede verse en la siguiente imagen, los aerogeneradores del parque eólico marino de *BARD*, mencionado anteriormente, están dotados de este tipo de cimentaciones.



Figura 2-25: Parque eólico de BARD, Dinamarca, donde se emplean cimentación de tri-pilote

2.6.5. Jackets

Aunque se han llegado a instalar en profundidades de hasta 70 m, el rango de empleo de este tipo de cimentaciones es entre 0 y 50 m.

Las cimentaciones jacket van ancladas al lecho marino mediante sistemas de pilotaje, Este tipo de estructuras ofrecen una gran estabilidad frente a los empujes del oleaje y son relativamente ligeras. No obstante, su coste de fabricación es significativamente mayor que el de otro tipo de cimentaciones, aunque puede verse reducido a través de las economías de escala.

Se han instalado en el parque eólico de *Beatrice*, en Reino Unido. La estructura jacket de la siguiente imagen se destinó a soportar los aerogeneradores de la ampliación del parque eólico *Thorntonbank*, mencionado anteriormente, en el año 2012. 49 de estas estructuras, cada una de 400 toneladas de peso, fueron instaladas a 27 km de la costa, a una profundidad de 25 m. Los aerogeneradores que soportan, de 6 MW de potencia, pesan 285 toneladas y tienen un diámetro de rotor de 126 m.



Figura 2-26: Transporte de estructura jacket al parque eólico de *Thorntonbank*, en Bélgica

2.6.6. Cimentaciones flotantes

Para profundidades superiores a los 60 m ha de emplearse un diseño de cimentaciones flotantes. Aunque actualmente no se empleen en el campo de la energía eólica offshore, si que se han utilizado en la instalación de plantas petrolíferas.

Además de requerir una menor cantidad de acero, permiten la instalación de aerogeneradores en aguas mucho más profundas que las alcanzables mediante cimentaciones fijas. No obstante, tienen unos costes excesivamente elevados.

En la siguiente imagen puede verse el aerogenerador flotante Hywind, la primera instalación eólica offshore en emplear cimentaciones flotantes. Su montaje se llevó a cabo en el fiordo de Åmøy, en las proximidades de Stavanger, Noruega, antes de ser remolcada hasta su emplazamiento definitivo en el Mar del Norte.



Figura 2-27: Plataforma Hywind en fase de montaje, en el fiordo de Åmøy, Noruega

La segunda actuación en la historia de la eólica flotante tuvo como resultado la plataforma Windfloat. Su montaje no requirió el uso de grúas de izado de cargas pesadas, y posee una capacidad de 2 MW. Está localiza a unos 5 km de la costa portuguesa.



Figura 2-28: Instalación flotante Windfloat, cerca de la costa portuguesa



2.7. CIMENTACIONES EN GRAVEDAD

Este proyecto se centra en el estudio y comparación de dos diseños del segundo tipo más empleado de cimentación después de los monopilotes: las cimentaciones en gravedad. Actualmente el 12% de las cimentaciones de las instalaciones eólicas marinas en Europa son de gravedad (ver Figura 2-22). No obstante, es de esperar que este tipo de cimentaciones se conviertan en las más habituales, dado que son más adecuadas para mayores profundidades y capacidades de turbina.

El problema de este tipo de cimientos son las operaciones marítimas requeridas para su instalación, que comportan un importante porcentaje del coste total de la cimentación. Los métodos constructivos y las tecnologías empleadas aún tienen mucho margen de desarrollo, y se puede aprender mucho de otros campos de la ingeniería offshore que no sean la energía eólica marina, como las instalaciones petrolíferas.

Las cimentaciones en gravedad (*Gravity Based Foundations* o GBFs) generalmente se emplean para sustituir a los monopilotes en profundidades inferiores a los 10 m, dado su menor coste. En estos casos, su diámetro oscila entre 12 y 15 m y su peso está comprendido entre 500 y 1.000 toneladas.

No obstante, este tipo de cimentaciones se han llegado a emplear en estructuras colocadas en emplazamientos con hasta 40 m de profundidad.

Estas cimentaciones tienen la ventaja de que no requieren la perforación del suelo marino, lo cual contribuye a abaratar su coste con respecto a otras tipologías. Sin embargo, sí que se hace necesaria una cierta preparación del lecho marino previa a la colocación de la estructura que puede encarecer enormemente el coste de instalación.

Ejemplos de parques eólicos offshore que cuenten con este tipo de cimentaciones son el famoso *Thorntonbank*, en Bélgica, y el *Nysted*, en Dinamarca.

El proceso constructivo de este tipo de cimentaciones se expondrá más adelante.



2-29: Modelado de GBF empleada en el parque eólico *Thorntonbank*



2.7.1. Solución STRABAG

A continuación se procederá a un breve análisis sobre algunas de las soluciones actualmente existentes en el mercado de GBFs para eólica offshore. Una de éstas es el modelo de cimentación desarrollado por la empresa austriaca STRABAG SE, que busca dar servicio a los numerosos parques implantados y por construir en el Mar Báltico y en el Mar del Norte.



2-30: Modelado de la GBF desarrollada por STRABAG SE

STRABAG busca implantar un sistema de producción en cadena de aerogeneradores con cimentaciones en gravedad en el puerto de Cuxhaven, Alemania, que pueda satisfacer las previsiones de crecimiento de la industria eólica marina en la zona (1.000 MW anuales).

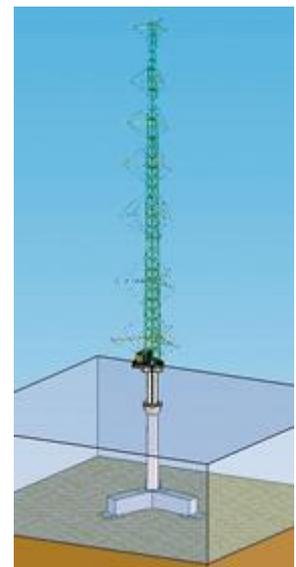
Esta cadena de montaje comprendería todo el proceso de construcción de la GBF, además de la instalación del aerogenerador sobre ésta, por lo que únicamente quedaría por realizar el transporte, el fondeo, y la colocación de un manto protector de escollera (*scour protection*) en la base de la cimentación del molino eólico offshore.

2.7.1.1. Análisis de la solución

El diseño de cimentación propuesto por esta empresa consta de dos partes bien diferenciadas: la base, con una sección en forma de cruz; y el fuste de la cimentación, una torre de forma troncocónica con muy poca diferencia entre los radios de sus bases:

Esta tecnología ya se había probado en alta mar. Está basada en la empleada en la construcción de la estación de medición eólica offshore de ARKONA, que se instaló para la toma de datos del parque eólico de *Arkona Basin South-East*, 35 km al noroeste de Ruegen, Alemania.

La cimentación de esta estación de medición tiene un diseño algo diferente: la base está formada por 3 patas lastradas con 400 m³ de arena de balasto, contenida en su interior. Un modelado de este diseño puede verse en la imagen.



2-31: GBF empleada en la estación offshore de medición de viento de ARKONA



Esta cimentación estaba compuesta de hormigón y hormigón pretensado. Fue construida en el muelle industrial de Lubmin, como puede verse en la siguiente imagen:



2-32: Construcción de la cimentación de la estación de medición de Arkona basin South-East

A partir de este diseño, decidió aumentarse el número de patas de la base de la

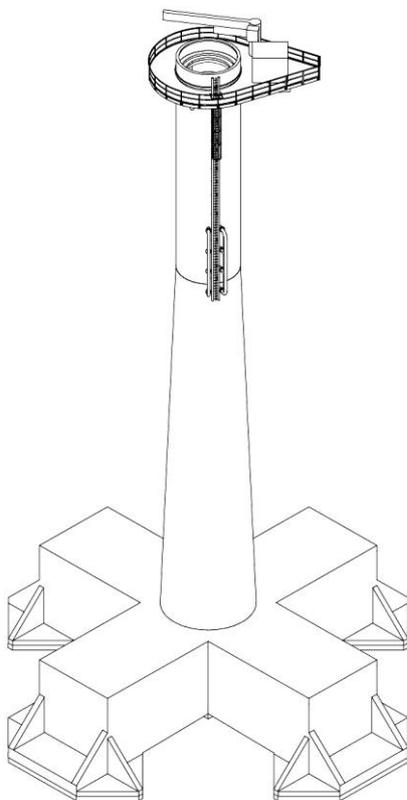
cimentación para las GBFs diseñadas para aerogeneradores marinos, llegando a un modelo de GBF como el que se muestra a continuación:

El peso aproximado de esta cimentación es de 5.500 toneladas, y emplea unos 2.30 m³ de hormigón con resistencias de entre 50 y 60 MPa.

Emplean unas 63 toneladas de acero (la cuantía de armado es de entre 260 y 280 kg/m³). Adicionalmente, lleva alrededor de 125 toneladas de pretensado.

Al igual que en el diseño de la plataforma de medición, esta cimentación se lastra con 2.800 m³ de arena (4.750 toneladas). Esta reducción en la cantidad de material usado supone una optimización con respecto a otros diseños existentes.

Cabe diferenciar entre la cruz que forman las



2-33: Esquema de GBF propuesta por STABAG



patas en la base y la zona de apoyo, conformada por losas existentes en los extremos de dicha cruz.

A diferencia del anterior diseño, éste incluye una pieza de transición cillíndrica y metálica entre el fuste de la cimentación y la torre del aerogenerador. Esta pieza permite adaptar la cimentación a distintas profundidades.

Esta adaptabilidad viene dada por la gran uniformidad de las batimetrías del Mar del Norte, donde estudios batimétricos muestran variaciones máximas de 1,5 m en la profundidad. Para variaciones mayores, habría que cambiar el diseño de la cimentación ya que no bastaría con variar la longitud de la pieza de transición.

Este modelo de cimentación se ha diseñado para profundidades máximas de 45 m, lo cual lo hace idóneo para la mayoría de parques eólicos del Mar del Norte (profundidades entre 39,1 y 40,5 m).



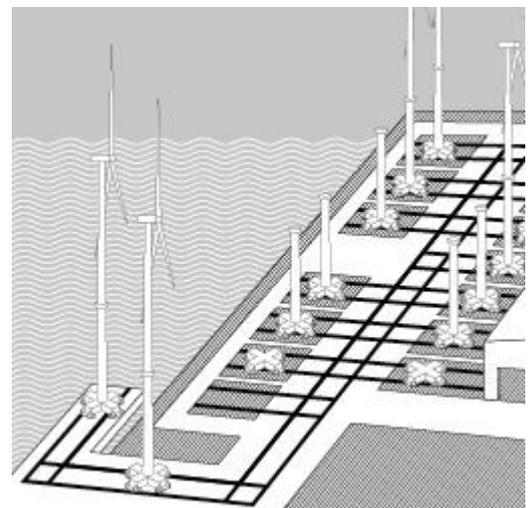
2-34: Diferentes fases del proceso constructivo de la cimentación en gravedad propuesta por STRABAG SE

El elemento más destacable de este diseño, sin embargo, es su base en forma de cruz. Al colocar el manto protector de escollera alrededor de la cimentación, con esta forma se consigue una mejor resistencia al empuje horizontal. Como contrapartida, el menor momento de inercia de la base exige una mejor calidad del terreno o una mayor superficie de apoyo.

2.7.1.2. Análisis del proceso constructivo

Más allá de la geometría particular de esta solución, lo más destacable del diseño es el proceso de industrialización implementado. Esta industrialización, motivada por la gran cantidad de parques eólicos marinos en proyecto o construcción de la zona, permite optimizar la producción e instalación de aerogeneradores offshore, aún a pesar de que la particular geometría de la cimentación dificulta la optimización de su construcción.

La industrialización de la producción de

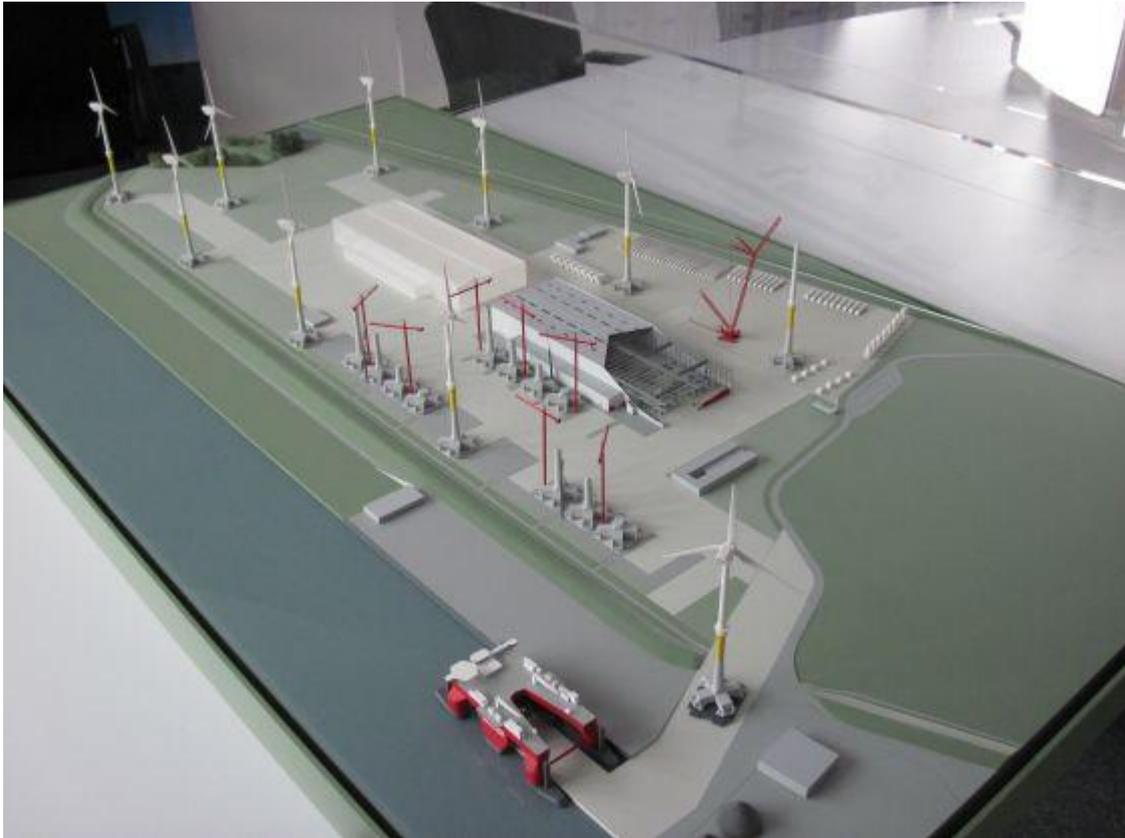


2-35: Esquema de la planta de fabricación de aerogeneradores marinos en el puerto de Cuxhaven, Alemania



aerogeneradores marinos, no abordada hasta este momento, supondría una revolución de la industria eólica marina, y, de lograrse con éxito, otorgaría una clara ventaja a este método de construcción frente a los demás existentes.

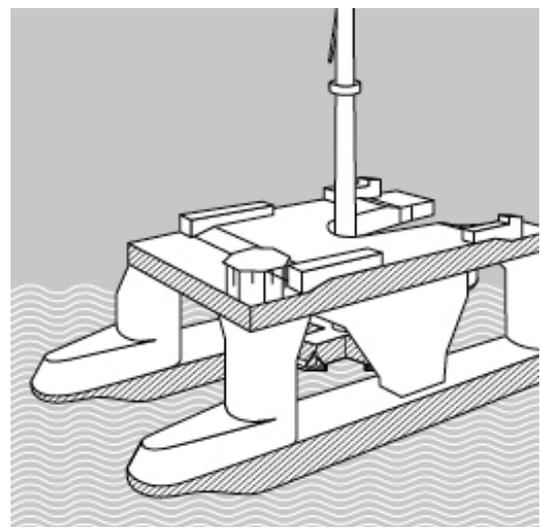
Se ha planteado la instalación de toda una serie de infraestructuras, de muy fácil acceso, en el puerto para la construcción de las cimentaciones y posterior montaje de los aerogeneradores, como puede verse en la imagen siguiente:



2-36: Maqueta de la planta de fabricación de aerogeneradores marinos

Para el transporte de la estructura, se empleará una embarcación especialmente diseñada para ello, como la que se muestra en el siguiente esquema:

Las características de semisumergibilidad de esta embarcación permite reducir las limitaciones climáticas (de oleaje) del proceso de fondeo de los molinos, incrementando así el número de días que se pueden instalar al año. No obstante, el que la instalación de estos aerogeneradores requiera una embarcación diseñada exclusivamente para tal fin va



2-37: Esquema de la embarcación diseñada para el transporte de los aerogeneradores marinos terminados



en contra de la optimización del proceso constructivo buscada mediante la industrialización del mismo.

La preparación del fondo marino en este caso se consigue mediante el empleo de una draga de tolva, y se proponen dragados cuadrados de 44 m de lado y 3 m de profundidad, con taludes laterales de inclinación de 1:5 (el volumen total dragado es de aproximadamente 11.000 m³).

Otro aspecto innovador de este proceso constructivo es el empleo de bolsas de geotextil rellenas de arena en lugar de árido de escollera como *scour protection* (o protección al socavamiento). El impacto ambiental de estas bolsa, o *Big Bags*, es significativamente menor que el del manto protector tradicional.



2-38: Empleo de *Big Bags* como protección frente a la acción erosiva del oleaje

Cabe destacar el hecho de que tanto el proceso de industrialización buscados como la flotabilidad (o semi-flotabilidad) de este modelo de cimentación son factores muy importantes a la hora de considerar un mayor radio de acción de este diseño, logrado a través de la economía de escala.



2.7.2. Solución LILLGRUND

El parque eólico marino de *Lillgrund*, puesto en marcha en diciembre de 2007, se encuentra a media distancia entre la costa sueca y la danesa.



2-39: Parque eólico offshore de *Lillgrund*, en Suecia

La construcción de este parque fue obra de las empresas energéticas suecas Vattenfall y SwedishEnergy Agency. La especialidad de la firma Vattenfall es la energía térmica tradicional, ocupando un 52% de su producción en 2009. Según estos mismos datos, la generación de la energía eólica supone menos de un 2% de la producción de la empresa.

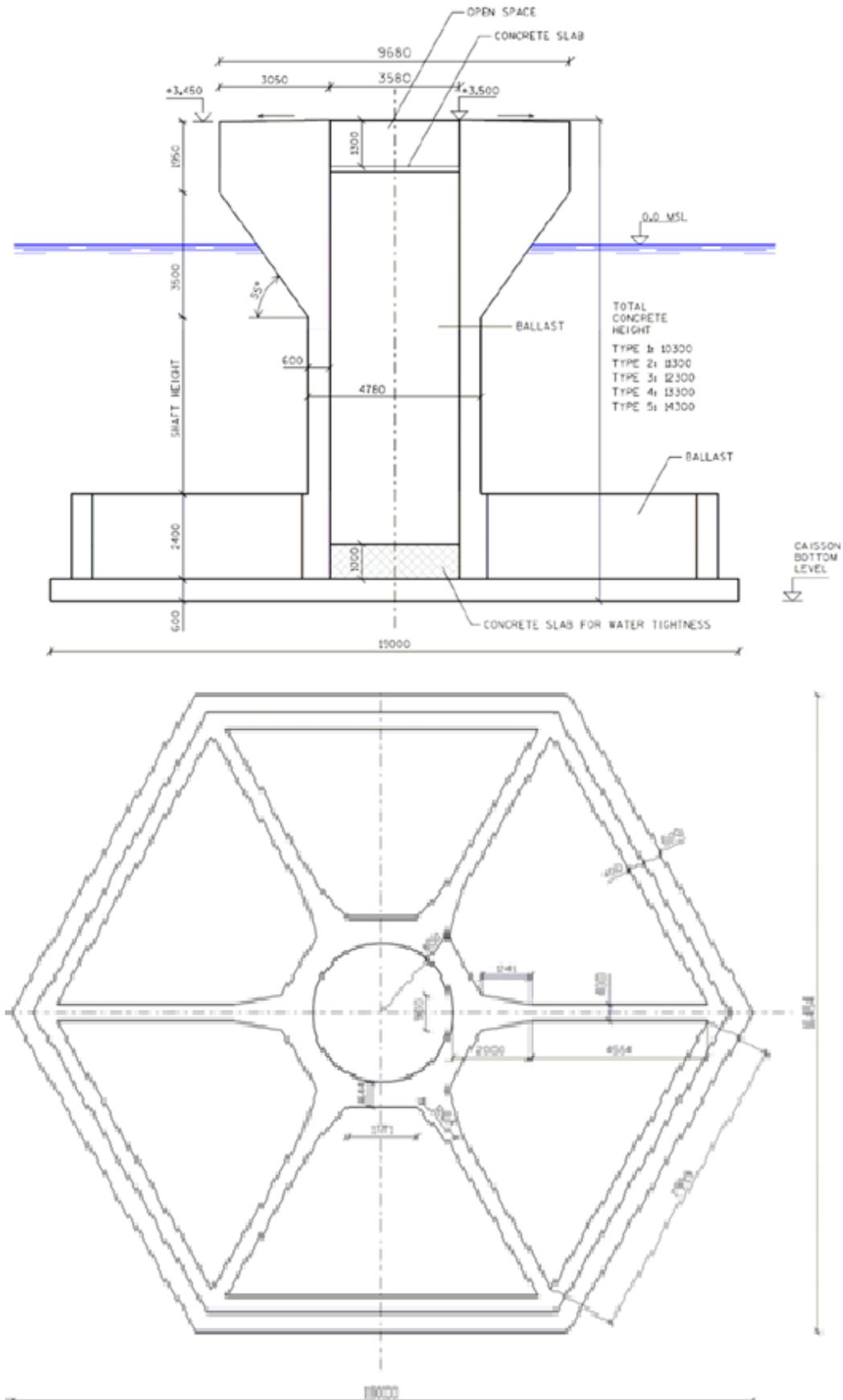
La información sobre la construcción de este parque, que emplea para las cimentaciones una solución de gravedad adecuada a bajas profundidades, es de carácter público, lo cual la hace muy accesible.

2.7.2.1. Análisis de la solución

La altura máxima alcanzada por una cimentación de este tipo, de acuerdo con la poca profundidad del emplazamiento del parque, es de 14,3 m. Para adecuar el diseño a la batimetría variable (10,3 a 14,3 m) del entorno, se emplearon cinco diseños diferentes en los que el único cambio era una variación de la altura del fuste de la cimentación.

Cabe destacar que esta tipología, aunque interesante, no resulta aplicable al emplazamiento de estudio, con profundidades de 60 m.

Esta cimentación consta de tres partes bien diferenciadas: la base, el fuste, y la cabeza. Los detalles geométricos de esta cimentación pueden apreciarse en la siguiente figura, y se exponen a continuación:



2-40: Detalles geométricos de la GBF empleada en el parque eólico marino de *Lillgrund* (alzado y planta)



La base se asemeja a un cajón de hormigón de planta hexagonal (9,5 m de lado). Las zapatas (partes voladas de la solera con respecto al cuerpo del cajón) tienen un sobrecancho de 0,5 m en todo el perímetro. El espesor de las paredes exteriores es de 0,4 m.

El interior del cajón cuenta con 6 aligeramientos. Las paredes interiores, que unen el cilindro central de la cimentación con los vértices del cajón, hacen las veces de rigidizadores, aportando un vano máximo a la losa superior de 8 m.

El fuste de la cimentación es un cilindro hueco de 9,68 m de diámetro y 0,6 m de espesor. La altura de este fuste, como se ha expuesto anteriormente, es la que se varía para adaptar la cimentación a diferentes profundidades.

La cabeza está formada por un cilindro hueco de 3,05 m de espesor (el hueco en el interior de la cimentación va desde la solera hasta parte superior de la misma. La altura de este cilindro es de 1,95 m. La transición entre el diámetro del fuste y el de la cabeza es lineal, a lo largo de 3,5 m de altura.

Para la preparación del suelo marino se procede a un dragado de la zona de apoyo de aproximadamente 2,5 m de profundidad y a la construcción de una banqueta de apoyo constituida por árido de cantera (altura de banqueta de 30 cm).

Los alrededores de la cimentación se protegieron con una serie de capas filtrantes sobre las que se colocó un manto protector de escollera. El lastrado de la cimentación se llevó a cabo con roca de balasto y escollera en las celdas de la base; y únicamente con balasto en el hueco interior del fuste.

El lastrado tiene como finalidad dotar de peso a la cimentación a fin de mejorar el comportamiento de ésta. Puesto que la altura del fuste varía en cada uno de los cinco diseños propuestos, también variará la cantidad de balasto en su interior. En la siguiente tabla puede verse la cantidad de peso que el árido de lastre aporta a cada uno de estos diseños:

Altura (m)	Peso sin árido (t)	Peso del árido (t)	Peso total (t)
10.3	1299	803	2102
11.3	1318	822	2140
12.3	1337	841	2178
13.3	1356	860	2216
14.3	1375	879	2254



2.7.2.2. Análisis del proceso constructivo

Las dimensiones relativamente pequeñas de esta cimentación, así como su geometría más o menos constante a lo largo de la altura, hace que no sea rentable la implantación de ningún método constructivo avanzado para su construcción.

El pequeño tamaño de las cimentaciones permitió también el transporte simultáneo de varias en una barcaza remolcada, como la que se ve en la siguiente imagen.



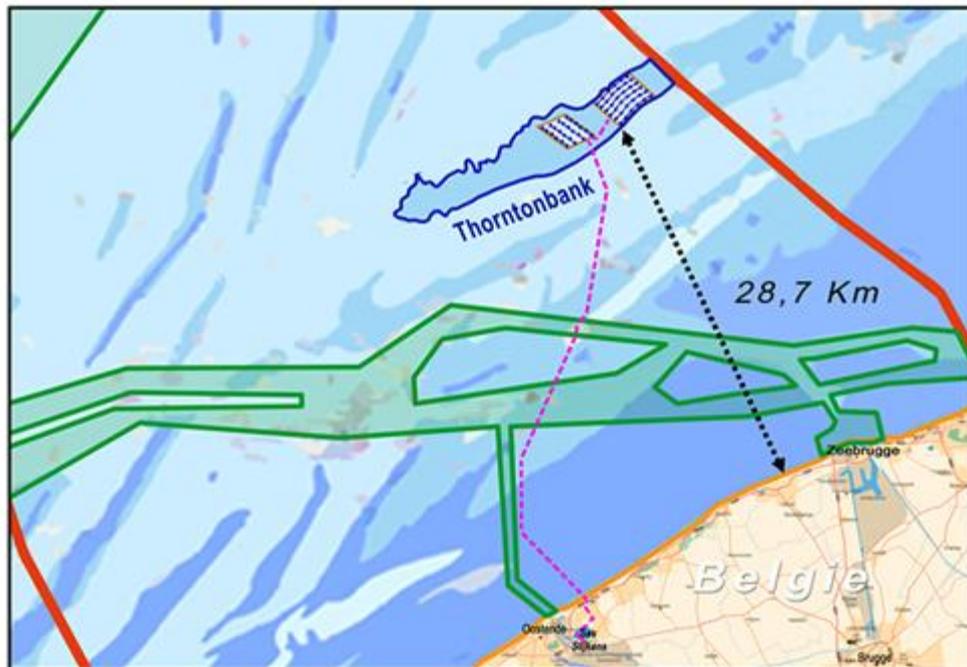
La instalación de estas cimentaciones se realizó mediante un barco grúa como el de la siguiente imagen:





2.7.3. Solución THORNTONBANK

El célebre parque eólico marino de *Thornton Bank*, mencionado con anterioridad, está situado a 30 km de la costa belga. Este parque, dotado de 60 aerogeneradores de 5 MW cada uno, emplea un diseño muy característico de cimentación de gravedad.



2-41: Localización del parque eólico de *Thorntonbank* con respecto a la costa belga

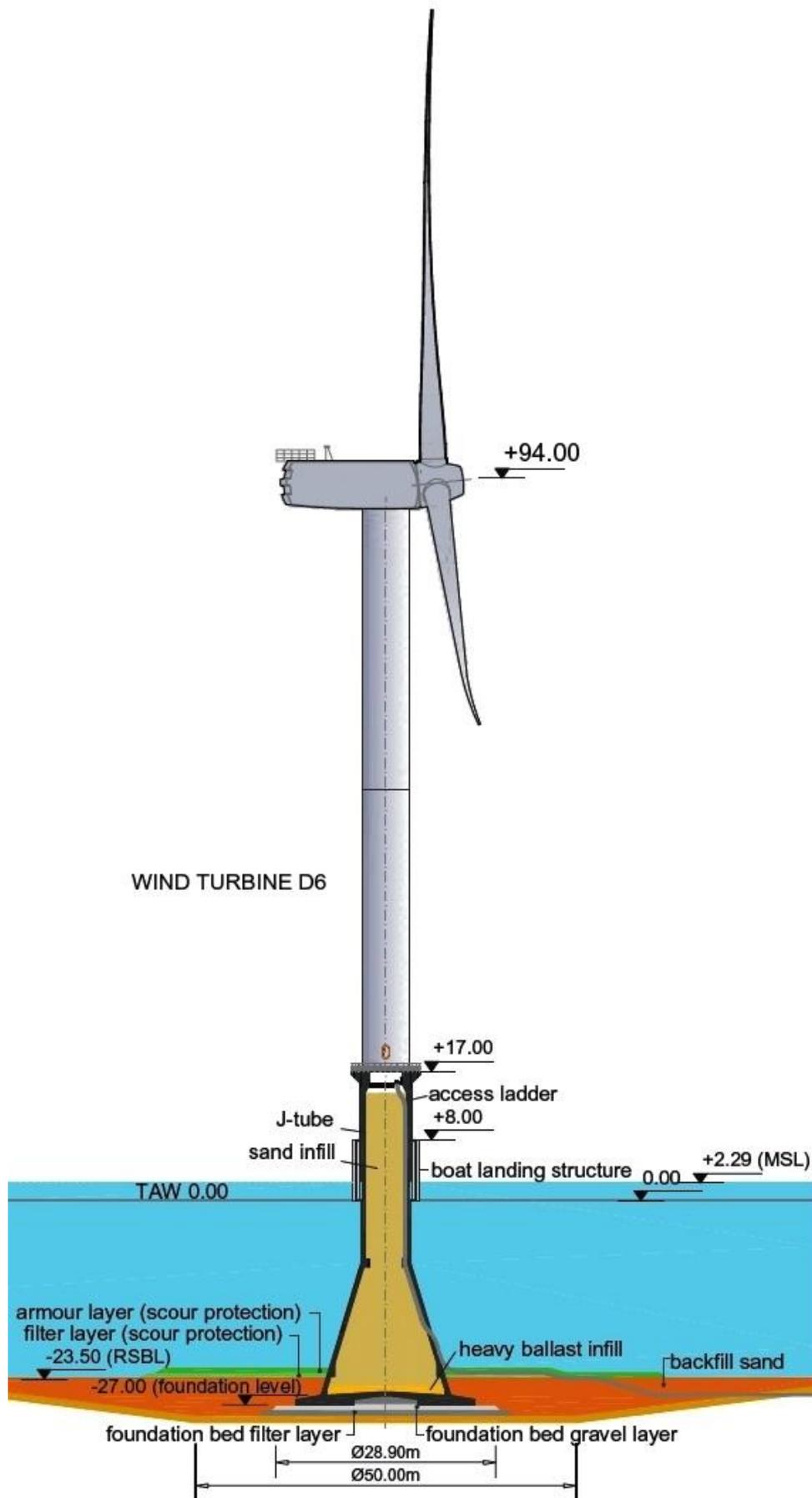
En la construcción del parque participó un elevado número de empresas. La ejecución de las cimentaciones de los aerogeneradores marinos se llevó a cabo en el puerto de Ostende.

Estas cimentaciones se apoyan, en general, sobre arenas medias, situadas a profundidades que van desde los 21,5 a los 27 m. Tienen una altura de 17 m. Las nacelles de los aerogeneradores, si se tiene en cuenta la altura de las cimentaciones, alcanzan los 94 m de altura.

2.7.3.1. Análisis de la solución

La forma de las cimentaciones, como puede verse en el siguiente esquema, consiste en un cono terminado en un cilindro. Citando a los propios diseñadores, 'se asemeja a la forma de un frasco Erlenmeyer.'

El diámetro de la base inferior es de 27 m, y su espesor es variable entre 1,48 m en la circunferencia interior y 0,70 m en el borde de la base. Cabe notar que el espesor de la base de la cimentación disminuye en su parte central. Esta disminución de espesor puede venir motivada por la mayor resistencia horizontal que proporciona la menor inercia aportada por dicha parte central de menor espesor; todo ello propiciaría un mejor comportamiento del diseño.



2-42: Esquema y detalles geométricos (alzado) del modelo de GBF empleado en *Thorntonbank*



Aunque existen zonas en que las paredes tienen un mayor espesor, éste es de 0,50 m en casi toda la altura de la cimentación. Los resaltes existentes se encuentran uno en la parte inferior, donde se da inicio al pretensado; otro en la unión de la sección cónica con la cilíndrica, con un sobre espesor de 60 centímetros durante un metro de altura; y por último otro en la parte superior, donde se encuentra una cabeza que hace las funciones tanto de unión con el fuste de la torre del aerogenerador como de plataforma de acceso para posibles embarcaciones destinadas a labores de mantenimiento.

El peso de las cimentaciones varía entre las 2.800 y las 3.000 toneladas; y el volumen medio que ocupan es de 1.085 m³. La adaptación del modelo a la batimetría variable de la zona se consigue, al igual que en el caso estudiado anteriormente, mediante una variación de la altura del fuste. Ello desemboca en una variación en los pesos de las distintas cimentaciones instaladas.

La siguiente tabla incluye las características fundamentales del hormigón empleado en la construcción de estas cimentaciones:

CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN		
Resistencia a compresión	45 – 55	MPa
Tamaño máximo de árido	22	mm
Proporción de cemento	440	kg/m ³
Relación agua/cemento	0,36	-
Acero de armadura total	215	t
Densidad media de armado	200	kg/m ³

Además de esto, se incorporaron 32 cables de pretensado a lo largo de toda la altura de la cimentación. El detalle de los anclajes de pretensado en el interior de las estructuras puede apreciarse en la siguiente imagen:



2-43: Anclajes de pretensado en el interior de la estructura



2.7.3.2. Análisis del proceso constructivo

Para la construcción de estas cimentaciones se emplearon encofrados trepantes. La empresa fabricante de éstos, DOKA, con sede en Austria, diseñó un tipo de encofrado trepante que permitiera, gracias a un uso importante de la grúa, que el encofrado pudiera adaptarse a la forma troncocónica de la base de la cimentación. Este uso tan intenso de la grúa venía motivado por el hecho de que había que cambiar el encofrado en cada trepa, lo cual implica una importante complicación del proceso constructivo. Una vez alcanzada la sección cilíndrica de la estructura, el encofrado se mantenía hasta el término de su uso.

Al contrario que en el caso de la solución propuesta por STRABAG, en este caso se empleó pretensado exclusivamente en los paramentos verticales de la estructura. En otras palabras, se ha alcanzado un diseño que puede prescindir del pretensado en la base de la estructura. La instalación de estos cables inferiores de pretensado suponía un proceso complejo y por tanto poder prescindir de ellos representa un avance importante en la optimización del proceso constructivo.

La siguiente imagen muestra la parte cónica de una de estas estructuras en ejecución:



2-44: Ejecución de base de la cimentación de gravedad empleada en el parque eólico Thorntonbank

Al igual que en las estructuras de estudio de este proyecto, el transporte de la estructura se llevó a cabo mediante grúas RAMBIZ, cuyas especificaciones técnicas se expondrán más adelante. Estos barcos-grúa de gran porte se emplean para operaciones de



reflote de buques u otro tipo de operaciones marítimas que requieran izar grandes pesos. También se ha empleado en la instalación de estructuras de cimentación de aerogeneradores marinos en otros parques eólicos como el de *Beatrice*, en Reino Unido. Este tipo de embarcación puede apreciarse en la siguiente imagen:



2-45: Embarcación RAMBIZ botando una estructura de gravedad

Como puede apreciarse en la siguiente imagen, a fin de evitar daños y desperfectos en la estructura se emplean unas piezas metálicas mediante las cuales se eleva la misma. Ello evita que la cimentación se someta a esfuerzos de tracción para los cuales no ha sido diseñada:



2-46: Transporte de la solución *Thorntonbank* mediante grúa RAMBIZ

El empleo de este tipo de grúas para el transporte y la instalación de cimentaciones de aerogeneradores marinos resulta extremadamente ineficiente, y únicamente resulta viable en caso de que el número de estructuras a instalar sea bajo.

Además, las grúas RAMBIZ representan un tipo muy específico de medio auxiliar, de muy baja disponibilidad y de muy elevado precio.



Por tanto podría decirse que, a pesar de que el proceso constructivo haya llegado a optimizarse eliminando parte del pretensado habitual en este tipo de estructuras, la optimización del mismo en el aspecto de transporte de la estructura es bastante menor. Ello se debe a que la instalación de estas estructuras requiere una presencia permanente de una embarcación-grúa de grandes dimensiones; este equipo, además de ser altamente costoso, puede provocar que se paralice la obra debido a su baja disponibilidad en el mercado.

En este caso, durante la preparación del terreno se acomete la colocación de una capa de grava, por debajo de la banqueta de la estructura, que hace las veces de filtro y cuya granulometría es mas ligeramente más fina que la de la banqueta. Una vez instalada la estructura, se procede a la colocación de una capa de relleno de arena sobre la que se coloca un manto de protección al socavamiento (*scour protection*).

Los procesos de preparación del suelo marino para la instalación de las cimentaciones de estudio de este proyecto, así como de construcción de la banqueta y colocación de *scour protection*, son muy similares a los empleados en este tipo de solución; y se describirán en mayor detalle más adelante.



2-47: Grúa RAMBIZ botando GBF para su instalación en el parque eólico marino de *Thorntonbank*



2.7.4. Solución VINCI

Este diseño de cimentación está orientado a la instalación de aerogeneradores marinos en aguas de transición, es decir, de profundidades entre 30 y 60 m.

Esta solución se propuso para el concurso *Carbon Trust* (Fondo de Carbono), donde se licitaron propuestas para la implantación de parques eólicos marinos a lo largo de la costa británica, por valor de varios millones de libras. De este modo, este proyecto nace en Reino Unido, donde se busca conseguir un importante incremento en la capacidad de los parques eólicos existentes: se prevén unos 33 GW de potencia total para 2020, lo cual equivale a la energía generada por 6000 aerogeneradores de 5 MW de capacidad.

Este incremento en la demanda eólica impone la necesidad de alcanzar aguas más profundas de lo habitual para la instalación de los aerogeneradores (en Reino Unido hasta este momento se emplazaban los parques eólicos marinos a unos 20 m de profundidad). Por ello, con este concurso se buscaban diseños de cimentaciones más eficaces y económicos que hicieran que el proceso de instalación de estos parques fuera más rentable.

Estas cimentaciones fueron desarrolladas por el Grupo Freyssinet (VINCI Construction) en colaboración con el Grupo BMT, empresa especializada en logística naval (diseño de embarcaciones, diseños para transporte, operaciones marítimas, etc.). Las estructuras de hormigón, de peso superior a 3.000 toneladas, están diseñadas para profundidades de entre 20 y 45 m. También se incluyó el diseño de un gran parque de fabricación terrestre en el cual se incluían barcasas sumergibles y transportables, a fin de poder prescindir de la utilización de medios auxiliares costosos como son los barcos grúa o los *jack-ups* (obteniendo así una optimización del proceso constructivo con respecto a la solución utilizada en *Thorntonbank*, expuesta anteriormente).

Partícipes de este proyecto también fueron empresas energéticas como E.ON y DONG Energy; o constructoras como Bierrum International, contratista internacional que se dedica al diseño y construcción de torres y estructuras de hormigón). A su vez, también se colaboró con la Universidad de Nottingham, entidad que llevó a cabo los estudios geotécnicos necesarios para la implementación de los diseños.



2.7.4.1. Análisis de la solución

De esta manera, los tres objetivos principales del proyecto eran los siguientes:

- Conseguir un sistema rentable de producción en masa de cimentaciones de gravedad de hormigón, aportando alternativas a la cadena de suministros de las otras alternativas.
- Ofrecer la posibilidad de instalar el aerogenerador (torre y turbina) en tierra previo a la botadura y transporte de la cimentación.
- Establecer un sistema de transporte y fondeo de las estructuras que empleará una embarcación diseñada para el propósito.

De este modo, puede decirse que el diseño estaba desde un principio orientado a ser construido en tierra para luego ser trasladado e instalado offshore.

La construcción habría de llevarse a cabo en un parque de fabricación diseñado a este objeto, lo más cercano posible al espacio marino y que permita que el proceso de fabricación de las cimentaciones no se vea interrumpido.

La ejecución de las estructuras se lleva a cabo mediante el empleo de encofrados deslizantes. El uso de hormigón pretensado proporciona un diseño eficiente, con buena resistencia a fatiga y excelente durabilidad en el entorno marino.



2-48: Modelizado del parque de fabricación de las cimentaciones



Sin duda alguna, lo más innovador de este proyecto es el uso de una embarcación diseñada explícitamente para el transporte y fondeo de estas estructuras. Esta barcaza sumergible, denominada TIB (*Transport Installation Barge*) ofrece una alternativa frente a la utilización de barcos grúa o plataformas *jack-up*, ambos medios muy costosos y de baja disponibilidad.



2-49: Embarcación TIB transportando aerogenerador offshore

Idóneamente, el diseño obtenido habría de ser capaz de alcanzar profundidades comprendidas entre los 20 y los 55 m, así como de poder ser instalado en terrenos de muy variadas características. Ello permitiría la instalación de aerogeneradores a distancias de hasta 322 km de la costa. Como última solicitud, se buscó que el diseño fuera apto para soportar aerogeneradores de 3 a 10 MW de potencia.

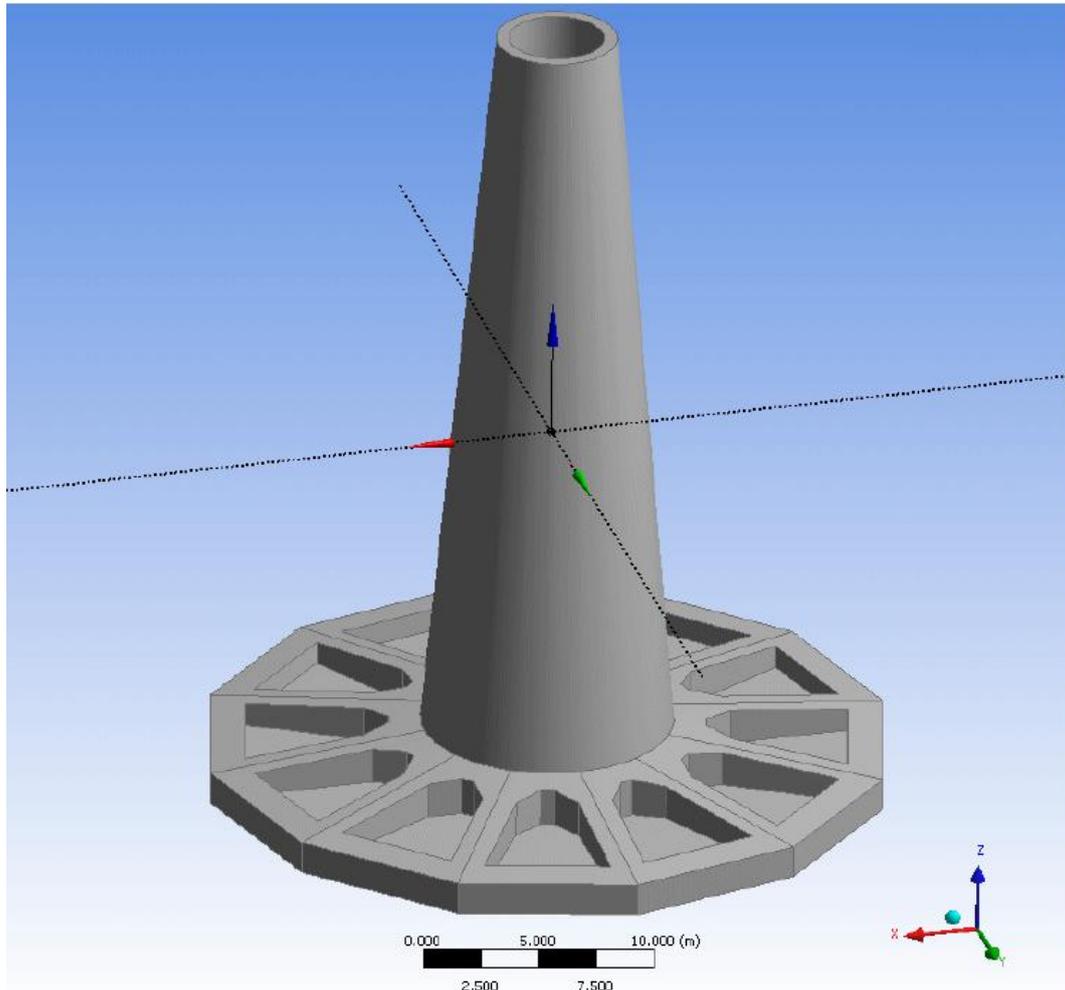
Así, se propuso una cimentación de hormigón pretensado, con fuste troncocónico hueco y base de hormigón armado compuesto por armadura pasiva y pretensada.

La cimentación se ha dimensionado para poder resistir, por medio de una corona circular de pernos de anclaje, las cargas aplicadas en la base por acción del oleaje o del viento, así como las generadas por el aerogenerador (vibraciones de la turbina), o el peso propio de la estructura.

El fuste de la cimentación consta de un pretensado vertical en toda su altura, desde el nivel de anclajes hasta la conexión con la base circular. Este pretensado transfiere los momentos de flexión a la base. Tanto este momento como la presión admisible por el terreno bajo la cimentación condicionan el dimensionamiento de la base de la cimentación.



Con todo, este diseño admite que en aguas de transición se resistan estados de mar más severos, aún incluso cuando la capacidad portante del lecho marino en este entorno sea menor.



2-50: Modelo de la solución VINCI de hormigón armado y pretensado, durante el análisis de la misma

Por otra parte, se consiguió incrementar la durabilidad de estas estructuras mediante la sustitución de parte del cemento empleado en la fabricación del hormigón por adiciones como las cenizas volantes o escorias granuladas de alto horno. Estas adiciones hacen que el hormigón sea más resistente frente al ataque químico de ciertos compuestos como los cloruros, muy presentes en el entorno marino (sal del agua).



2.7.4.2. Análisis del proceso constructivo

Durante la construcción de la estructura, cabe destacar que las adiciones utilizadas para incrementar la vida útil de la estructura tienen a su vez otra consecuencia ventajosa: otorgan plasticidad al hormigón lo que facilita significativamente el empleo del encofrado deslizante.

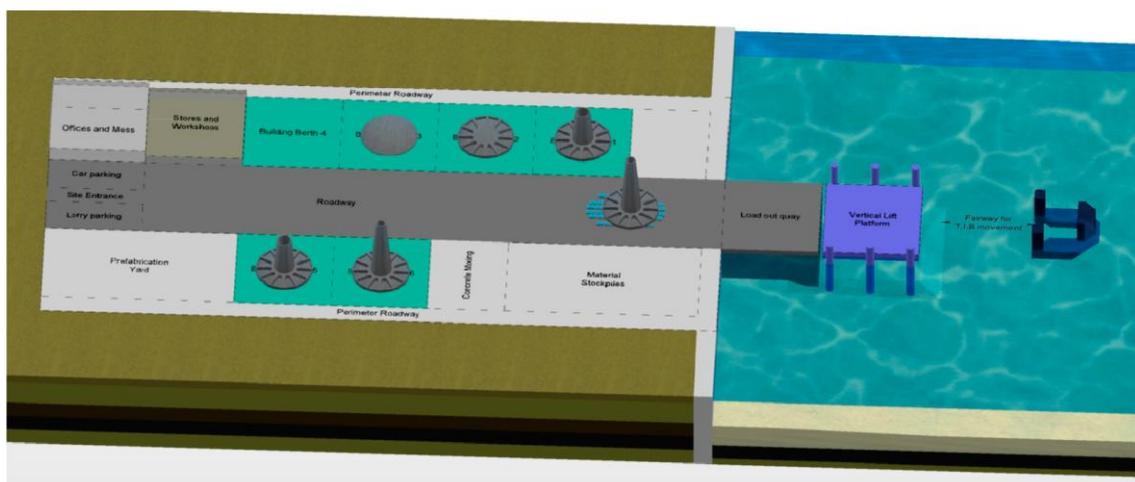
Por otro lado, en lo que a operaciones marítimas se refiere el empleo de la embarcación TIB para el transporte y la instalación de estas estructuras soluciona la problemática habitual asociada al traslado marítimo de piezas de pesos superiores a 2.000 toneladas.

Al igual que en la solución STRABAG, expuesta anteriormente, esta solución contempla la instalación de un parque de fabricación en tierra que permita la producción en masa de este tipo de estructuras. Además, la repetición del proceso de fabricación contribuye a asegurar la calidad de la producción.

Este parque fue diseñado para acometer la construcción de varias cimentaciones de manera conjunta.

La planta de fabricación incluye una zona de recepción de materiales, que van desde áridos y cemento hasta acero para las armaduras y repuesto para los equipos, y una rampa de lanzamiento, además de las instalaciones pertinentes para la fabricación de hormigón y el montaje de las armaduras.

La disposición propuesta permite la construcción de 6 estructuras a la vez. A fin de optimizar la gestión de los recursos de la planta de fabricación y hacerla más eficiente, cada una de estas estructuras se encontrará en una etapa diferente del proceso constructivo.



2-51: Modelado del parque de construcción para la producción en masa de GBFs para eólica offshore

Teniendo en cuenta la elevada cuantía de armadura, a fin de agilizar el proceso constructivo se unirán las vainas de pretensado a la jaula, con los extremos y las uniones

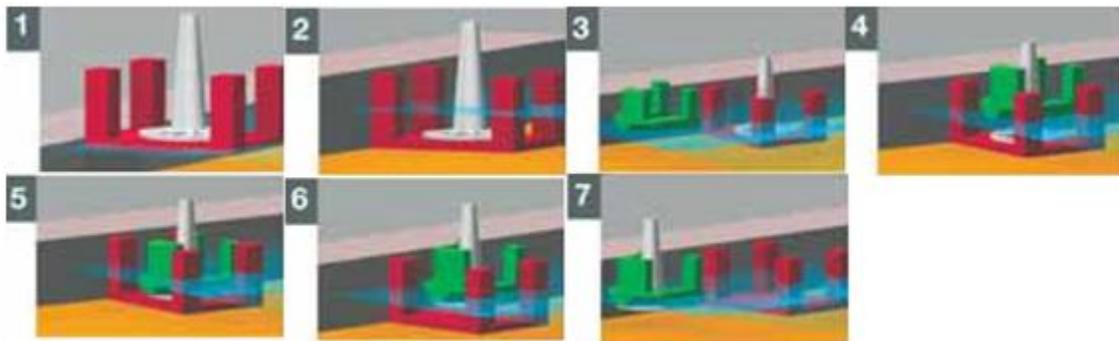


sellados convenientemente. La colocación de toda la armadura se lleva a cabo previamente al hormigonado.

Una vez se ha completado el hormigonado mediante encofrado trepante, y habiendo esperado a que el hormigón adquiera la suficiente resistencia como para retirar el encofrado, se desencofra y se eleva la estructura para montarla sobre un sistema de ruedas que permite desplazarlas hasta el lugar de botadura, que es un pequeño muelle que sobresale de la planta de producción.

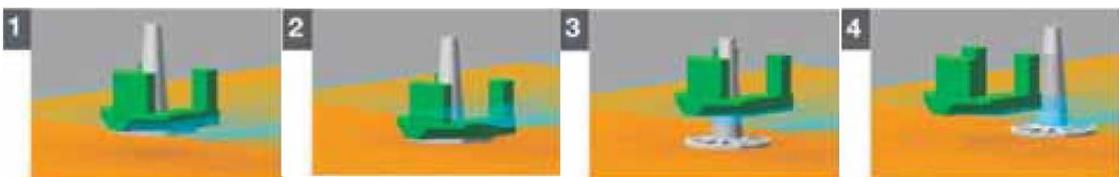
El muelle de botadura conecta con la plataforma sumergible, que se sumerge cuando la cimentación se coloca sobre ella. En ese momento, la embarcación TIB se aproxima a la plataforma y se dispone en torno a la cimentación. Una vez en posición, se sumerge y se conecta con la estructura.

Cuando el conjunto TIB-cimentación emerge la estructura está lista para su transporte. Este proceso de preparación para el transporte queda ilustrado en la siguiente figura:



2-52: Esquema que muestra el proceso de preparación de la cimentación para su transporte por TIB

La operación de fondeo se lleva a cabo una vez la embarcación ha colocado la estructura sobre su emplazamiento definitivo. Para ello, la embarcación TIB se sumerge progresivamente, junto con la estructura, hasta que ésta última toca fondo; momento en que vuelve a emerger, desconectada de la cimentación, para volver al puerto y poder reiniciar el ciclo de transporte y fondeo.



2-53: Esquema que muestra el proceso de fondeo de la cimentación

El ciclo de producción de cada estructura es lo que dictamina la cantidad de cimentaciones que pueden ejecutarse al tiempo. La producción estimada con la planta de



fabricación diseñada es de una cimentación semanal, pero puede incrementarse esta relación ampliando las instalaciones.



2-54: Embarcación TIB transportando aerogenerador offshore

En definitiva, esta solución propuesta por el consorcio de empresas GBF contempla la construcción, el transporte, la instalación, la operación y la eventual retirada de la cimentación, al término de su vida útil. Para ello, combina la eficiencia de la producción en tierra con una solución innovadora y económica para las operaciones marítimas requeridas.

La seguridad y la calidad de este proceso constructivo, así como la productividad y la duración del mismo, se ven enormemente reducidas al maximizar el número de operaciones acometidas en tierra y al minimizar las operaciones marítimas necesarias.

Por otra parte, la utilización del hormigón propuesto permite no sólo un incremento de la vida útil de la estructura por resistencia a ataques químicos del entorno marino, sino que también proporciona una mayor resistencia a la fatiga; al tiempo que supone unos costes de mantenimiento relativamente reducidos. Ofrece incluso la posibilidad de emplear árido proveniente de RCDs (Residuos de Construcción y Demolición).

Como inconvenientes de este diseño pueden mencionarse el bajo rendimiento obtenido mediante el empleo de encofrados trepantes para la construcción de formas troncocónicas (2,5-3 m diarios); así como la necesidad de construir una embarcación diseñada exclusivamente al objeto de este proyecto.



2.7.5. Solución HOCHTIEF

Esta solución fue desarrollada por ARUP en colaboración con HOCHTIEF, y consiste en una cimentación de forma cónica.



2-55: Cimentación Hochtief

Este diseño, relativamente simple, consta de una base circular que se extiende mediante un cilindro sobre el cual se apoya un cono (cuyo diámetro en base inferior coincide con el del cilindro de la base). Sobre la sección superior de este cono, se apoya un cilindro sobre el que se colocará una pieza de transición y el propio aerogenerador.

Este diseño está pensado para ser totalmente flotante y poder trasladarse anclada a un barco hasta su emplazamiento definitivo para su posterior fondeo.

En definitiva, esta solución busca la optimización del proceso constructivo mediante la geometría simple de la estructura, que deriva en una relativa facilidad de montaje; y por medio del empleo de medios auxiliares de construcción estándar (como remolcadores o barcasas

para el transporte), que resultan mucho más económicos y eficientes que algunos de los anteriormente contemplados. Además, la disponibilidad de estos medio es, en comparación con los medios más específicos analizados en las soluciones anteriores, muy alta.

Otra ventaja de este proceso constructivo, estudiada durante el proyecto, es la baja emisión de ruido producida durante la instalación de este diseño de cimentación.



2-56: Transporte y almacenamiento de cimentaciones



2.7.6. Solución VICI VENTUS

VICI VENTUS es una compañía con sede en Stavanger, la capital noruega del petróleo, y que se encuentra participada a su vez por otras tres empresas noruegas relacionadas con el sector constructivo y marino, AF GRUPPEN (se corresponde con el constructor), LYSE (una empresa de servicios públicos) y la DR. TECHN. OLAV OLSEN AS (una empresa de diseño y construcción marina) todas ellas Noruegas.

La solución propuesta en este caso consiste en una cimentación de forma troncocónica sobre la que se montarían tanto el fuste como el aerogenerador (torre, turbina y palas). Este montaje se llevaría a cabo en puerto en su totalidad, para que después la estructura sea trasladada al completo hasta su ubicación definitiva. El lastrado de la misma, una vez fondeada, se llevaría a cabo con arenas de balasto.

En teoría, la vida útil de este diseño es de 100 años; y el rango de profundidades en el que puede instalarse está comprendido entre los 30 y los 100 m.



2-57: Solución propuesta por VICI VENTUS

Tanto esta solución como la propuesta por Hochtief no aportan ninguna innovación al diseño de cimentaciones de gravedad para eólica offshore, ya que tanto la geometría de las mismas como su proceso constructivo son muy similares a la solución empleada en el parque eólico marino de *Thorntonbank*, expuesta anteriormente.



2.7.7. Plataforma HEBRON

Esta estructura de gravedad, aunque no destinada al campo de la energía eólica marina, merece una especial consideración por sus grandes dimensiones. La estructura, cimentada por gravedad sobre la bolsa petrolífera de Hebron, se ubicará en aguas canadienses. Esta bolsa fue descubierta en 1980 y su tamaño está estimado en 660-1.055 barriles de petróleo.

Esta estructura de gravedad ha sido diseñada para soportar no sólo los envites del oleaje o las condiciones climatológicas adversas, sino que también será capaz de resistir heladas (la superficie del mar en este emplazamiento suele hallarse cubierta de una capa de hielo durante el invierno), así como choques con icebergs.



2-58: Construcción en tierra de GBF para plataforma Hebron (en Bull Arm, en septiembre de 2013)

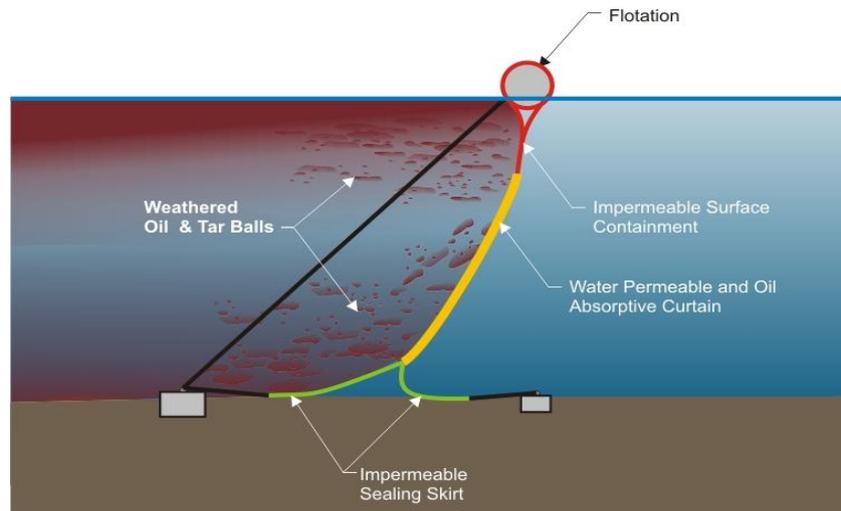
La estructura de gravedad soportará una plataforma con todas las instalaciones pertinentes de perforación y extracción de crudo, así como instalaciones para el alojamiento de los empleados de la misma.

Este proyecto está siendo acometido por la UTE KKC (Kiewit-Kvaerner Contractors). Esta unión está formada por la constructora Peter Kiewit Infrastructure Co y por la empresa Newfoundland Ltd. La UTE fue contratada por la compañía petrolífera ExxonMobil Canada Properties (EMPC) para la construcción de la plataforma. La fase de diseño comenzó en 2010; las obras en 2011; y construcción de la cimentación en 2012. La instalación completa de la plataforma está planificada para 2016, con la primera extracción petrolífera efectuada en 2017.

Otro aspecto novedoso de este proyecto es el hecho de que para la ejecución de la estructura se procedió al cierre total del área de agua donde se iba a construir. Así, en primer lugar, antes del comienzo de la obra, se procedió a la instalación de una especie de cortina



(*turbidity curtain*) que impidiera la entrada de posibles sedimentos en suspensión (como partículas limosas) al área de construcción.



2-59: Esquema de una *turbidity curtain*, instalada y en funcionamiento

Al mismo tiempo, también se instalaron barreras para impedir el acceso a animales marinos al área de construcción, así como un muro de hormigón que delimitara el complejo durante la duración de la obra. Este muro requirió unas 550.000 toneladas de árido.



2-60: Construcción de la cimentación de gravedad para la plataforma Hebron, en junio de 2013

Una vez cerrado el recinto, se procedió a su vaciado, para lo cual se bombeó el agua al exterior del mismo. Se obtuvo así una superficie seca de trabajo que podría ser re-inundada más adelante.



Se procedió entonces a la construcción de la losa inferior de la estructura, sobre la que se levantaron, por medio de encofrados deslizantes, todas las paredes exteriores e interiores de la misma. Durante este proceso, tuvieron que instalarse además todos los sistemas e instalaciones necesarias para el funcionamiento de la plataforma petrolífera.



2-61: Construcción en tierra de la parte inferior de la cimentación de gravedad para la plataforma Hebron

La construcción de la estructura mediante encofrados deslizantes permite obtener una cimentación de mayor impermeabilidad y de manera más eficaz que si se construyera mediante encofrados convencionales. Una vez la estructura de gravedad alcanzó los 27 m de altura, la construcción se paralizó.

Para trasladar la estructura al nuevo área de trabajo, en aguas más profundas, se procedió al reflote de la misma por inundación del área de trabajo vaciada anteriormente. A medida que el agua inundaba la zona de construcción, la estructura de gravedad se elevaba, flotando.

Una vez concluida la inundación de esta balsa, se procedió a la remoción de las barreras instaladas, así como a la demolición del muro de hormigón que cerraba el área de obra.



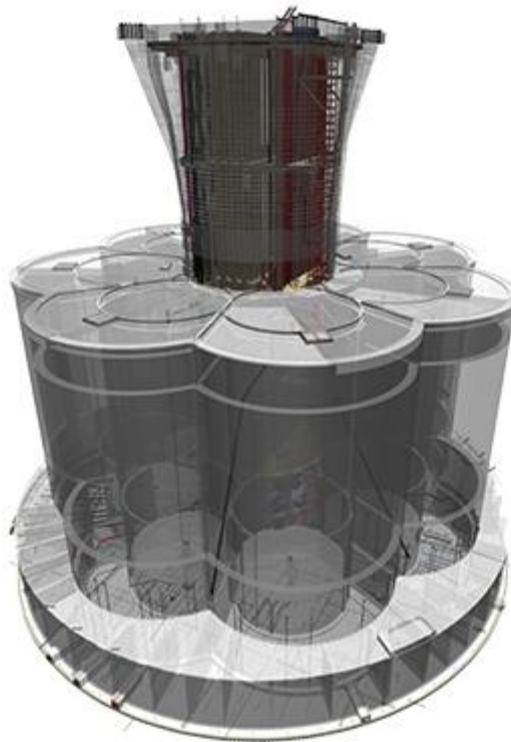
2-62: Traslado de la estructura de la primera área de trabajo, en seco, a aguas más profundas

Una vez emplazada la estructura en el nuevo emplazamiento de construcción, se reanudó la ejecución de la misma mediante encofrados deslizantes.



2-63: Construcción de la cimentación de gravedad para la plataforma Hebron en aguas profundas

Al término de su construcción, la estructura será trasladada a su emplazamiento definitivo, donde se fondeará y se llevará a cabo la instalación de toda la plataforma petrolífera sobre ella.



2-64: Modelado de la cimentación de gravedad de la plataforma Hebron

A modo de información, en la siguiente tabla se indican alguna de las especificaciones técnicas de esta estructura de gravedad:

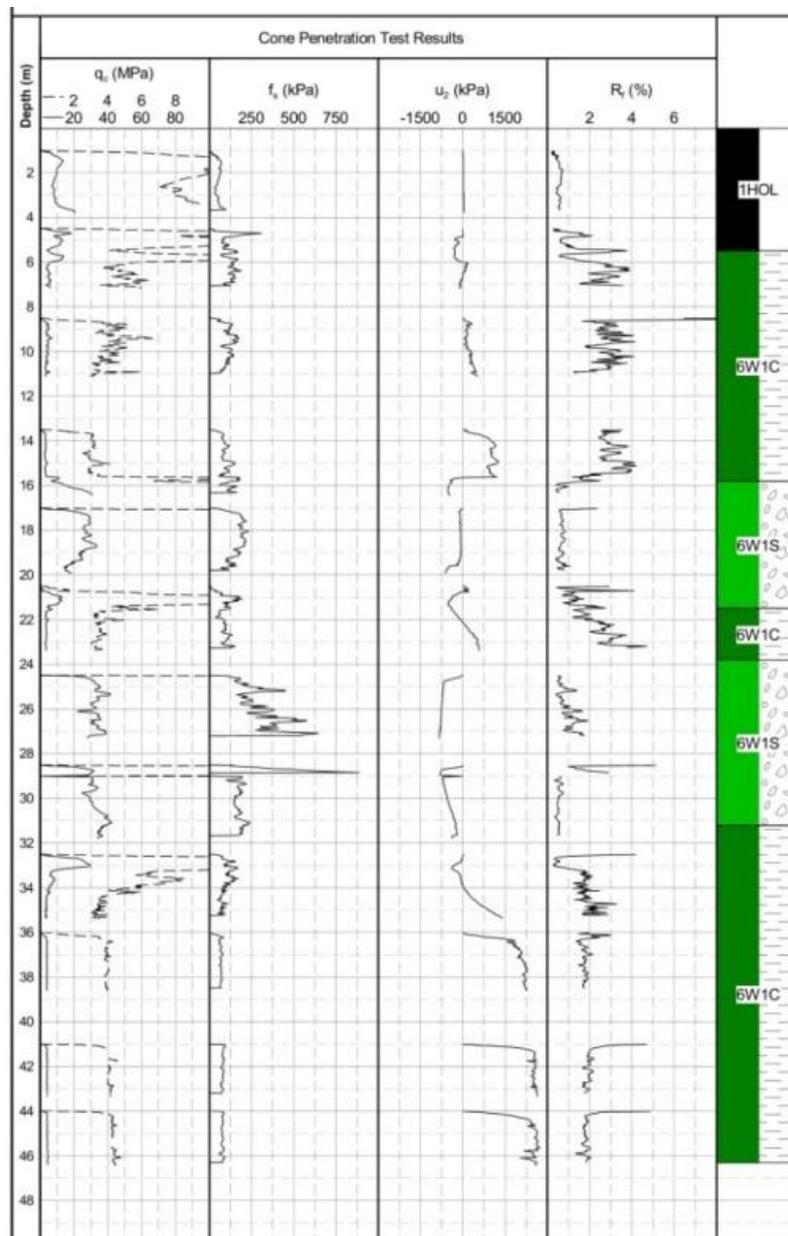
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GBF PARA PLATAFORMA HEBRON	
Profundidad de lámina de agua (MSL)	93 m
Altura de estructura	120 m
Diámetro en base	130 m
Diámetro de fuste	35 m
Volumen de hormigón	130.000 m ³
Densidad de armado	325 kg/m ³
Cuantía de armado	40.000 t
Cuantía de acero de pretensado	3.400 t
Acero estructural y tuberías de acero	5.500 t
Pozos de perforación	52 -



3. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

3.1. GEOTECNIA

Para obtener las características geotécnicas del terreno, se emplearon ensayos CPT (Cone Penetration Test). Este tipo de ensayo, que consiste en medir la resistencia a penetración del suelo a partir del número de golpes requeridos para hincar un cono con la punta hacia abajo y medidas estandarizadas, proporciona información bastante buena sobre los diferentes estratos existentes bajo la superficie. La siguiente imagen es el resultado de estos ensayos.



3-1: Resultados obtenidos de ensayo CPT



A partir de estos resultados se puede apreciar la existencia de tres tipos de estrato diferentes: el primero, representado en negro, consiste en terreno inservible de escasa capacidad portante que ha de ser dragado. Después de retirar esta capa de 6 metros se someterá al suelo a un proceso de explanación a fin de que la estructura sea apoyada de manera totalmente horizontal. Bajo este terreno, hayamos los otros dos tipos de estrato: 6W1C (en verde oscuro) y 6W1S (en verde claro), alternándose hasta el límite de profundidad alcanzado por el test (46 metros).

Por otra parte, se conocen las propiedades básicas del terreno a partir de ensayos de laboratorio.

CONDICIONES DEL SUELO	
Estrato 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
Estrato 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

3.2. CONDICIONES METAOCEÁNICAS

Para proceder al cálculo de esfuerzos que resistirá la estructura, ha de tener en cuenta tanto la geotecnia del terreno como las condiciones ambientales del emplazamiento. Estas últimas están resumidas en la tabla a continuación.

Cabe destacar el hecho de que se estén tratando condiciones de profundidad y oleaje extremas, a saber, 60 metros de lámina de agua desde la base de la cimentación hasta la superficie libre de agua (Lowest Astronomical Tide, LAT), y olas con una altura máxima de 20 metros y un período de oscilación de 14 segundos.



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	=	10,75 m
Altura Máxima	Hmax	=	20 m
Periodo	Tp	=	14,00 s
CORRIENTE			
Velocidad de corriente	Uc	=	1,00 m/s
NIVEL DEL AGUA			
Menor Marea Astronómica	LAT	=	60,00 m
Mayor Marea Astronómica	HAT	=	66,00 m
Nivel Medio del Mar	MSL	=	63,50 m

3.3. AEROGENERADOR Y TORRE

Para el diseño de la cimentación se ha supuesto la utilización de turbinas de 5 MW de REpower. El diámetro del rotor mide 126 metros de longitud. Asimismo, se ha elegido una distancia de 94 metros desde el Nivel Medio del Mar (NMM, o Mean Sea Level, MSL) hasta el buje.

Por otra parte, la torre que sustenta al aerogenerador está compuesta de dos partes, cada una con un peso de 120 toneladas.

De las especificaciones técnicas del conjunto torre-aerogenerador lo relevante para el dimensionamiento de la cimentación en gravedad son las cargas transmitidas a la misma. Éstas se encuentran resumidas en la tabla siguiente. Hay que tener en cuenta que están aplicadas en la base de la torre del aerogenerador y que han de ser multiplicadas por un factor de carga ambiental, que para nuestro caso será 1.35.

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



3.4. PUERTO

Como emplazamiento para la construcción de la estructura se ha escogido el puerto de Gijón. Las razones de esta decisión incluyen el hecho de que se proporcione el calado necesario para el transporte de la cimentación y de que todos los recursos necesarios para construirla sean fácilmente accesibles en la zona.

El puerto de Gijón está regulado por la Autoridad Portuaria de Gijón (APG), organismo público responsable de su gestión. Es uno de los principales Puertos Marítimos del Arco Atlántico, al contar con una localización ventajosa en la costa norte de la Península Ibérica. De este modo es que está conectado con más de 200 puertos del mundo por medio de una importante red de líneas regulares.

Asimismo, el cómodo y veloz acceso a carreteras transeuropeas y las excelentes infraestructuras a su disposición permiten que sea un emplazamiento con costos de operaciones portuarias y transporte de mercancías muy competitivos. Ello comporta que sea el puerto líder en España en cuanto a movimiento de mercancías por ferrocarril.

En las siguientes figuras pueden apreciarse las características técnicas de la boca y el canal de entrada al puerto, así como un plano del mismo en planta:

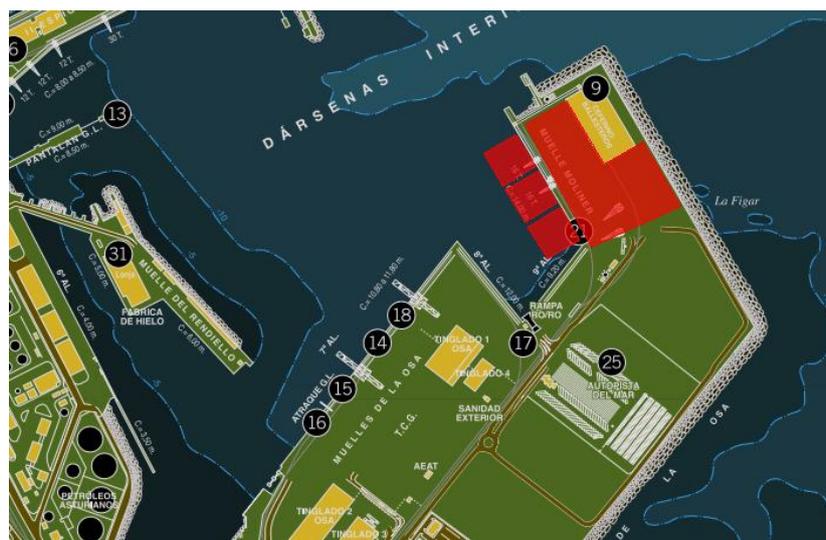
Boca y canal de entrada					
☉ Canal de entrada					
	Anchura	Longitud	Calado en B.M.V.E.E.	Naturaleza del fondo	
Puerto del Musel	No existe canal propiamente dicho, sino una amplia zona de derrotas según convenga.		Mayor de 18,50 m.	Arenas y margas	
Puerto Deportivo	150 m.	250 m.	3,50 m.	Arena y roca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

3-2: Especificaciones técnicas de los accesos del puerto de Gijón



3-3: Mapa del puerto de Gijón

En cuanto a la disposición del parque de fabricación, en la siguiente imagen podemos ver las zonas del puerto de Gijón que serán utilizadas para la construcción e instalación de las cimentaciones de estudio. Se ha escogido el muelle Moliner como emplazamiento de la obra.



3-4: Esquema de la disposición en planta del parque de fabricación de la estructura con torre de acero (fabricada mediante en dique flotante)



En el caso de construcción del cajón mediante dique flotante, se ha designado la zona rectangular inferior como la correspondiente 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 más adelante.

El muelle Moliner fue diseñado y se emplea para actividades de carga, descarga y almacenamiento de mercancías generales, aunque sus instalaciones están enfocadas al manejo de cargamentos de granel sólidos (básculas, cintas transportadoras, etc.). Esto lo hace idóneo para la construcción de la estructura, puesto que pueden utilizarse estas instalaciones para el manejo de los acopios de materiales necesarios durante la ejecución de la obra (cemento, áridos, etc.).

En la siguiente tabla se resumen las principales características del muelle Moliner:

CARACTERÍSTICAS MUELLE MOLINER (m)	
Longitud	282,00
Calado	14,00
Ancho	70,00

Como se expondrá más adelante, este proceso constructivo exige unas longitudes mínimas de muelle a fin de llevar a cabo la construcción de los cajones de hormigón armado en dique flotante. Esta longitud será igual a la suma de las esloras del dique flotante y del cajón. Resulta conveniente añadir a esta longitud un resguardo de 50 m. Asumiendo un diámetro máximo de cajón de 34 m, y una eslora de dique flotante de 40 m, se obtiene que la longitud del muelle Moliner ha de ser como mínimo de 124 m. Como puede verse en la tabla anterior, el muelle escogido cumple con este requisito perfectamente.

Además este muelle también cumple los requisitos de calado de la operación de botadura del cajón (puntal del dique flotante más 1 m de resguardo).



3-5: Detalle en planta del muelle Moliner



4. PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1. FABRICACIÓN DE LOS CAJONES DE HORMIGÓN ARMADO

4.1.1. Experiencia en España

En España, la construcción de cajones flotantes para diques, muelles o cualquier otro tipo de obras portuarias ha experimentado un gran desarrollo. Es en este campo donde se han construido las mayores estructuras prefabricadas de hormigón armado, empleando hasta 10.000 m³ de material y con dimensiones de hasta 70x32x34 m. Como se expondrá más adelante, una vez construidas estas estructuras, son remolcadas a flote hasta su emplazamiento definitivo.

La técnica de fabricación de cajones flotantes está fuertemente implantada en España desde hace muchos años.

Las primeras obras ejecutadas con cajones flotantes prefabricados de hormigón armado en el país fueron el muelle de Levante en el puerto de Huelva, a orillas de la ría del Odiel (8 m de calado máximo), en 1932, y el dique de muelle del Sagrado Corazón en Tarifa (10 m de calado máximo), en 1945. A partir de ahí se construyeron empleando esta técnica diversas obras de atraque en diversos puertos como los de Pasajes, Avilés, Gijón, Cádiz, o Cartagena.

Durante los años 80, la necesidad de mayores calados motivada por el crecimiento de los puertos comerciales del Estado impulsó aún más el empleo de esta técnica. Durante los años 90, se utilizó este método para la construcción de diques verticales de gran calado: se construyó el dique Reina Sofía de Las Palmas (26 m de calado) y el dique de la dársena de las Escombreras, en Cartagena (28 m de calado).

Actualmente, España se encuentra entre los países más avanzados en construcción de cajones prefabricados de hormigón armado; sólo comparable a Japón.



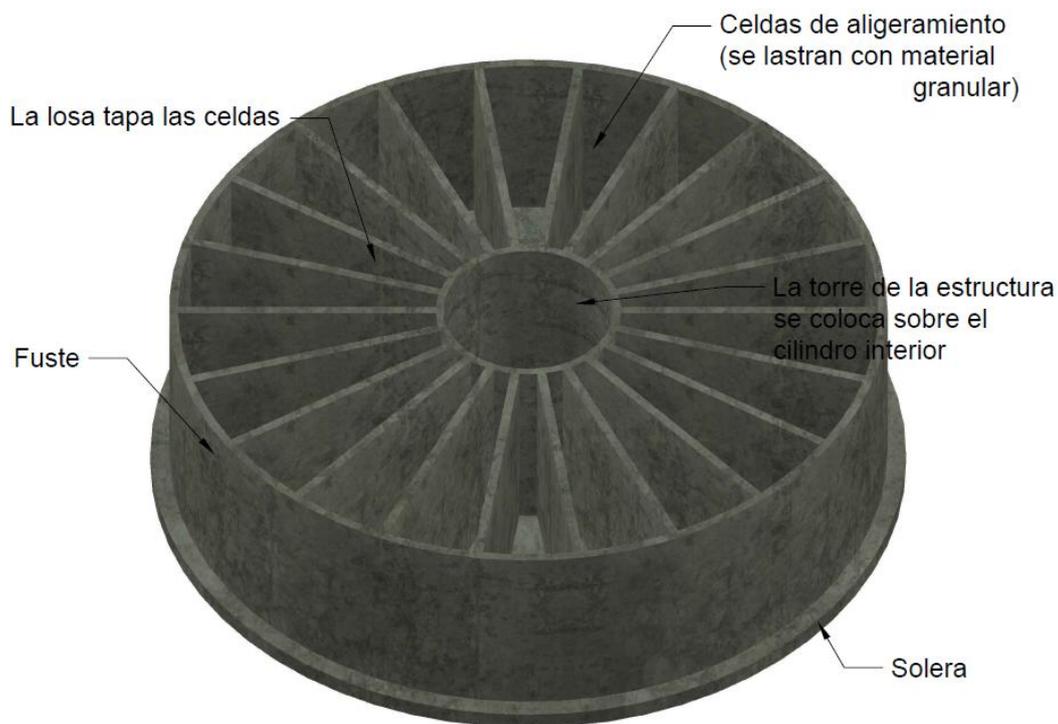
4-1: Dique de la dársena de las Escombreras, en Cartagena, Murcia



Las estructuras estudiadas están diseñadas para poder permanecer a flote y ser remolcadas hasta el emplazamiento escogido para su fondeo.

De esta manera, los cajones de estas estructuras constan de cuatro partes diferenciadas:

- La solera: constituida por una losa maciza de hormigón armado, de planta circular, y con un espesor uniforme de 1 m.
- El cajón propiamente dicho: se trata de un cilindro hueco que contiene otro cilindro hueco concéntrico en su interior. Ambos cilindros se hallan conectados por paredes. A los huecos entre estas paredes, que serán rellenados de lastre, se los denomina aligeramientos. La geometría de la cimentación se describe más detalladamente más adelante.
- Las zapatas: zonas voladas de la solera respecto al cajón.
- Una losa, fuertemente armada, que hace las funciones de tapa del cajón.



4-2: Partes de un cajón flotante prefabricado de hormigón armado

Al introducir los aligeramientos en la geometría del cajón se logra que, para una misma geometría externa, la masa del mismo sea menor, con lo cual el calado durante la flotación también se reduce. Sin embargo, tal y como se expondrá más adelante, al agrandar los aligeramientos los esfuerzos de flexión actuantes en la losa que cubre el cajón cobran importancia.



La geometría del cajón se escoge en base a diversos criterios de diseño. En primer lugar han de cumplirse ciertos requisitos de funcionalidad.

En primer lugar, el cajón ha de ser capaz de comportarse adecuadamente como elemento estructural, soportando los empujes de tierras, las cargas producidas por la corriente y el oleaje, aguantando las cargas transmitidas por el resto de la estructura, etc. A su vez, también ha de constituir una buena cimentación para la estructura: como se verá más adelante, ha de asegurar que la estructura no se hunda, no deslice, y no vuelque. Todos estos factores limitantes sirven para dimensionar la manga (o diámetro) de los cajones de las estructuras estudiadas.

Por otra parte, el puntal (o altura) de los cajones viene determinado por ciertas condiciones de servicio que deben cumplirse durante las operaciones de transporte y fondeo de la estructura: el calado de los cajones ha de ser inferior a la altura de los mismos, se exige un mínimo de franco-bordo para su correcta instalación, así como un resguardo de altura para compensar posibles asentamientos.

Además de todas estas limitaciones, existen diversos factores limitantes de la geometría de los cajones relacionados con el proceso constructivo de los mismos.

De esta manera, las dimensiones de los cajones vendrán determinadas en parte por las características de las infraestructuras o de las instalaciones empleadas en su construcción. Estas características pueden ser, a modo de ejemplo, los calados de los muelles y canales de navegación del puerto donde se van a construir o, en caso de emplear un dique flotante, las dimensiones del mismo.

A su vez, el clima marítimo de la ubicación tanto de emplazamiento final de la cimentación como de construcción de la misma tiene una gran influencia en el diseño de ésta, ya que las condiciones de oleaje, corrientes, o mareas pueden resultar críticas durante las operaciones de transporte y fondeo de la estructura.

También existen otros factores limitantes no expuestos aquí. Por ejemplo, si el terreno sobre el cual va a apoyarse la cimentación es propenso a producir grandes asentamientos diferenciales, un diseño de un cajón con un gran diámetro no resultaría adecuado.



4.1.2. Equipos empleados en la construcción de cajones

Generalmente, para construir este tipo de estructuras se hace uso de instalaciones flotantes o semi-flotantes, como pueden ser los diques flotantes, los catamaranes con plataforma sumergible, o las pontonas sumergibles guiadas desde estructuras fijas.

Sin embargo, los cajones de hormigón de este tipo de cimentaciones, al igual que los empleados en la construcción de diques, pueden ser construidos en diques secos o instalaciones terrestres.

A continuación se procede a una explicación detallada de las principales características de estos equipos.

4.1.2.1. Diques flotantes

Estas estructuras están formadas por una pontona metálica sobre la cual se instalan unas torretas. Estos diques, además, están dotados de una serie de tanques que les permiten regular su calado, pudiendo realizar maniobras de inmersión o emersión mediante el llenado y vaciado de los mismos. Para el lastrado de estos tanques se utiliza agua. Es gracias a esta capacidad de regular su calado que las estructuras construidas en cubierta, en este caso, los cajones de las cimentaciones estudiadas, pueden ponerse a flote.

En la siguiente imagen se muestra un dique flotante en uso, con ayuda del cual se está construyendo un cajón rectangular:



Figura 4-3: Dique flotante

A continuación se enumeran los distintos elementos que forman parte de un dique flotante destinado a la construcción de cajones de hormigón armado:



- Estructuras de soporte de los encofrados: celosías que se deslizan en sentido vertical por unas guías soldadas a las torretas del dique. Para su deslizamiento durante la fabricación del cajón, se emplean gatos de trepado. Durante las maniobras en vacío, se deslizan por medio de unos cabrestantes situados en la parte superior de las torretas.
- Encofrados deslizantes: formados por chapas metálicas, dan forma a la sección horizontal del cajón. Los encofrados interiores están unidos a los de las celdas contiguas, o, de ser el caso, a los encofrados exteriores, por medio de yugos. Los yugos son piezas especiales cuya finalidad es la de mantener la separación entre los paneles conectados al tiempo que le confieren rigidez al conjunto. Se hallan suspendidos de la estructura mediante cables y son arrastrados por el movimiento de ésta.

En la siguiente imagen se muestran los equipos de encofrado deslizante de un dique flotante. Pueden apreciarse claramente los yugos, así como los cables que los conectan a la estructura:



Figura 4-4: Equipos de encofrado de un dique flotante

- Equipo de deslizamiento: están formados por una serie de gatos hidráulicos que ascienden por unas barras metálicas dispuestas para ello por medio de unas mordazas. Al ascender, arrastran consigo tanto la estructura como el encofrado que cuelga de ella.
- Equipos de distribución del hormigón: constituidos por un sistema de tubería a través de las cuales se bombea el hormigón. Los extremos finales de estas



tuberías son flexibles, y se mueven con la ayuda de unos plumines que permiten alcanzar la totalidad de la superficie del dique para poder realizar la puesta en obra del hormigón de forma adecuada.

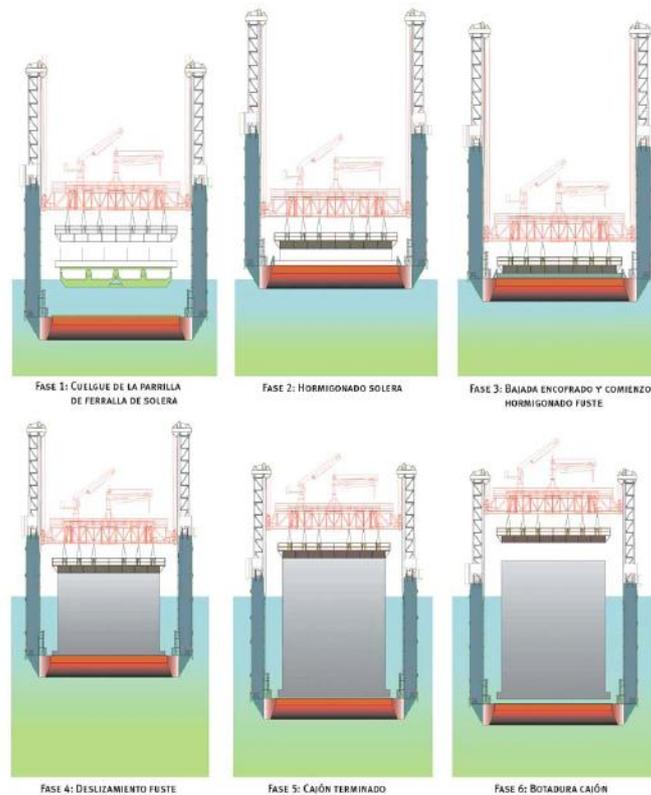
- Equipos de lastrado: se encargan de las operaciones de llenado y vaciado de los tanques del mismo, a fin de poder regular el calado del mismo. El calado del dique flotante en cada momento se establece en base a una serie de criterios. Por ejemplo, ha de garantizarse la estabilidad del conjunto dique cajón en cualquier momento del proceso constructivo. Además, hay que considerar las reacciones (máxima y mínima) que el cajón provoca sobre la pontona base. También hay que tener en cuenta el franco-bordo del cajón, ya que hay que evitar que las celdas de éste se llenen de agua. Asimismo, hay que considerar la profundidad máxima de inmersión de los tanques vacíos.
- Plataformas de trabajo: éstas acompañan al encofrado en su movimiento y son accesibles desde el muelle. Son necesarias para que el personal pueda acceder a la pontona y para el acopio de materiales, especialmente del acero de las armaduras.

La geometría regular de los cajones flotantes de hormigón armado hace que la utilización de la técnica de encofrados deslizantes de altos rendimientos. No obstante, su utilización implica la necesidad de establecer 3 turnos consecutivos de trabajo, ya que el proceso de hormigonado no puede ser interrumpido. Además, esta técnica exige que el hormigón empleado presente unas determinadas características, expuestas a continuación:

- Ha de fraguar rápidamente, adquiriendo resistencias mínimas a compresión de 0,2 MPa en un período de 4 a 6 h, a fin de poder soportar el peso propio del cajón).
- A su vez, debe adquirir esta resistencia más rápido de lo que crece la carga aplicada (a medida que el hormigón desliza por el encofrado incrementa la carga soportada por éste).
- Es importante que el hormigón utilizado sea dócil y fácil de compactar, a fin de que se adhiera correctamente a la armadura y no produzca una fuerza de rozamiento muy elevada sobre el encofrado.
- El cemento constituyente del hormigón debe tener una alta resistencia inicial y una baja retracción.
- Se recomienda, por norma general, el uso de árido de canto rodado, aunque esto no es siempre una alternativa posible por motivos de disponibilidad.



- Ha de limitarse el tamaño máximo de árido en función del espesor de la pared: $1/5-1/7$ del mismo. En cualquier caso, el diámetro de partícula nunca podrá superar los 30 mm.



4-5: Proceso de hormigonado de un cajón de hormigón armado en dique flotante

Una de las grandes ventajas de los diques flotantes es que son transportables, pudiendo ser remolcados a velocidades de entre 2 y 3 nudos. No obstante, la altura de ola significativa durante su traslado ha de ser inferior a 2 m. A su vez, la preparación del equipo para su transporte lleva un tiempo de entre 5 y 10 días.

Otra gran ventaja de este tipo de estructuras, así como de las demás estructuras flotantes expuestas a continuación, es su gran disponibilidad en el mercado. Teniendo en cuenta que las estructuras de diseño serían construidas en Gijón, como se ha explicado anteriormente, un factor a tener en cuenta al considerar la disponibilidad de este tipo de equipos es el hecho de que todas las grandes empresas constructoras españolas, así como algunas medianas, poseen este tipo de instalaciones.

Una vez el dique ha llegado al puerto donde va a realizarse la construcción de los cajones, se procede al montaje del equipo del dique flotante. Esta operación lleva entre 10 y 20 días.

Por otra parte, las instalaciones terrestres como el taller de elaboración de armaduras, la planta de fabricación de hormigón, la grúa torre, o el resto de instalaciones generales suelen



montarse antes de la llegada del dique flotante a puerto, ya que este proceso de montaje suele requerir plazos de 1 a 3 meses.

A la hora de diseñar los cajones de hormigón armado, hay que tener en cuenta la limitada flexibilidad de los diques flotantes para modificar las dimensiones de las celdas. A su vez, hay que considerar el hecho de que las operaciones de cambiar los encofrados a fin de variar las dimensiones del cajón (que siempre han de ser inferiores a las del dique) suelen conllevar plazos de 2 a 5 días.

En cuanto al rendimiento humano de este proceso constructivo, cabe señalar que la total adaptación del personal al trabajo no es alcanzada hasta la finalización del tercer cajón. De esta manera, el primer cajón tarda generalmente en construirse entre 1,5 y 2 veces más que el tercero; y el segundo entre 1,2 y 1,5 veces.

Como ya se ha expuesto, una de las grandes desventajas de la construcción de cajones mediante diques flotantes es la limitación impuesta en las dimensiones de las estructuras a construir a causa del tamaño de estos diques.

En la siguiente imagen puede apreciarse como las dimensiones de las infraestructuras disponibles pueden condicionar el diseño de los cajones a construir. En este caso no podrán construirse cajones con dimensiones superiores a las del dique flotante empleado:



Figura 4-6: Fabricación de cajones rectangulares con celdas circulares mediante dique flotante



4.1.2.2. Catamarán con plataforma sumergible

Está formado por un pórtico unido solidariamente a dos pontonas. Entre éstas, hay una plataforma sumergible sobre la que se construye la solera y, a continuación, el cajón sobre ella.

A bordo del catamarán se colocan una serie de cabrestantes que, mediante el accionamiento de unos cables o cadenas, permiten la emersión de la plataforma sumergible.

Al igual que los diques flotantes, estas estructuras presentan la gran ventaja de que se puede transportar: siempre que la altura de ola significativa no supere los 2 m, pueden ser remolcadas a velocidades de entre 2 y 3 nudos (1-1,5 m/s), como en el caso anterior.

Por otra parte, otras ventajas de este método constructivo incluyen su rápida instalación y el hecho de que no imponen una limitación en el puntal (altura) del cajón a construir. Por tanto, la única limitación en este sentido para esta dimensión será el calado de la zona donde vaya a ser construido el cajón.

Un ejemplo de este tipo de estructura puede verse en la siguiente imagen:



Figura 4-7: Catamarán con plataforma sumergible

Sin embargo, estos catamaranes necesitan de una zona de abrigo para trabajar, ya que no pueden funcionar si la altura de ola significativa es superior a los 40 cm.

4.1.2.3. Pontona sumergible

Esta estructura está formada por dos estructuras fijas, generalmente de gravedad, entre las cuales se coloca una pontona sumergible. Sobre esta pontona, que se encuentra suspendida de las estructuras adyacentes mediante unos cables, se construirá el cajón.



La pontona se va sumergiendo gracias a los cables accionados por cabrestantes. Puede diseñarse la construcción del cajón de manera que, cuando éste tenga la suficiente flotabilidad, pueda separarse de la pontona. De este modo, la construcción del cajón se concluirá con éste a flote y se puede aprovechar la pontona desocupada para la construcción de la solera de otro cajón.

Las pontonas sumergibles guiadas desde estructuras fijas han de ser diseñadas para cada ubicación en concreto, y no pueden reutilizarse para otros proyectos, lo cual implica que gran parte del coste de la instalación no es recuperable. Además, para su diseño y construcción se requiere un plazo temporal dilatado (de varios meses).

Por otro lado, presentan la ventaja de no limitar la altura de los cajones a construir, ya que estos pueden recrecerse una vez estén a flote. Como contrapartida, esta operación de recrecimiento hace necesario un segundo juego de encofrados, ya que el primero se usará para el siguiente cajón que se construya sobre la pontona.

Todo ello implica que estas instalaciones únicamente resultan apropiadas para la construcción de un número muy elevado de cajones.

Al igual que en el caso de los catamaranes con plataforma sumergible, el funcionamiento de estas instalaciones está muy limitado por el clima marítimo de la zona de construcción y requieren de una zona abrigada, ya que no pueden operar con alturas de ola significantes superiores a 0,40 m

4.1.2.4. Dique seco

Aunque el empleo de un dique seco para la construcción de cajones no es habitual debido al elevado coste de los mismos, así como a su limitado calado, su utilización permite una gran flexibilidad a la hora de elegir el proceso constructivo a seguir.

El principio de funcionamiento de estas estructuras es muy sencillo: se construye el cajón en seco y, una vez terminado, la inundación del dique permite su puesta a flote.

4.1.2.5. Instalaciones terrestres

Otra posibilidad es construir los cajones de hormigón armado en tierra para después deslizarlos por una rampa para botarlos. Este es el procedimiento más adecuado en caso de no disponer de ninguna otra instalación; o de, como se comentará más adelante, imposibilidad de uso de ninguna de las estructuras anteriormente descritas (esto puede suceder en caso de grandes diámetros de cajón).

A su vez, también es posible construir los cajones en tierra al borde del muelle para que, una vez terminados, sean cargados, transportados y colocados empleando grandes grúas



flotantes. Esto permite, en ocasiones, prescindir de la solera en el diseño del cajón, ya que no se requiere flotabilidad en la estructura.

En definitiva, la solución de construir los cajones en tierra aporta una gran flexibilidad en cuanto a formas y procesos constructivos, muy importante en el diseño de estas estructuras.

4.1.3. Infraestructuras

En caso de trabajar con equipos flotantes para la construcción de cajones, han de disponerse una serie de infraestructuras adecuadas, entre las que se encuentran las siguientes:

- Muelle. Además, en caso de que no exista, ha de disponerse una zona de cierre en talud a fin de que el dique flotante se mantenga separado del muelle mediante una pontona intermedia.
- Espejo de agua
- Zona para fondeos provisionales
- Superficie terrestre

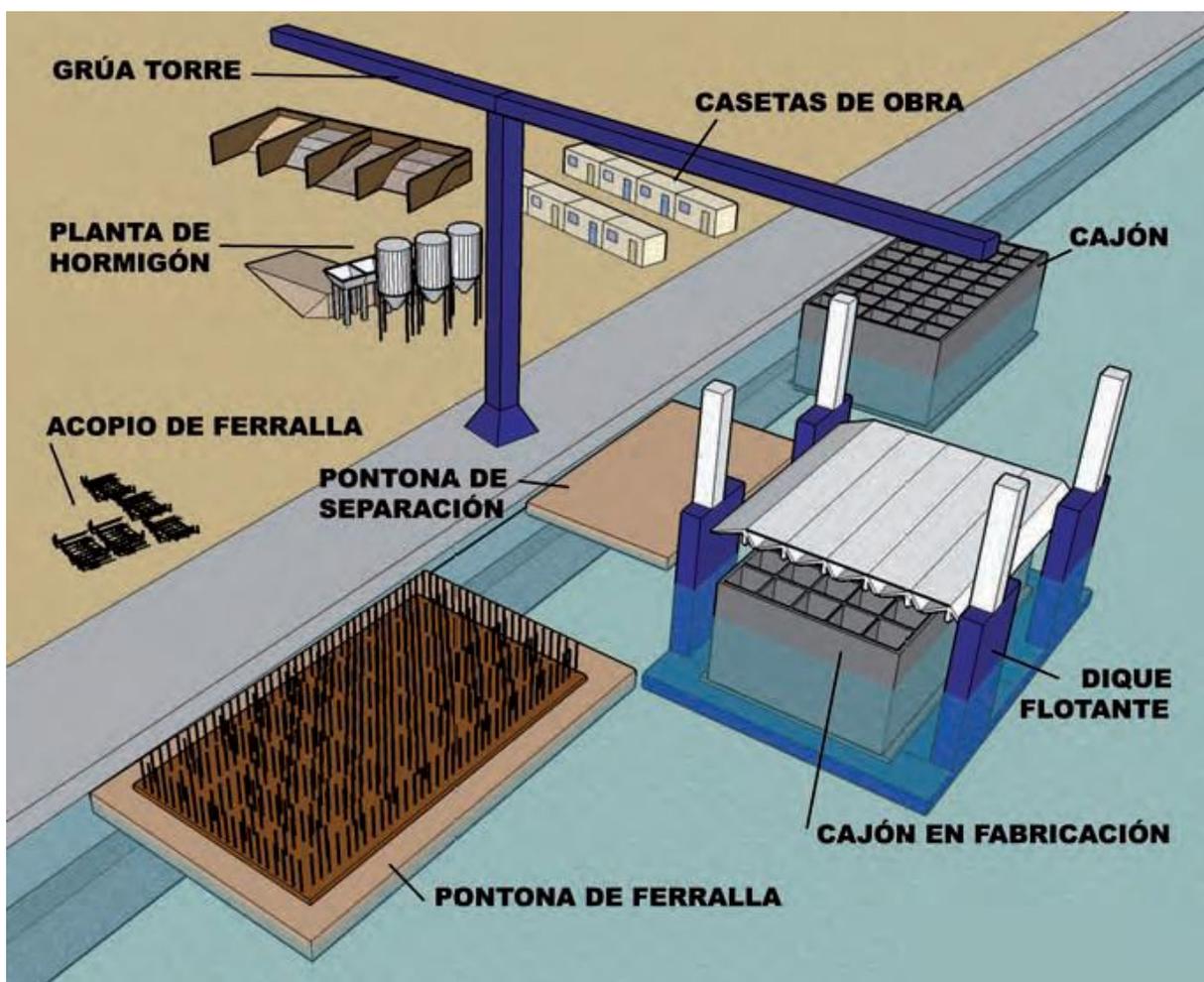


Figura 4-8: Infraestructuras necesarias para la fabricación de cajones mediante dique flotante



4.1.3.1. Muelle o línea de atraque

El muelle ha de cumplir una serie de requisitos en cuanto a calado y longitud a fin de poder ser utilizado para la construcción de cajones de hormigón armado mediante dique flotante.

En primer lugar, en la zona de botadura ha de existir un espacio, de área superior a la ocupada por el dique, con un calado mínimo igual a la suma del calado del cajón (con estabilidad en flote suficiente), más puntal de la pontona base del dique, más un resguardo de 1 m.

Además, en las zonas de navegación el calado ha de ser 0,50 m superior al del cajón en flote estable.

El puerto de Gijón cumple con estos requisitos de calado, ya que, tal y como se demostrará más adelante, los calados máximos de las cimentaciones estudiadas son inferiores a los 18,50 m disponibles (ver Figura 3-2).

Por otra parte, la longitud del muelle ha de ser, por recomendación de la *Guía de Buenas Prácticas de Obras Marítimas*, superior a la suma de las esloras del dique flotante y del cajón, a lo que se añade un resguardo de 50 m.

El puerto de Gijón cumple con creces esta última condición.

4.1.3.2. Espejo de agua

A veces se hace necesaria un área de espejo de agua, bien junto al muelle o bien separada de él, para diferentes actividades, entre las que se encuentran las siguientes:

- Mantener los cajones ya contruidos a flote a la espera de que el hormigón adquiera una resistencia tal que puedan ser transportados y fondeados sin comprometer su integridad estructural
- Preparar el cajón para su transporte y fondeo.
- Mantener los cajones en espera a que las condiciones de clima marino permitan su transporte y fondeo

4.1.3.3. Zona para fondeos provisionales

En caso de que estas zonas sean necesarias, se escogerán en base a los siguientes criterios:

- El terreno sobre el que se apoyen los cajones ha de tener la suficiente capacidad portante y no ha de producirse socavamiento a causa de la acción del oleaje o de las corrientes marinas. Además, ha de comprobarse que las estructuras fondeadas provisionalmente son lo suficientemente estables frente al hundimiento, vuelco o deslizamiento de las mismas



- A su vez, este terreno ha de proporcionar una superficie de apoyo regular (o regulable) a fin de poder evitar que se produzcan esfuerzos puntuales inadmisibles en la estructura.
- Han de disponer de un calado superior al de la estructura con estabilidad naval suficiente.
- Las estructuras fondeadas en estas zonas no han de interferir con la navegación.
- Las estructuras fondeadas han de estar, además, lo suficientemente protegidas del oleaje.



Figura 4-9: Cajones prefabricados de hormigón armado fondeados provisionalmente

4.1.3.4. Superficie en tierra

Es imprescindible disponer de un área en tierra, contigua a los muelles. Aunque se han dado casos extremos en que la anchura de esta área se ha visto reducida a 15 m, es recomendable que se mantenga entre los 50 y los 75 m.



En cualquier caso, es necesario disponer de una superficie lo suficientemente espaciosa en las proximidades de los muelles donde puedan ubicarse las instalaciones necesarias.

4.1.4. Instalaciones

Las instalaciones auxiliares para la fabricación de cajones de hormigón armado mediante equipos flotantes se agrupan en los siguientes cuatro grupos:

- A. Instalaciones generales
- B. Instalaciones para la fabricación de hormigón
- C. Equipos para el bombeo de hormigón
- D. Medios de elevación de cargas

4.1.4.1. Instalaciones generales

En este grupo se incluye la red de suministro de agua. Ésta ha de ser capaz de sostener las actividades de fabricación y curado del hormigón, además de satisfacer las necesidades de limpieza y consumo del personal. En ocasiones, se hace necesaria la instalación de depósitos reguladores, ya que la red de suministro no siempre es capaz de garantizar los caudales de punta necesarios.

Aquí también entra la instalación eléctrica, que ha de contar con la potencia suficiente para permitir el funcionamiento de todas las instalaciones del parque de fabricación. Esto incluye los equipos del propio dique flotante (sistemas hidráulicos, bombas, vibradores, compresores, cabrestantes, iluminación, etc.), la planta de fabricación de hormigón, las bombas de hormigón, el taller de elaboración de las armaduras, la grúa torre... Asimismo, ha de garantizarse una correcta iluminación de oficinas, talleres, aseos, almacenes y comedores en todo momento.

Para situaciones de emergencia, se suele tener un sistema alternativo de generación de corriente para que tanto el sistema de iluminación de emergencia como los gatos de trepa de los encofrados del dique puedan funcionar.

A su vez, debe haber una serie de instalaciones para el propio personal del parque de fabricación de cajones, que incluyen vestuarios, comedor, aseos, oficinas, almacenes, talleres, etc. Éstas han de ser dimensionadas de acuerdo con el turno más numeroso de personal, a fin de garantizar que haya espacio suficiente para todos los trabajadores.

4.1.4.2. Instalación para la fabricación de hormigón

El dimensionamiento de la planta de hormigonado se efectúa de tal modo que sea capaz de proporcionar el doble de hormigón necesario que el demandado durante las puntas de suministro.



Es recomendable que la dosificadora de la planta cuente con tolvas para al menos cuatro tipos de áridos. Al mismo tiempo, suele convenir disponer de más de una amasadora a fin de que la segunda pueda funcionar en caso de avería de la primera, garantizando el suministro necesario en todo momento.

A la hora de dimensionar los silos de cemento de la planta, hay que tener en cuenta que han de tener la capacidad suficiente para fabricar hormigón sin interrupciones. Hay que considerar que aunque tanto la fabricación de hormigón como el hormigonado de los cajones son actividades que se realizan ininterrumpidamente (24 horas al día), en ciertos lugares el transporte de mercancías (en este caso cemento) está restringido a unos horarios. Esto puede ser causa de un sobredimensionamiento de los silos a fin de que puedan almacenar la suficiente cantidad de cemento como para mantener la producción mientras no lleguen nuevos cargamentos de cemento a la planta.

Las mismas consideraciones se realizan a la hora de dimensionar los acopios de áridos: han de disponerse de los áridos necesarios para una fabricación ininterrumpida de hormigón. Asimismo, como en el caso de los silos de cemento, los niveles de acopio apropiados varían en función de las capacidades de suministro de las plantas de fabricación de áridos.

La ubicación de los acopios de áridos se escoge de forma que el transporte de los mismos a la planta de hormigón pueda realizarse sin restricciones.

4.1.4.3. Equipos para el bombeo de hormigón

Éstos han de ser dimensionados para ser capaces de bombear un 50% más del hormigón bombeado durante las puntas de suministro.

A su vez, han de situarse las bombas de forma que la alimentación de las mismas sea directa desde las amasadoras de hormigón. Esto tiene diversas ventajas: reduce el tiempo entre fabricación y puesta en obra del hormigón, evita que se produzcan disgregaciones o posibles adiciones accidentales de agua en el mismo, y reduce los costes de la operación de hormigonado.

Es recomendable contar con más de una bomba, o bombas de repuesto, para que en caso de avería no haya que interrumpir el suministro de hormigón.

Durante el diseño de estos equipos hay que considerar que la tubería de bombeo conecta instalaciones en tierra (planta de hormigón y bombas) con el dique flotante, que está sometido a las oscilaciones debidas a la marea y al oleaje. Esto, unido al proceso de inmersión del dique, provoca una variación constante de la cota de un extremo de la tubería.

En la siguiente imagen pueden apreciarse las instalaciones de bombeo de un parque de fabricación de cajones de hormigón mediante diques flotantes:



Figura 4-10: Equipos de bombeo de un dique flotante

4.1.4.4. Medios de elevación de cargas

El empleo de grúas torre como sistema de elevación es habitual en este tipo de instalaciones. Han de tener la capacidad de carga, alcance y gálibo adecuados.

Generalmente, su instalación se planea con bastante antelación ya que suele requerir la obtención de permisos y, a menudo, la construcción de sus cimentaciones

La grúa instalada ha de tener al alcance toda la planta del cajón y el parque de ferralla.

4.1.5. Actuaciones previas al hormigonado

Durante el proceso constructivo de cajones de hormigón armado mediante equipos flotantes, hay que llevar a cabo una serie de actividades antes del inicio del hormigonado de las estructuras.

Es necesario llevar a cabo una serie de estudios de estabilidad naval. Más adelante se expondrán los análisis de flotabilidad de las diferentes estructuras sometidas a diseño, pero han realizarse estudios de estabilidad naval también para el conjunto dique-cajón en las distintas fases de construcción.

Así mismo, los procedimientos a seguir durante las operaciones de llenado y vaciado de los tanques han de ser estudiados y redactados.

También han de realizarse diversos estudios batimétricos, comprobando los calados en las diferentes zonas de interés: la zona de botadura, el canal de navegación, áreas de fondeo provisional, etc.



Al mismo tiempo, también habrán de diseñarse diversas dosificaciones de hormigón, a fin de poder emplear la más adecuada para cada momento. De esta manera, hay que tener en cuenta que se requerirá una distinta mezcla para las zapatas que para el resto del cajón; o que puede resultar conveniente variar la dosificación en función de la meteorología (temperatura, tiempo, humedad, etc.). Hay que considerar que la dosificación del hormigón y la velocidad de deslizado están íntimamente relacionadas, por lo que habrá que adaptar el diseño de la mezcla en función de la velocidad que se quiera obtener.

Por otro lado, los encofrados también han de ser objeto de diversas comprobaciones. Hay que verificar que la geometría que presentan es la correcta, prestando especial atención a las separaciones entre paneles, ya que esto determinará el espesor de las paredes; y a que el hormigón constituyente de la estructura presente una geometría continua.

Es necesario asegurar, además, una buena limpieza de los encofrados antes de empezar con el proceso de hormigonado; y ha de comprobarse que éstos no presenten deterioros o deformaciones.

Las armaduras han de ser objeto de especial atención también: ha de comprobarse que la geometría de las mismas es la especificada en Proyecto, así como que el acero empleado sea el adecuado. Este proceso ha de ser lo suficientemente rápido y ágil como para no ralentizar la construcción del cajón.

Cabe decir que antes de comenzar el proceso de hormigonado es necesario también verificar el correcto funcionamiento de todas las instalaciones relevantes; habrá de comprobarse que funcionen los gatos hidráulicos, las bombas de hormigón, los tanques de lastrado, los cabrestantes, compresores, vibradores, pasarelas, escalas, etc.



Figura 4-11: Cajones flotantes de hormigón en Marín (Pontevedra), ejecutados por Sacyr



4.1.6. Hormigonado

Aunque los procedimientos específicos de hormigonado varían en función del equipo flotante empleado para la construcción de los cajones, existen una serie de consideraciones comunes a todos ellos que se exponen a continuación.

Ha de mantenerse lo más constante posible el desfase temporal entre amasado y puesta en obra del hormigón durante la construcción del cajón, a fin de garantizar un resultado homogéneo en la mezcla obtenida.

En cuanto a las tongadas vertidas, el espesor de las mismas está sujeto a algunas limitaciones: no puede ser inferior a 10 cm, ni superior al 25% de la altura del encofrado (habitualmente 1-1,5 m). Entre tongada y tongada no pueden pasar más de 45 minutos.

Durante el proceso de hormigonado, ha de limpiarse el encofrado de manera continua, ya que las adherencias de hormigón ya fraguado pueden generar arrastres durante el deslizado que pueden derivar en un detrimento de las características resistentes de la estructura de hormigón obtenida.

A su vez, han de protegerse los paramentos externos de forma que las condiciones climatológicas no afecten al fraguado del hormigón, tal y como se muestra en la siguiente imagen:



Figura 4-12: Protección de los paramentos externos del cajón

Hay que prestar especial atención al tratamiento de juntas. Siempre habrá una junta de trabajo entre la solera y el resto del cajón, aunque discontinuidades en el proceso de hormigonado pueden provocar que haya que incluir juntas adicionales. El tratamiento de estas juntas ha de asegurar una buena adherencia del hormigón, al tiempo que ha de garantizarse su impermeabilidad. Con este objetivo, suele chorrear el hormigón con lanza de agua.



Es necesaria una buena coordinación y señalización durante el hormigonado del cajón para que no se pierda tiempo, o en última instancia se interrumpa el proceso, incorporando elementos al cajón, como pueden ser ganchos de remolque, válvulas de lastrado, o placas de anclaje. Estos elementos han de disponerse con la suficiente antelación, y han de identificarse claramente tanto su naturaleza como su lugar de colocación.

A su vez, durante el hormigonado, la altura mínima del hormigón dentro de los encofrados será igual a dos tercios de la altura de éstos (ver siguiente Figura).



Figura 4-13: Hormigonado de un cajón

A continuación se procede a una explicación, paso a paso, del proceso de fabricación de un cajón de hormigón armado en un dique flotante:

- A. Se sumerge parcialmente el dique y se coloca, a bordo de la pontona y bajo el encofrado deslizante, la armadura de la solera.
- B. Se cuelga la parrilla de armadura de la estructura del dique. Posteriormente se retira la pontona y se reflota el dique.
- C. Se procede al hormigonado de la solera.
- D. Con el dique a flote, se procede a hormigonar el resto del cajón.
- E. El dique, junto con el cajón, se va sumergiendo a medida que avanza el hormigonado del éste, que concluye con el dique parcialmente sumergido.
- F. Con el cajón concluido, se procede a la botadura del mismo, proceso que se explicará más adelante.

Para el curado del hormigón se emplea directamente el agua del mar. Esto no perjudica en ningún modo las propiedades resistentes ni la durabilidad del hormigón estructural del cajón.



Esta secuencia de construcción se halla esquematizada en la siguiente figura:

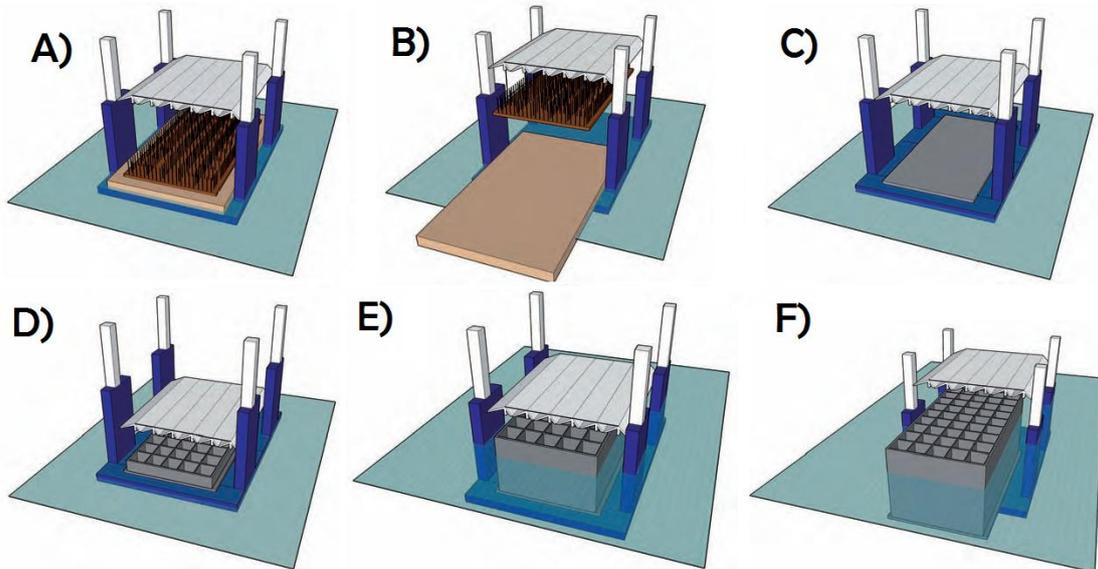


Figura 4-14: Fases de hormigonado en la construcción de cajones mediante dique flotante

4.1.7. Botadura

Esta fase del proceso constructivo resulta en ocasiones crítica debido a la estabilidad naval del conjunto dique-cajón, que puede verse comprometida. Como puede verse en la siguiente imagen, la botadura del cajón se consigue mediante la inmersión del dique flotante, que permite que el cajón sea remolcado y transportado a otra zona para construir el resto de la estructura:



Figura 4-15: Operación de botadura de un cajón de hormigón armado construido en dique flotante



Durante los procesos de inmersión y emersión del dique, que se consiguen mediante el llenado y vaciado de los tanques de lastrado, pueden aparecer en estos tanques presiones inadmisibles que pueden provocar una pérdida de estabilidad de la estructura.

4.2. CONSTRUCCIÓN DE LA TORRE

Una vez construido el cajón, se construirá sobre éste la torre que completará la estructura de la cimentación. La torre puede ser de hormigón armado o de chapa de acero.

4.2.1. Torre de hormigón

Para el caso de torre de hormigón, se construirá con encofrados trepantes, empleando trepas de 5 m. A fin de calcular el tiempo necesario para la construcción de la torre, se considerará que realizar cada trepa lleva 2 días.

4.2.2. Torre de acero

El ensamblaje de la torre metálica sobre el cajón es una operación que dura, aproximadamente, 3 días. Aquí puede verse que la estructura de acero, aunque en apariencia mucho más cara debido al más elevado coste de la chapa de acero frente al hormigón, tiene la gran ventaja de que es mucho más rápida de construir.

Esta diferencia en el tiempo de construcción tiene un impacto muy importante en el coste de fabricación de la estructura, pero es muy difícil de cuantificar debido a que hace falta tener en cuenta el coste de mantener ocupado el puerto, los costes de mantenimiento de las instalaciones del parque de fabricación, los gastos que supone el personal, etc.

También se procederá entonces a la construcción de la losa que hace las funciones de tapa superior del cajón. Esta losa tendrá una serie de compuertas que permitirán, una vez fondeada la estructura, el lastrado con árido de la misma.

4.3. INSTALACIÓN DE EQUIPOS VARIOS

Ocasionalmente, este tipo de estructuras están dotadas de diversos aditamentos. A modo de ejemplo, pueden citarse los siguientes:

- Equipos de medición de esfuerzos y acciones actuantes sobre la estructura.
- Ánodos de sacrificio para reducir la oxigenación del acero de las armaduras.
- Refuerzos que hagan posible la cimentación de equipos.

En caso de portar este tipo de elementos, es conveniente prever su ubicación desde el proceso de hormigonado, como si de anclajes, refuerzo de armadura, o tuberías se trataran. Esto facilitaría su posterior instalación.



4.4. TRANSPORTE DE LA ESTRUCTURA

4.4.1. Preparación para el transporte

Una vez construida la estructura hace falta prepararla para su remolque hasta el emplazamiento de fondeo. A continuación se expondrán las diferentes actividades a llevar a cabo durante este proceso de preparación.

Hay que instalar ganchos de remolque en la estructura. Su ubicación, que ha de ser prevista durante el hormigonado de la estructura, ha de ser tal que siempre queden fuera del agua durante el remolque. También es necesario prever anclajes y alojamiento para cables o estachas de seguridad.

Al mismo tiempo, también habrán de colocarse distintos elementos de seguridad como redes que impidan la entrada de elementos extraños al interior de los cajones, o cables para anclar elementos de seguridad. Además, se dispondrán escalas y pasarelas que permitan el acceso a la estructura.

Por otra parte, es necesario colocar balizas en la estructura que permitan su localización durante la noche o en condiciones meteorológicas adversas. Las baterías de las balizas, o los grupos generadores de electricidad, han de estar anclados a la estructura y protegidos del oleaje.

En caso de que la estructura vaya lastrada con agua durante su transporte, habrá que disponer un sistema de bombeo que permita achicar el agua para mantener el nivel de lastre adecuado en el interior de la estructura. Generalmente estas bombas están accionadas por generadores eléctricos y cuentan con sistemas de arranque automático que se activan cuando el agua en el interior del cajón supera un cierto nivel.

Por último, ha de comprobarse la estanqueidad de las paredes tanto exteriores como interiores de la estructura, ya que en caso de que pueda penetrar agua en su interior su integridad estructural puede verse comprometida.

En la siguiente imagen puede verse una embarcación remolcando un cajón prefabricado de hormigón:



Figura 4-16: Remolque de cajón prefabricado de hormigón armado



4.4.2. Transporte de la estructura

Para el transporte de la estructura pueden emplearse diversos métodos: puede remolcarse mediante una embarcación RAMBIZ, mediante barcasas, con ayuda de un remolcador, o con barcos especialmente diseñados para ello.

4.4.2.1. Grúa RAMBIZ

Este tipo de embarcación grúa se utiliza para el traslado de cargas pesadas, como pueden ser las estructuras de estudio. Se ha empleado, entre otras cosas, para la instalación de las cimentaciones del célebre parque eólico marino belga de *Thorntonbank*, donde su función era el traslado, y posterior fondeo, de las estructuras desde el puerto de Ostende (ver Apartado 3.4).



4-17: Grúa RAMBIZ transportando una estructura *jacket* para eólica offshore

A fin de calcular el tiempo que toma la operación de traslado de las estructuras de estudio, han de conocerse las velocidades alcanzadas por este tipo de embarcación. Estos valores pueden encontrarse en la siguiente tabla:

VELOCIDADES RAMBIZ (nudos)	
Cargada (Ida)	4
Descargada (Retorno)	8



Con estos datos y las distancias de transporte pueden calcularse los tiempos de ciclo que lleva la instalación de cada estructura, una vez construida.

En la siguiente imagen puede verse la instalación mediante grúa RAMBIZ de una estructura *jacket*.



4-18: Instalación de estructura *jacket* mediante grúa RAMBIZ

4.4.2.2. Barcazas

Modernamente, se montan grúas sobre barcazas auto-elevables para la instalación de aerogeneradores offshore. Estas embarcaciones resultan muy eficientes ya que pueden realizar tanto el traslado como la instalación de estas estructuras marinas.

Actualmente, la barcazas con grúas disponibles se desarrollaron por la empresa propietaria de embarcaciones DBB Jack-Up Services S.A., con base en Dinamarca, en conjunción con la firma de maquinaria pesada Liebherr. Se consiguió montar sobre una barcaza autoelevable 'Wind' la grúa LTR 11200, capaz de izar 1.200 toneladas.

La corona de giro de la grúa está colocada sobre un pedestal o columna integrada en la estructura de la barcaza.

Las ventajas de este tipo de embarcación es que requiere un menor espacio, y tiene una mayor estabilidad (debida a su centro de gravedad más bajo), que otras embarcaciones utilizadas para este tipo de operaciones.



En la siguiente imagen puede apreciarse este tipo de embarcación fijada y en funcionamiento.



4-19: Grúa de 1.200 t sobre barcaza auto-elevable para instalación de estructuras offshore

La grúa instalada sobre la barcaza se ha adaptado al trabajo en alta mar: funciona mediante un motor eléctrico, por lo que ya no es necesario almacenar combustible en cubierta; y se ha tratado con las pinturas y barnices pertinentes de protección frente al agresivo entorno marino.

El montaje de esta embarcación resulta una operación relativamente rápida: tan solo toma un plazo de una semana, dato a tener en cuenta a la hora de planificar la producción del parque de construcción en puerto.

Este tipo de embarcación se empleó por primera vez para la instalación de aerogeneradores marinos en la costa holandesa, en el parque eólico de *OWEZ*, en junio de 2010. Desde entonces, la utilización de este método se ha extendido notablemente.

El hecho de colocar una grúa telescópica sobre una barcaza represento un gran reto en principio por la poca estabilidad que la grúa tendría debido a la ausencia de elementos estabilizadores en su base y a las oscilaciones provocadas por el oleaje.



Este problema se resolvió mediante el empleo de una barcaza auto-elevable. Una vez fijada en su posición y elevada sobre el nivel del mar, podría extenderse la grúa de manera estable.



4-20: Instalación de aerogenerador offshore mediante grúa telescópica montada sobre barcaza auto-elevable

Actualmente, ésta es la grúa telescópica de mayor capacidad montada sobre una barcaza que se haya construido. Como se verá más adelante, su capacidad de elevación resultará insuficiente para las estructuras de estudio (se está hablando de cargas en torno a las 10 t), por lo que habrá que recurrir a otros medios para su traslado.



4.4.2.3. Remolcadores

Este tipo de embarcaciones se emplea para el transporte de todo tipo de estructuras flotantes, a distancias tan grandes como la existente entre Algeciras y Brasil (esta operación fue llevada a cabo por FCC en 2013)



4-21: Remolcadores de FCC transportando cajones flotantes prefabricados de hormigón armado

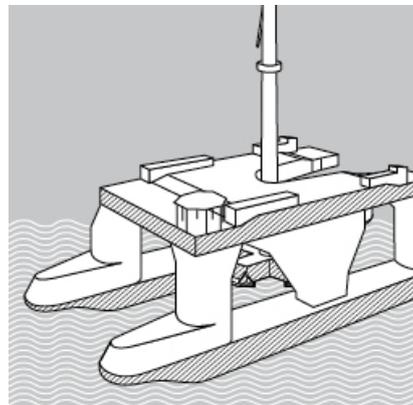
Para el caso de estudio, se han escogido remolcadores con las siguientes características:

VELOCIDADES REMOLCADOR (nudos)	
Cargado (Ida)	4
Descargado (Retorno)	8

4.4.2.4. Otros equipos

También existen embarcaciones especialmente diseñadas para el transporte de estructuras flotantes. A modo de ejemplo, en la siguiente imagen puede verse un modelado de uno de estos equipos.

Ejemplos de este tipo de equipos son el descrito anteriormente empleado en la solución STRABAG (ver **Apartado ##**), apreciable en la figura, o las embarcaciones TIB, descritas anteriormente.



4-22: Esquema de embarcación diseñada para el transporte y la instalación de los aerogeneradores marinos.



4.5. PREPARACIÓN DEL FONDO MARINO: DRAGADO

4.5.1. Definición

Se define dragado como la operación de extracción de terrenos de los fondos marinos por diversas causas o finalidades.

El motivo del dragado del lecho marino en este caso es el de sanear el terreno de apoyo de la estructura antes de la instalación de ésta.

De este modo, mediante el dragado del primer estrato del fondo marino, conseguimos eliminar una capa de material con baja capacidad portante y altamente deformable (esta capa de material se ha descrito anteriormente en el Apartado 3.1). Como resultado del dragado se obtiene un apoyo con la capacidad portante adecuada para la estructura que se va a instalar.

El impacto económico de la preparación del lecho marino en el coste total de instalación de cimentaciones en gravedad, tal y como se ha expuesto anteriormente, es bastante importante. Es por esto que el estudio y la planificación del dragado han de realizarse con la suficiente atención y antelación.

Este gran coste es consecuencia de la gran envergadura de los medios necesarios para el dragado, así como de la rapidez con que ha de llevarse a cabo esta operación.

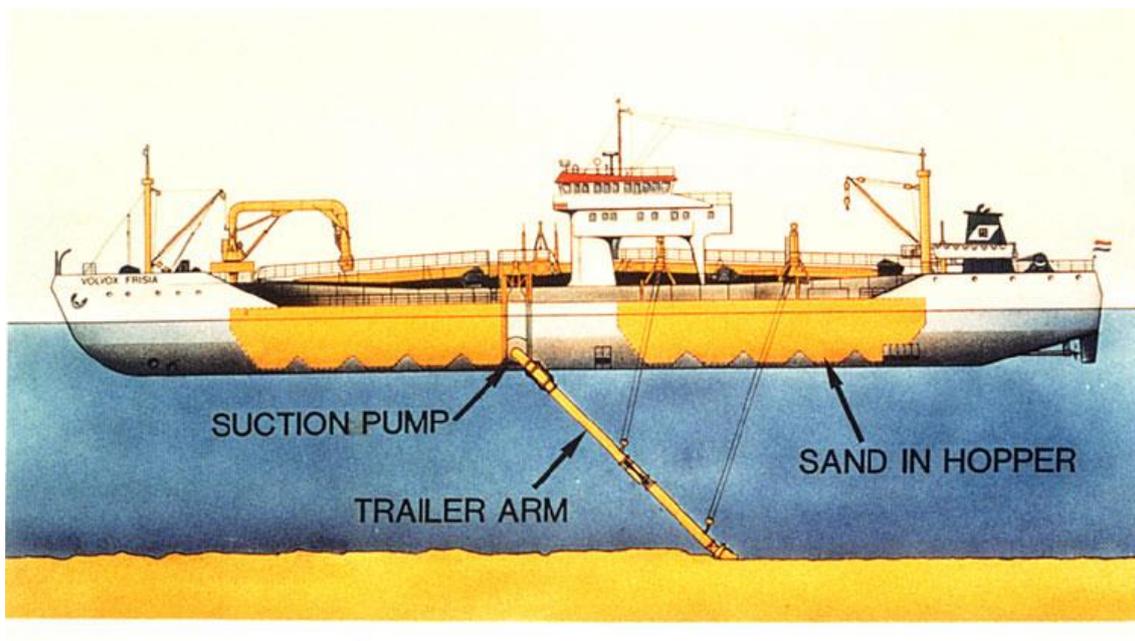


Figura 4-23: Esquema de funcionamiento de una draga de succión en marcha (*Trailing Suction Hopper Dredger*)



4.5.2. Condicionantes

A continuación se procederá a una explicación de los diferentes criterios de selección del método de dragado.

Los diferentes factores determinantes en la elección del equipo de dragado a utilizar que se van a analizar son los siguientes:

- Emplazamiento
- Características del terreno, al igual que su homogeneidad
- Calados
- Geometría de la zona a dragar
- Plazo y volumen
- Distancia y procedimiento de vertido, así como características del lugar de vertido
- Clima marítimo
- Tráfico marítimo
- Medioambiente
- Arqueología
- Disponibilidad de equipos

4.5.2.1. Emplazamiento

A la hora de escoger el procedimiento de dragado hay que tener en cuenta que las condiciones de abrigo en la ubicación de fondeo (mar abierto) son nulas.

Por otra parte, no hace falta preocuparse por factores que pueden resultar críticos en obras más próximas a la costa, como la cercanía a otras estructuras que puedan entorpecer la operatividad de los equipos de dragado o la necesidad de mantener el tráfico marítimo.

4.5.2.2. Características del terreno

A efectos de dragado, existen cuatro tipos de terreno: terrenos sueltos, arcillas, rocas blandas, y rocas duras. Es importante conocer el tipo de terreno a dragar a la hora de escoger uno u otro sistema de dragado.

Al mismo tiempo, se hace necesario conocer el grado de homogeneidad del terreno, ya que pueden existir estratos de distinta dureza y espesor, así como bolos o lajas cementadas abrigadas en terrenos granulares, que pueden reducir enormemente el rendimiento de determinados equipos de dragado. Por tanto, habrá que adecuar la técnica empleada para dragar a la homogeneidad del terreno.



La siguiente tabla muestra los tipos de material que pueden dragarse con cada tipo de draga:

TIPO DE TERRENO	TIPO DE DRAGA					
	CUCHARA	PALA	ROSARIO	SUCCIÓN EST.	SUCCIÓN EST. CUTTER	SUCCIÓN EN MARCHA
Arena compacta		X	X		X	X
Arena suelta			X	X	X	X
Arena fangosa	X		X	X		X
Fangos	X		X	X		X
Arcilla suelta	X		X		X	
Arcilla plástica	X	X	X		X	
Arcilla compacta		X	X		X	
Arena con grava	X	X	X		X	X
Rocas sin voladura		X	X		X	
Rocas (previa voladura)	X	X	X			

4.5.2.3. Calados

El factor más determinante a la hora de escoger el método de dragado para la preparación del lecho marino en la instalación de estructuras offshore es sin duda alguna la profundidad.

Para el caso estudiado, con una profundidad de 60 m (o más si se tiene en cuenta la sobre elevación por marea astronómica y meteorológica), se escogerá un equipo de dragado capaz de operar a grandes profundidades.

4.5.2.4. Geometría de la zona a dragar

Las características geométricas de la zona a dragar condicionan enormemente tanto el recorrido de las dragas como su rendimiento.

4.5.2.5. Plazo y volumen

El rendimiento de los equipos, además, viene determinado por el volumen de material que ha de ser dragado y por el tiempo de que se dispone para ello.

Para los casos de estudio, se procederá a un dragado de un área cuadrada con un sobreelevación de 7 m con respecto al ancho de la cimentación. A fin de poder extraer la capa de material con baja capacidad portante y alcanzar el estrato con las características geotécnicas deseadas, se realizará un dragado con una profundidad de 5 m, con taludes laterales de 5:1



En la siguiente tabla se recogen los datos geométricos de los dragados a realizar para las dos estructuras de estudio, según la geometría que se determinará más adelante:

DRAGADO			
MODELO CON TORRE DE HORMIGÓN		MODELO CON TORRE DE ACERO	
Largo	55 m	Largo	50 m
Ancho	55 m	Ancho	50 m
Profundo	5 m	Profundo	5 m
Área fondo	3.025 m ²	Área fondo	2.500 m ²
Área superior	6.400 m ²	Área superior	5.625 m ²
Volumen	23.563 m ³	Volumen	20.313 m ³

4.5.2.6. Características de vertido

Factores muy importantes a la hora de escoger el equipo de transporte a emplear son la distancia de vertido, o el procedimiento a seguir para verter el material dragado: puede hacerse mediante gánguiles, directamente desde la cántara, mediante un caño o por medio de una tubería.

En cuanto a las características del lugar de vertido, para el caso estudiado no es necesario preocuparse por el calado de la zona (en alta mar no habrá limitaciones en cuanto al calado máximo de las embarcaciones). Si que pueden darse, por otro lado, restricciones de carácter estacional a la hora de verter material. Estos vertidos, además, pueden estar sujetos a horarios.

4.5.2.7. Clima marítimo

La altura de ola limita la operatividad de las dragas. En la siguiente tabla se recogen las alturas de ola significantes máximas a las que puede funcionar cada tipo de draga:

TIPO DE DRAGA	Hs,max (m)
Dragas estacionarias	1
Tuberías flotantes	2
Dragas de succión	2,5

La altura de ola significativa del estado de mar considerado para el analizar las condiciones de servicio de la estructura tiene una altura de ola significativa de 10,75 m (ver apartado 3.2). Esto implica que para realizar el dragado del fondo marino en el emplazamiento de estudio habrá que esperar a un régimen de olas más moderado.

A su vez, hay que tener en cuenta que la velocidad de corriente influye en el rendimiento de las dragas a partir de 1 m/s, pudiendo llegar a resultar crítica en caso de



instalar tuberías flotantes. Otro efecto negativo de las corrientes es que provocan la dispersión de las partículas en suspensión que haya en el agua. Para el caso de estudio, esto no representa un problema, ya que la velocidad de corriente máxima es de 1 m.

4.5.2.8. Tráfico marítimo

Las consideraciones a hacer sobre coordinar el tráfico marítimo con las operaciones de dragado son menores para este tipo de emplazamientos. No obstante, hay que organizar los recorridos de las dragas, los recorridos de vertido de materiales, etc. de forma que no se interrumpa el proceso de dragado.

Asimismo, ha de balizarse con la suficiente antelación la zona donde va a realizarse el dragado.

En caso de emplear dragas estacionarias, además, hay que tener en cuenta que su rendimiento puede verse reducido por la estela generada al paso de embarcaciones.

4.5.2.9. Medioambiente

Las operaciones de dragado tienen fuertes repercusiones medioambientales, pudiendo llegar a dañar la flora y fauna marina que exista en la zona de dragado y en sus proximidades. A fin de minimizar el impacto ambiental de esta actividad, se limita el rebose de las dragas, se colocan barreras de protección para impedir el paso de materiales en suspensión, y se toman medidas a fin de evitar derrames de material durante el transporte.

A su vez, si las condiciones de clima marino, principalmente las velocidades de corriente, pueden provocar el arrastre de materiales en suspensión hacia zonas medioambientalmente sensibles, puede llegar a suspenderse el dragado.



Figura 4-24: Flora y fauna marinas

4.5.2.10. Disponibilidad de equipos

Factor muy determinante a la hora de elegir el procedimiento de dragado.



4.5.3. Elección de equipos de dragado

A continuación se procede a una descripción de los diferentes equipos que pueden utilizarse para dragar el fondo marino, exponiendo las ventajas y limitaciones que presenta cada uno a fin de elegir el método de dragado más óptimo para la preparación del lecho marino en el caso de estudio.

4.5.3.1. Dragas de cuchara

El principio de funcionamiento de este tipo de dragas es muy sencillo: sobre una pontona se monta una grúa que acciona cucharas que dragan el lecho marino. Con ayuda de la grúa, se eleva la cuchara cargada de material para depositarlo en un gánguil.



Figura 4-25: Draga de cuchara

Las dragas de cuchara permiten trabajar en zonas muy localizadas e incluso en las proximidades de estructuras con gran precisión geométrica. También pueden trabajar en terreno emergido abriendo canal.

Además, pueden operar en zonas de poco calado (tienen como mínimo el correspondiente al gánguil o la pontona utilizados), aunque estén muy limitadas por el clima marino: no pueden operar con alturas de ola significantes superiores a 1 m.

Por otra parte, este tipo de equipo de dragado es bastante flexible en cuanto a la profundidad a la que puede encontrarse el lecho marino

El inconveniente principal de este tipo de dragas es su bajo rendimiento, aún a pesar de su elevado coste. Otro factor muy limitante a la hora de escoger este tipo de equipos es el hecho de que no puedan operar en terrenos heterogéneos.



En ocasiones, se instala sobre un gánguil una draga de cuchara, habilitando una cántara en el interior de éste para depositar el material extraído. Estos gánguiles grúa son embarcaciones muy versátiles ya que, además de dragar, pueden depositar los materiales que transportan empleándolos en la construcción y enrase de banquetas, rellenos, etc.

Aunque algo superior, el rendimiento de un gánguil grúa, tal y como el que se muestra en la siguiente imagen, sigue siendo inferior a los 1500 m³ diarios.



Figura 4-26: Ejemplo de gánguil grúa

Existen diversos tipos de cucharas. En la siguiente figura pueden verse una cuchara bivalva (A), una cuchara con pinzas (B), una cuchara hermética (C), y una especial para el dragado de arenas y fangos (D).

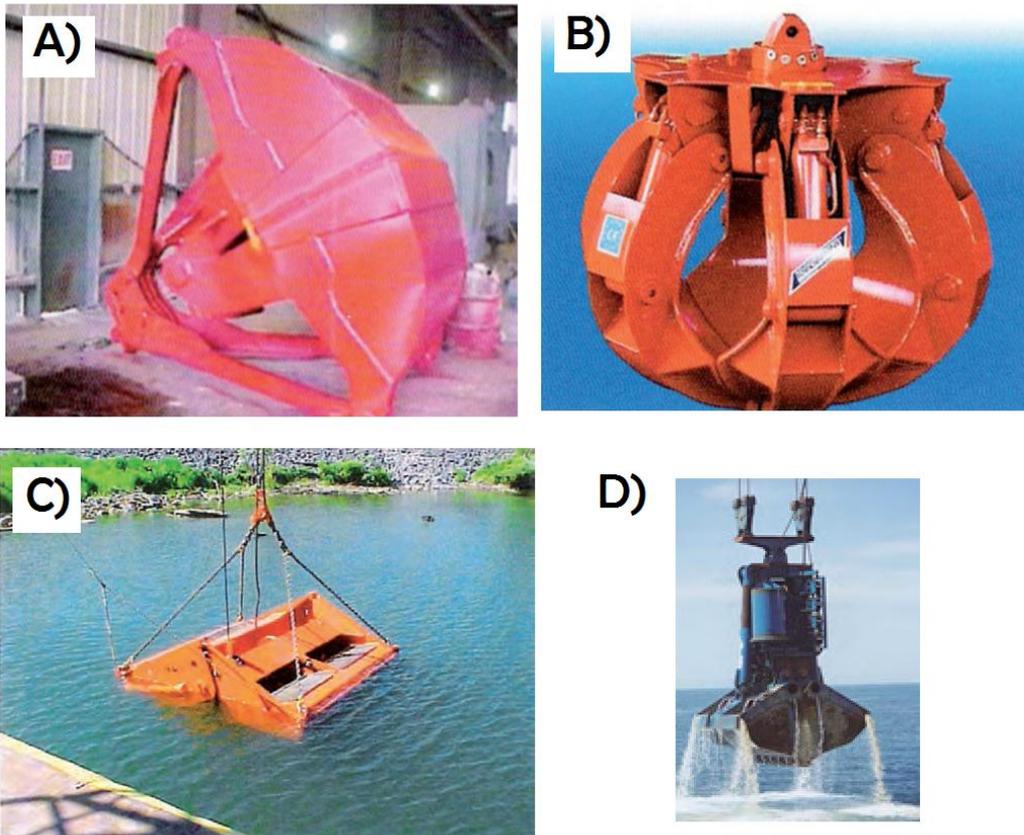


Figura 4-27: Tipos de cuchara utilizados para dragar los fondos marinos

4.5.3.2. Dragas de pala

Similares a las anteriores, este tipo de dragas consiste en una excavadora retro o con cuchara frontal, empleada para el arranque de material del fondo marino, instalada a bordo de una pontona.

Las pontonas de este tipo de dragas están dotadas de tres sistemas de *spuds*, colocados a cada lado y en la popa de las mismas. Estos *spuds* están sujetos a una serie de cabrestantes que los conectan con unas anclas en el lecho marino. Ello permite que parte de las fuerzas actuantes sobre la pontona sean soportadas por el propio terreno, que ofrece reacciones a la acción de la pala que ayudan a mantener la pontona estable.

Al mismo tiempo, estos sistemas de *spuds* proporcionan estabilidad frente a los envites del oleaje o los movimientos de las cargas. Esta estabilidad es necesaria ya que el mecanismo de rotación de las palas sobre una corona no permite grandes inclinaciones.

El movimiento de la pontona se consigue mediante la acción de los cabrestantes, que consiguen que la pontona ‘camine’ sobre el lecho marino mediante pasos alternativos de los *spuds*.

Una vez dragado, el material se vierte en gánguiles abarloados a la pontona.



Figura 4-28: Ejemplo de draga de pala retroexcavadora en funcionamiento

La producción de este tipo de dragas depende en gran medida del cazo empleado, pudiendo su capacidad variar entre los 2 y los 25 m³.

Este tipo de dragas puede operar con calados pequeños, ya que en este sentido están limitados por el calado del gánguil, generalmente superior al de la pontona, o por el de esta última, que suele rondar los 3 m.

También pueden usarse para el dragado de terrenos emergidos, en cuyo caso dragarán al tiempo que van abriendo canal. Además, las dragas de pala tienen la ventaja de poder operar en zonas muy localizadas, resultando adecuadas para trabajar en zonas próximas a estructuras que con otro tipo de equipo podrían resultar dañadas.

En cuanto al tipo de material que pueden arrancar, cabe decir que son aptas para cualquier tipo de terreno: fangos, rocas blandas, escolleras, e incluso estructuras existentes que haya que retirar. En función del tipo de terreno, se alcanzan rendimientos de entre 2.000 y 6.000 m³/día.

Esta versatilidad, unida a su precisión a la hora de dragar, hace que las dragas de pala sean un equipo muy apto para el dragado en zanja, además de facilitar enormemente la instalación y el mantenimiento de posibles barreras anticontaminantes.

A pesar de todo, el coste por metro cúbico dragado es muy elevado, y la disponibilidad de este tipo de equipos es muy baja, ya que existen pocas unidades en el mercado.



Figura 4-29: Draga retroexcavadora en funcionamiento con gánguil abarloado

Al mismo tiempo, el empleo de este tipo de dragas se encuentra limitado a estados de mar con altura de ola significativa inferior a 1 m.

Existe una limitación muy fuerte a la hora de escoger este tipo de dragas en cuanto a la profundidad de la zona a dragar, ya que la pala ha de ser capaz de alcanzar el fondo marino. Las dragas de mayor porte alcanzan los 35 m de profundidad, lo cual obliga a descartar este procedimiento de dragado para el emplazamiento de estudio.

4.5.3.3. Dragas de rosario

Estas dragas emplean un rosario o una cadena de cangilones para la extracción de material. Su movimiento se realiza mediante cabestrantes sujetos a anclas, ya que no están dotadas de medios de autopropulsión.

Una vez dragado, se vierte el material sobre un gánguil. El tipo de cangilones empleados pueden adaptarse al material a dragar, lo cual hace que las dragas de rosario sean muy versátiles en cuanto al tipo de terreno a arrancar. Pueden emplearse en la extracción tanto de fangos como de rocas blandas e incluso duras, si se han fragmentado previamente.

El rendimiento de este tipo de dragas está muy fuertemente condicionado por el tipo de material a arrancar: para rocas blandas pueden dragarse 2.500 m³/día, mientras que para terreno suelto se alcanzan rendimientos de 10.000 m³/día.

Otra ventaja de las dragas de rosario es el alto nivel de precisión geométrica con que son capaces de efectuar el dragado. Esto posibilita su uso para realizar dragados en zanja e incluso para el enrase de banquetas, siendo capaces de enrasar hasta 1.500 m³/día.



Figura 4-30: Draga de rosario

Al igual que en el caso anterior, las dragas de rosario no pueden operar con alturas de ola significativa superiores a 1 m.

Los inconvenientes de este tipo de dragas son su lento montaje (esta operación lleva varios días), y su baja disponibilidad, además de la contaminación acústica que generan (son muy ruidosas). Por otra parte, requieren un calado mínimo de 6 m para operar.

El empleo de este tipo de dragas está limitado a profundidades de entre 20 y 30 m, lo cual hace que sean descartadas como posible equipo de dragado para el caso de estudio, a 60 metros de profundidad.

4.5.3.4. Dragas de succión estacionaria

Este tipo de dragas, también llamadas dragas de cortador, consisten en una tubería, a través de la cual se succiona material del lecho marino, montada sobre una estructura rígida, llamada escala. El rendimiento de la operación de dragado se ve incrementado con la instalación de un cortador (o *cutter*) en el extremo de succión de la tubería.

El cortador, que se encuentra presionado contra el suelo debido al peso de la tubería de succión y la escala, disgrega el material del fondo marino al rotar. El movimiento del cortador se consigue mediante un motor.

El dragado puede realizarse con las tuberías de succión sumergidas, de forma que éstas no interfieran con la navegación de la draga.



Figura 4-31: Draga de cortador

Todos estos elementos se montan sobre una pontona que está dotada de *spuds* y cabrestantes, de un modo similar a las pontonas de las dragas de pala. Además, a bordo de esta pontona se localizan el puente de mando de la draga, zonas de almacén, talleres, comedor, y demás instalaciones necesarias para la operatividad de la draga.

Una vez dragado, el material es vertido en el lugar designado mediante la propia tubería. Excepcionalmente, se ha vertido en gánguiles mediante el empleo de difusores (como puede verse en la Figura 4-31). Estos equipos de dragado son muy adecuados para el vertido en recinto.

Este tipo de dragas puede operar con calados pequeños (superiores a 3 m), e incluso pueden extraer material de terreno emergido, abriendo un canal a medida que dragan. Esta capacidad de extracción, unida al modo de vertido del material, las hace muy adecuadas para llevar a cabo dragados en dársena y rellenos de recintos.



Figura 4-32: Draga de cortador vertiendo el material dragado

El tipo de cortador puede adaptarse a la naturaleza del terreno a dragar. De este modo, se emplean diferentes cortadores para arcillas y fangos que para rocas. A modo de ejemplo, en la siguiente imagen se muestra un cortador empleado en la extracción de arcillas duras:

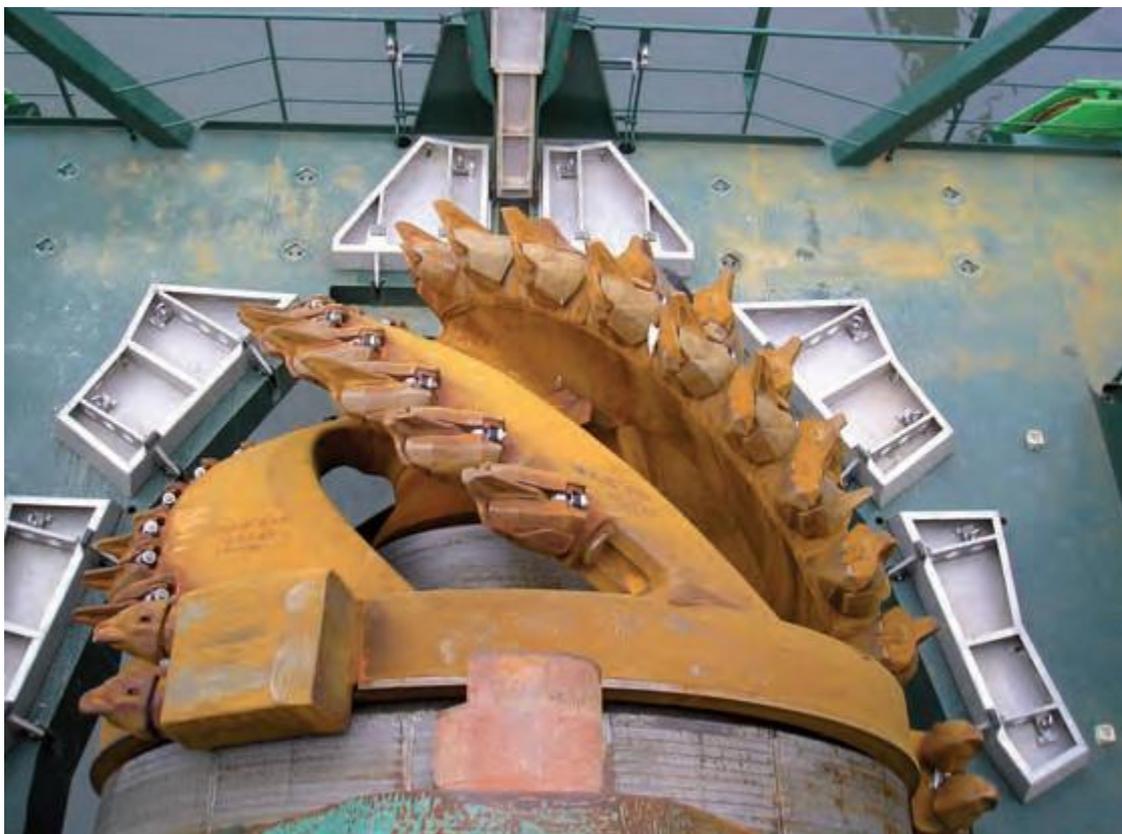


Figura 4-33: Cortador (o *cutter*) de arcillas duras



La capacidad de adaptar el cortador hace que este tipo de dragas resulte muy versátil en cuanto al tipo de material que pueden arrancar del fondo marino, pudiendo extraer materiales sueltos, arcillas, y rocas blandas.

Las dragas de succión estacionarias que no emplean cortador están muy limitadas en cuanto al tipo de terreno que pueden extraer.



Figura 4-34: Cortador (o cutter) empleado en el dragado de roca

Existe una alta disponibilidad en el mercado de este tipo de equipos, con rendimientos muy variados: hay dragas de succión capaces de producir 500 m³/día, y otras que pueden alcanzar los 100.000 m³/día.

Una característica a destacar de las dragas de succión estacionarias es el bajo coste por metro cúbico dragado obtenido.

Aún a pesar de tener que instalar tuberías para su uso, la movilización de estas dragas es una operación sencilla.

La operatividad de este tipo de dragas está bastante limitada por el clima marino: las operaciones de dragado no pueden realizarse con alturas de ola significantes superiores a 1 m, y la operación de retirada de la tubería admite una altura de ola significativa máxima de 2 m.

No obstante, las dragas de cortador son operativas a profundidades máximas de 30 m, lo cual hace que haya que descartar esta opción a la hora de escoger un método de dragado para la preparación del lecho marino sobre el que se apoyarán las estructuras de estudio.



4.5.3.5. Dragas de succión en marcha

El principio de funcionamiento de este tipo de dragas es muy similar al de las dragas de cortador: succionan el material del fondo marino a través de una tubería de succión, que en este caso es arrastrada por una embarcación autopropulsada sobre la que va montada. Esta embarcación cuenta con una cántara donde almacenar el material extraído.

Este tipo de dragas tiene restricciones de calado mayores que los anteriormente expuestos, ya que los calados de estas embarcaciones son superiores a los 5 m, pudiendo alcanzar los 12 m.

La velocidad de arrastre de estas dragas es de 2 nudos (1 m/s), aunque durante la operación de transporte del material pueden alcanzar los 12 nudos (6 m/s). Además, la cántara suele tardar en llenarse alrededor de una hora (tiempo que puede verse incrementado si el recorrido de dragado incluye varios cambios de sentido y dirección). Habrá que tener todos estos datos en cuenta, junto con la distancia de vertido, a la hora de dimensionar la flota de dragas necesaria para una operación.



Figura 4-35: Representación de una draga de succión en marcha en funcionamiento

La capacidad de la cántara varía con el tamaño de la draga: las dragas pequeñas pueden almacenar 1.500 m³ de material, pero las más grandes pueden contener hasta 38.000 m³ de material dragado.



Figura 4-36: Cabezal de succión de una draga de succión en marcha

Las dragas de succión resultan especialmente eficaces a la hora de extraer materiales sueltos (las más grandes alcanzan rendimientos de 100.000 m³/día al dragar arenas), aunque modernamente se han instalado cabezales de dragado en las tuberías de succión capaces de inyectar agua a una alta presión en el terreno, con lo que se consiguen fragmentar y disgregar las rocas blandas para que puedan ser succionadas por la tubería.

Actualmente las dragas de succión van equipadas generalmente con modernos sistemas de navegación y posicionamiento que incrementan los rendimientos, ya de por sí altos, de estos equipos. Además, estas tecnologías propician un buen control geométrico del dragado.

Otra ventaja de este tipo de dragas es el hecho de que no requieren un proceso de instalación previo al dragado, lo que agiliza la operación y abarata costes. Esto, unido al hecho de que una misma embarcación cubre todas las actividades del tren de dragado (extracción, transporte y vertido), contribuye a que el coste del metro cúbico dragado sea relativamente bajo, en comparación con otros tipos de dragas.

Por otro lado, las dragas de succión en marcha tienen limitaciones muy bajas en cuanto a la altura de ola significativa máxima con la que pueden operar, pudiendo llevar a cabo el dragado con alturas de ola de hasta 2,5 m.

Sin embargo, su principio de funcionamiento en movimiento no las hace adecuadas para dragados localizados, ya que requieren amplias zonas para maniobrar y los tiempos perdidos en los cambios de dirección y sentido reducirían enormemente el rendimiento.

El vertido puede realizarse de múltiples formas. Puede verterse el material dragado abriendo el fondo de la cántara, como en el caso de los gánguiles de vertido por fondo. Esta operación lleva unos pocos minutos.



Por otra parte, también puede verterse el material a través de una tubería instalada en una boya, o proyectándolo mediante un cañón (*rainflow*). Se tarda aproximadamente una hora en realizar el vertido de material de esta manera.



Figura 4-37: Dragas de succión vertiendo el material proyectándolo mediante un cañón (*rainflow*)

Las dragas de succión en marcha son capaces de realizar dragados a profundidades de hasta 100 m, lo cual las convierte en el equipo idóneo para el caso de estudio.

4.5.3.6. Voladuras submarinas

Existen diversas razones que motiven la necesidad de realizar voladuras submarinas: la no disponibilidad de equipos de dragado adecuados, o que el material a extraer sea demasiado duro para que las dragas puedan arrancarlo mecánicamente. También se suelen realizar si los volúmenes a extraer son muy pequeños o se encuentran en zonas inaccesibles.

La secuencia de operaciones a seguir al realizar una voladura submarina es la siguiente:

- Se dragan los materiales sueltos superficiales, o se realiza una perforación entubada (método O.D.) que permite prescindir del dragado previo.
- Se perforan los taladros.



- Se cargan los explosivos.
- Se procede a la voladura propiamente dicha

La distancia entre taladros se escoge en función del tamaño máximo de roca fragmentada que se quiera obtener, aunque es recomendable realizar una voladura de más profundidad de la necesaria para evitar tener que realizar repasos (operación muy costosa).

La perforación de los taladros puede llevarse a cabo de varias maneras: si el volumen a volar es pequeño, tanto la perforación como la carga de explosivos pueden realizarse manualmente.

Para voladuras más grandes, se emplean carros perforadores instalados en pontonas con sistemas de *spuds* apoyadas sobre el fondo. También pueden usarse pontonas flotantes dotadas de martillos con estabilizadores que compensen las oscilaciones del oleaje. En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de este tipo de equipo:



Figura 4-38: Pontona flotante para perforación

A su vez, para estos volúmenes de roca a volar se cargan los explosivos desde la propia pontona empleando medios mecánicos. La detonación se activa a distancia, ya sea desde la pontona o desde otra embarcación

Durante la carga de los explosivos, hay que prestar especial atención a posibles emisiones radioeléctricas que puedan detonar la carga. Por ello, se limita estrictamente el



acceso de embarcaciones ajenas a la operación a la zona de voladura. A su vez, existe una larga serie de requisitos legales a cumplir en lo referente a la seguridad durante el trato con explosivos.

4.5.4. Equipos auxiliares usados durante el dragado

A continuación se procede a una breve descripción de los equipos auxiliares más frecuentemente empleados durante actividades de dragado.

4.5.4.1. Gánguiles

Los gánguiles son embarcaciones empleadas para el transporte y vertido de materiales. Disponen de una cántara que se llena con el material que la draga extrae del fondo marino.

Pueden ser autopropulsados o no. En función de cómo se vierta el material, existen dos tipos de gánguiles: de apertura de fondo o de vertido lateral.



Figura 4-39: Gánguil de apertura de fondo

4.5.4.2. Estaciones de re-bombeo

En ocasiones, la potencia de la bomba de la draga no basta para impulsar el material extraído hasta el punto de vertido. Es entonces cuando se emplean este tipo de equipos, también conocidos como *boosters*.

4.5.4.3. Equipos de elevación

A veces se hace necesario elevar el material hasta una altura superior de la que es capaz de alcanzar el medio de transporte utilizado. Para solventar este problema, se emplean los elevadores.



4.5.4.4. Embarcaciones multiuso

Este tipo de embarcaciones son muy versátiles y se emplean para todo tipo de actividades, desde la instalación de tuberías flotantes hasta el fondeo de anclas, fijándolas en el proceso a los cabrestantes.

También se emplean para el traslado de personal y para llevar a cabo estudios batimétricos.



Figura 4-40: Embarcación auxiliar multiusos

4.5.5. Control de la operación

Durante la realización del dragado, hay diversos aspectos clave del mismo sobre los que hay que mantener un riguroso control a fin de obtener un buen resultado, con buenos rendimientos.

Dos de estos aspectos se exponen a continuación: la geometría del dragado y los vertidos.

4.5.5.1. Geometría del dragado

Se hace necesario llevar a cabo un buen replanteo de la zona a dragar a fin de establecer, de manera inequívoca, los datos batimétricos de las zonas afectadas por la actividad de dragado y la cota de referencia.

La batimetría, además, ha de estar sometida a un análisis continuo. Esto último se lleva a cabo mediante equipos auxiliares o instalados en la propia draga, y permite la detección de aportaciones producidas en las zonas dragadas (aterramientos) y de deslizamientos de los taludes, además de conocer el rendimiento real de la draga en cada momento.



Asimismo, estos estudios batimétricos sirven para comprobar el resultado final obtenido: los taludes han de corresponderse con los especificados en Proyecto, se ha alcanzado el estrato buscado, no se han producido aterramientos (habría que dragarlos de nuevo), etc.

Para la comprobación del resultado también se llevan a cabo inspecciones visuales directas o con cámaras submarinas.

Los criterios de medición, así como precios, tolerancias y sobrecostes por dragados excesivos, han de estar definidos en el Proyecto.

4.5.5.2. Vertidos

A la hora de verter material, bien sea en el mar o en recintos, ha de seguirse la normativa recogida en las *'Recomendaciones para la gestión del material dragado en los puertos españoles'*. Estas leyes han sido redactadas por el CEDEX y por el Programa de Vigilancia aprobado con la Autorización de Vertido.

Esta normativa obliga a llevar un registro claro y conciso que recoja los datos sobre cada vertido: lugar, hora, etc.

Las embarcaciones han de estar dotadas de sistemas de posicionamiento que les permitan realizar el vertido en la zona exacta designada a ello. Además, han de tenerse en cuenta velocidades y direcciones de corriente que puedan arrastrar el material vertido fuera de estas zonas.

Es esencial controlar, además, las distancias de transporte de los materiales de forma continua, ya que esto puede repercutir en el precio del metro cúbico dragado.

4.5.6. Recomendaciones generales

Para optimizar el rendimiento de la operación de dragado y reducir su coste es muy importante llevar a cabo una serie de operaciones previas a la llegada a obra de los equipos de dragado, para evitar que éstos permanezcan inactivos.

Entre estas actividades encontramos las siguientes:

- Obtención de los permisos pertinentes de Capitanía Marítima, Dirección General de Costas, Autoridades Portuarias correspondientes y, en determinados casos, otras entidades, como por ejemplo el Ministerio de Defensa.
- Habilitación de muelles para el montaje de los equipos.
- Replanteo y balizamiento de las zonas de dragado y vertido.
- Restringir el tráfico marítimo, y limitar la velocidad de navegación, en las áreas pertinentes.



4.6. CONSTRUCCIÓN DE LA BANQUETA

Una vez se ha procedido al dragado del lecho marino, el último paso antes de fondear la estructura es la instalación de la banquetta.

A continuación se describen detalladamente los diferentes procesos constructivos alternativos para la instalación y el enrase de la banquetta de apoyo de la estructura. Más adelante se expondrán las propiedades de los materiales constituyentes escogidos para la banquetta, la razón de ser de ésta, y en qué modo afecta a la estructura. Por último, se propondrá un diseño de banquetta para cada estructura de estudio.

4.6.1. Colocación

Para la colocación del material de la banquetta, pueden emplearse tres tipos de embarcaciones: pontonas, gánguiles, o embarcaciones *fall pipe*.

Las pontonas se utilizan para banquetas de volúmenes reducidos y en casos en que el calado es inferior a 6 m, donde no se pueda realizar la operación con ningun otro tipo de embarcación. Sobre la pontona se carga el material que constituirá la banquetta y se instala una retroexcavadora que será la encargada de su colocación y enrase.

Los gánguiles pueden ser de vertido por fondo (ver Figura 5.3.1.1-1) o de vertido lateral (ver Figura 5.3.1.1-2). Se emplean para banquetas de volúmenes superiores y allí donde el calado es superior a 6 m.



Figura 4-41: Gánguil transportando material para una banquetta



Para llevar a cabo la operación de vertido con gánguiles hay que cumplir previamente una serie de requisitos:

- Hace falta un cargadero (en caso de no disponer de uno habrá que construirlo). En el proceso de diseño del mismo habrán de tenerse en cuenta las características de los gánguiles a utilizar (capacidad, tiempos de operación, longitud, etc.) así como la amplitud de la marea. Para obtener mayores rendimientos en la operación de transporte y vertido del material, suele ser conveniente emplear más de un camión simultáneamente para la carga de cada gánguil.
- Por otro lado, ha de redactarse un Plan de Vertido, donde se recojan todos los detalles del proceso, por ejemplo, las cantidades de material a colocar en cada vertido, así como las coordenadas del lugar donde se va a depositar el material.

Para evitar que queden atrapados materiales con características perjudiciales para el comportamiento estructural de la banqueteta en el interior de la misma, es recomendable seguir una serie de pautas, entre las que se incluyen las siguientes:

- Ha de efectuarse un reconocimiento previo de la superficie sobre la que se apoyará la banqueteta. En caso de que haya materiales no adecuados, como ocurre en el emplazamiento hipotético considerado en este estudio, habrá que proceder a la limpieza de los mismos.
- Habrá que evitar que, durante la construcción de la banqueteta, no se produzca una intrusión en la misma de materiales no aptos, como por ejemplo finos que pueden ser arrastrados por las corrientes marinas.

Asimismo, para impedir la entrada de finos en la banqueteta pueden disponerse filtros.

La siguiente imagen es una fotografía de un gánguil de vertido lateral cargado de material:



Figura 4-42: Gánguil de vertido lateral

Por último, el método *fall pipe* más empleado para la colocación de material de banquetas para estructuras off-shore, donde las profundidades son significativamente mayores en muchos casos – como es en este estudio – que las que pueden verse al estudiar ejemplos de construcciones de diques de abrigo.

Las embarcaciones *fall pipe* tienen un principio de funcionamiento muy sencillo: se transporta el material en cubierta, y éste es depositado en varias tolvas de alimentación por medio de retroexcavadoras y cintas transportadoras; desde estas tolvas de alimentación, el material es conducido hasta la tubería de caída (*fall pipe*), y es colocado en el fondo. La salida de la tubería está controlada por un ROV (*Remotely Operated underwater Vehicle*), mediante el cual se supervisa que el material se coloque adecuadamente.

En la siguiente imagen (Figura 5.3.1.1-3), se muestra un esquema del sistema *fall pipe*, en el que se muestran los diferentes elementos del mismo.

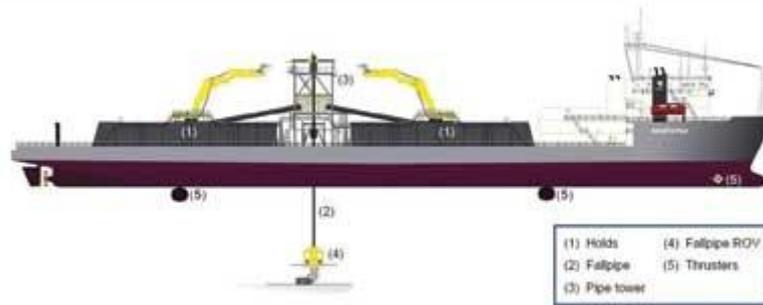


Figura 4-43: Embarcación *Fall Pipe*

La siguiente imagen es un modelado de la embarcación TIGER, que ha sido equipada con un sistema de posicionamiento dinámico de vertidos rocosos (*Dynamic Positioned Rock Dumping*) mediante una tubería de caída inclinada. Esta embarcación tiene 99 m de eslora y 19 m de manga, y ha sido empleada, entre otras cosas, en la construcción del parque eólico off-shore de Butendiek (Alemania).



Figura 4-44: Embarcación TIGER, equipada con un sistema de posicionamiento dinámico de vertidos rocosos mediante *fall pipe*

Debido a la gran profundidad a que se van a colocar las estructuras estudiadas (60 m), se concluye que el único método posible de vertido del material de la banqueta será empleando una embarcación con *fall pipe*.



4.6.2. Control geométrico

Es recomendable que la cota final de la coronación de la banqueta sea lo más próxima posible a la fijada al proyectar la estructura antes de verter el material de enrase. Por ello, en caso de disponer de los medios adecuados, ha de procederse a un refinado de la base superior de la banqueta a fin de optimizar el material de enrase.

Han de tenerse en cuenta varios factores en la determinación de la cota superior de la banqueta:

- Aunque varía con la compacidad del núcleo y las cargas soportadas, hay que considerar que, una vez se apoye la estructura sobre la banqueta, se producirá en ésta un asiento del orden del 2,5-5% de su altura.
- Es recomendable, a su vez, considerar los asientos que van a producirse en el propio terreno sobre el que se apoyará la banqueta.
- La tolerancia en la cota de coronación de la banqueta se establece en el tamaño máximo de partícula de entre los áridos que la constituyen más 100 mm. Superar esta tolerancia implicaría que ha de retirarse material, operación con un sobrecoste muy elevado.

4.6.3. Enrase de la banqueta

4.6.3.1. Definición

Se define enrase de la banqueta como la operación llevada a cabo con el objetivo de que la geometría de la superficie de la banqueta cumpla con las especificaciones de Proyecto.

El correcto enrase de la banqueta garantizará:

- Que no se produzcan esfuerzos puntuales en las estructuras apoyadas en la misma.
- Una mayor facilidad de ubicación en su posición exacta de la estructura.
- Que se compensen los asientos.

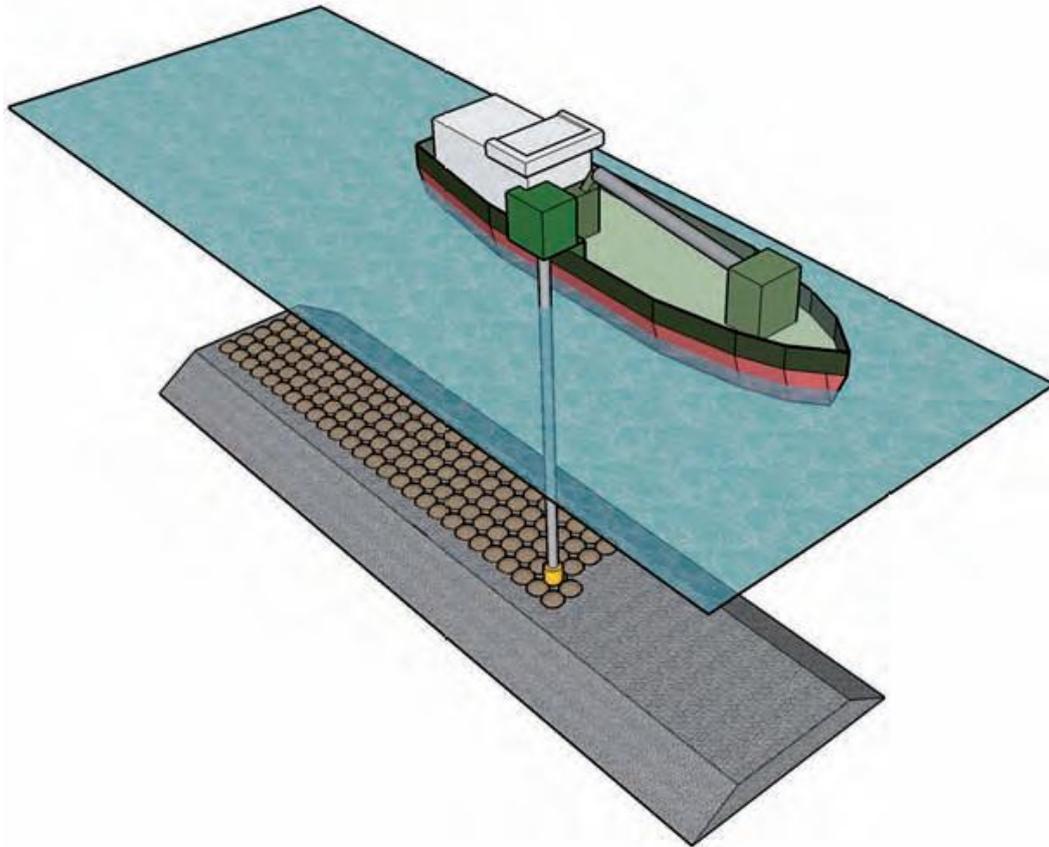


Figura 4-45: Operación de enrase de una banqueta

4.6.3.2. Materiales de enrase

Los materiales empleados en el enrase de la banqueta han de cumplir ciertos requisitos a fin de garantizar un buen resultado. Estos incluyen:

- Que se cumplan las especificaciones del Pliego, con especial hincapié en lo referente al ángulo de rozamiento interno del material, al coeficiente de rozamiento con la base de la estructura, y a la permeabilidad del material.
- Que la granulometría del material de enrase sea lo suficientemente gruesa como para que éste no penetre en el núcleo de la banqueta. También ha de ser lo suficientemente fina como para que se alcancen las tolerancias establecidas para el enrase.
- Que sea lo suficientemente resistente.



4.6.3.3. Colocación y enrase

El sistema empleado en la operación de colocación de la capa de enrase de una banquetta se escoge en función de: la cantidad de material a colocar, la profundidad de colocación del mismo, las condiciones marítimas de la ubicación, y el rendimiento deseado.

Entre los diferentes métodos de colocación, los más habituales son los siguientes:

- En caso de que pueda hacerse desde tierra, se emplearán grúas con cucharas o bandejas.
- También puede realizarse la operación desde pontonas, al igual que la colocación del material del núcleo de la banquetta, utilizando retroexcavadoras o grúas. Se emplean pontonas para calados muy pequeños (inferiores a 6 m).
- Pueden emplearse gánguiles, tanto de vertido por fondo (parcialmente cargados), como de vertido lateral.
- Para grandes profundidades, como pueden ser las estructuras off-shore, existen equipos especializados (ver Figura 5.3.1.1-1).



Figura 4-46: Enrasador de gran profundidad

Por otra parte, en función de la profundidad y del rendimiento deseado, existen varios métodos para enrasar la superficie de la banquetta una vez se ha colocado el material.

Para banquetas pequeñas, puede realizarse el enrase manualmente con la ayuda de buzos, que coloquen guías. Suponiendo una jornada de trabajo de 10 h, con este



procedimiento se pueden lograr rendimientos de $100 \text{ m}^2/\text{día}$. Sin embargo, está muy limitado por la profundidad, ya que a mayor profundidad, cada buzo puede efectuar menos horas de inmersión, por lo que habría que incrementar el número de buzos con la profundidad, elevando el coste de la operación de manera brutal.

El enrase de una banqueta también puede realizarse mecánicamente. A continuación se describen brevemente los procedimientos más habituales:

- Por vigas metálicas: se suspenden parcialmente y se arrastran desde un medio flotante, y enrasan la banqueta a modo de traíllas submarinas (ver Figura 5.3.1.3.1-2).
- Mediante una draga de rosario: se coloca más material de enrase del necesario, y se procede al dragado hasta la cota final buscada. Con este método se alcanzan rendimientos de $1.000 \text{ m}^2/\text{día}$, pero está muy limitado por las condiciones marítimas del entorno de la banqueta, ya que no puede utilizarse si la altura de ola significativa es superior a $0,75 \text{ m}$.
- Puede instalarse en la cabeza de dragado de una draga de cortaos una estructura que actúe como enrasador. De este modo se pueden lograr rendimientos de entre 500 y $800 \text{ m}^2/\text{día}$.
- Para grandes profundidades o superficies extensas, se emplean equipos de gran porte con los que se obtienen rendimientos superiores a los $1500 \text{ m}^2/\text{día}$.



Figura 4-47: Enrasador de vigas metálicas



La gran profundidad en que se ubicarán las estructuras estudiadas, no obstante, obliga a emplear una embarcación con sistema de posicionamiento dinámico de vertidos rocosos (embarcación DPRD) equipada con un sistema de fall pipe para colocar la capa de enrase, del mismo modo que con la capa inferior de la banqueteta.

4.6.3.4. Control geométrico del enrase

Como se ha expuesto anteriormente, la tolerancia en la cota de coronación de la banqueteta, que se establece durante la fase de diseño de la estructura, limita el diámetro máximo de partícula del material de enrase.

A su vez, hay que tener en cuenta, de nuevo, los asientos que puedan producirse en la capa tras la colocación de la estructura.

Hay que considerar que un enrase incorrecto desembocaría en una superficie de la banqueteta irregular, lo que puede provocar serios daños en la estructura. Por otra parte, las operaciones de corrección de las cotas del enrase son extremadamente costosas. Por ello, el control de las mismas durante la operación de enrase ha de ser exhaustivo.

El coste de realizar medidas de control de las cotas de enrase puntualmente durante la instalación de la estructura es relativamente bajo, con lo que se efectúan controles en varios momentos del proceso constructivo de la estructura:

- Al concluir la operación de enrase de la banqueteta.
- En cada fase de carga de la banqueteta, a saber para la instalación de las estructuras estudiadas, al final de la operación de fondeo, después de lastrar la estructura, y durante la instalación del aerogenerador.



Figura 4-48: Comprobación del enrase tras fondeo de un cajón



4.7. FONDEO DE LA ESTRUCTURA

El fondeo de la estructura es una operación delicada que requiere una cuidadosa planificación previa.

Antes de proceder a la colocación de la estructura en su emplazamiento definitivo, habrán de tomarse una serie de medidas de seguridad, como la instalación y disposición de elementos de seguridad en la zona de fondeo, que van desde redes o escalas hasta aros salvavidas.

Hay que prestar especial atención también al balizamiento y a la iluminación de la zona.

Para mantener la estructura estable durante el proceso de fondeo, se suelen disponer varias embarcaciones remolcadoras que tiran de cabrestantes anclados a la misma. Esto ayuda a evitar que la estructura vuelque o se hunda descontroladamente durante la operación.

Por otro lado, el correcto posicionamiento de la estructura puede lograrse también mediante el anclaje de éste a muertos de anclaje fondeados. También es común emplear una combinación de estos dos métodos de control de posición.

Otra opción a la hora de fondear la estructura es asistirse de grúas como la RAMBIZ, mencionada anteriormente y que puede verse en la siguiente figura:



Figura 4-49: Grúa RAMBIZ transportando una cimentación en gravedad

Este tipo de grúa se emplea en la instalación de las cimentaciones de los aerogeneradores del parque eólico de *Karenham*, en Suecia.



El fondeo se realiza mediante la inundación del cajón de la estructura hasta que ésta toque fondo. Una vez la estructura se encuentra fondeada, se procede al lastrado de la misma con material granular (más adelante se expondrá con más detalle el material empleado) a fin de asegurar su estabilidad.

La colocación del árido de lastre en el interior de la estructura puede realizarse con retroexcavadora o empleando una embarcación *fall pipe*. Este último método, al igual que en la construcción de la banquetta, resulta ser el más óptimo.

En las operaciones de fondeo el estado de mar juega un papel determinante, ya que estas actividades están muy limitadas tanto en cuanto a altura de ola con que pueden llevarse a cabo como en período de onda.

Una vez se ha instalado la estructura, se procede a una inspección visual de su estado. Estas comprobaciones pueden realizarse buzos o cámaras robotizadas. Se busca comprobar que la estructura esté correctamente apoyada sobre la banquetta.

Por último, se procede a la retirada de los elementos de remolque de la estructura, ya completamente instalada.

El último paso del proceso constructivo de esta estructura es la colocación del manto protector contra el socavamiento, o *scour protection*. Para esta operación se emplea el mismo método que el que se utiliza para la construcción de la banquetta y que el empleado para el lastrado de la estructura con árido: una embarcación *fall pipe*.



Figura 4-50: Transporte de aerogenerador offshore mediante grúa RAMBIZ



En la próxima figura puede apreciarse la secuencia de fondeo de un cajón de hormigón armado empleado para la construcción de un dique de cajones prefabricados. El principio del método es el mismo: se lastra paulatino del cajón con agua hasta que toque fondo y, una vez asentado correctamente, se introduce en su interior el lastre de árido.

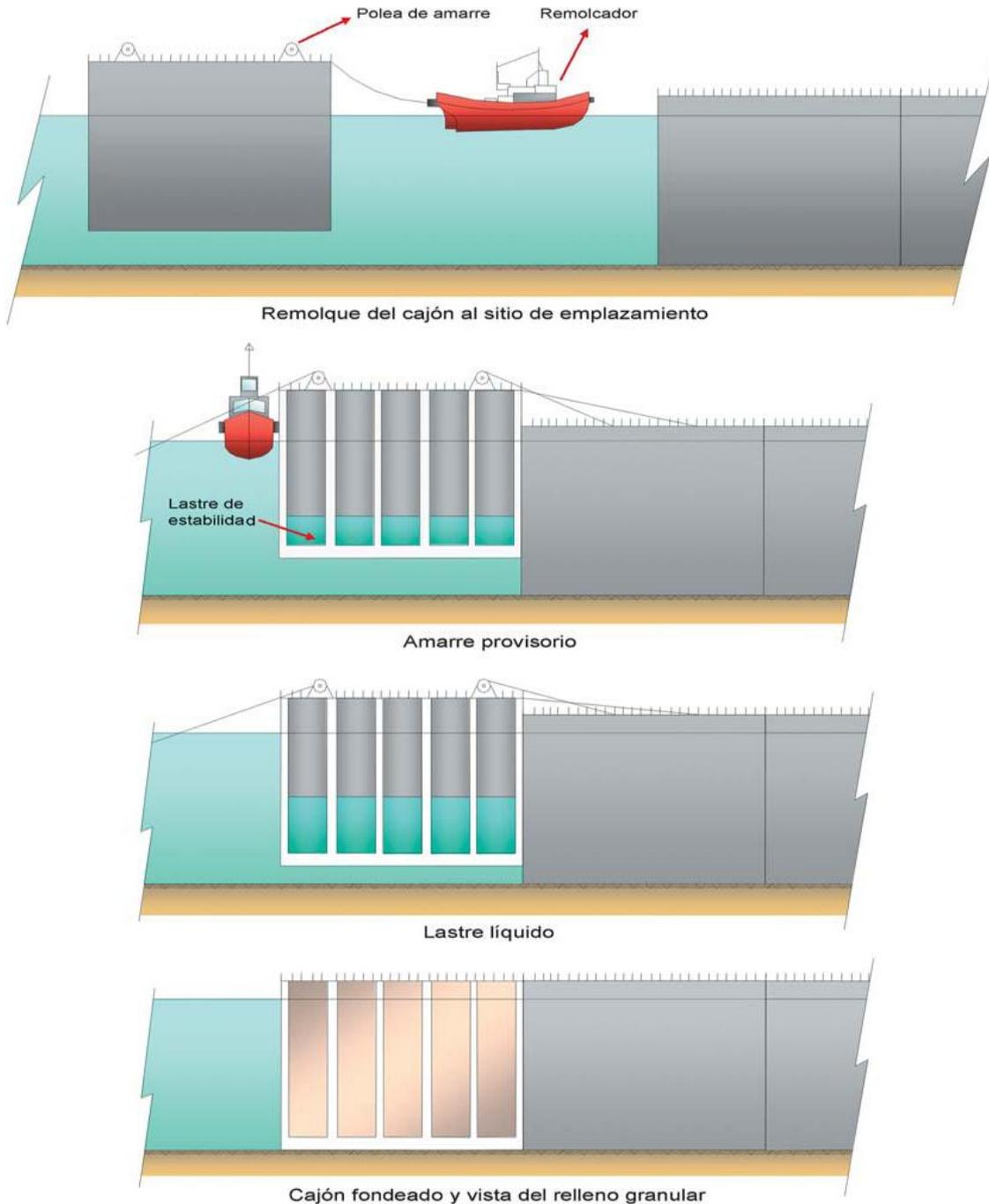


Figura 4-51: Secuencia de fondeo de un cajón de hormigón armado prefabricado



4.7.1. Túneles sumergidos

El proceso constructivo de este tipo de estructuras flotantes es muy similar a aquél seguido en la construcción de túneles sumergidos. A continuación se describe el método seguido para la construcción, el fondeo y anclaje al lecho marino de los túneles sumergidos, destacando los aspectos que pueden resultar de relevancia para el caso de estudio.

Típicamente, un túnel sumergido está formado por una serie de cajones prefabricados de hormigón que se flotan hasta su emplazamiento definitivo, donde son fondeados; el fundamento del método constructivo es idéntico al expuesto para las estructuras de estudio. La longitud de estas secciones de hormigón suele ser relativamente grande: entre 90 y 150 m.

Este tipo de tecnología es relativamente antigua: el primer túnel sumergido de hormigón fue construido en Rotterdam en 1940, bajo el estuario del Maas. El túnel sumergido de mayor longitud existente conduce una línea de ferrocarril urbano bajo la Bahía de San Francisco, por debajo de 41 m de agua. Fue construido entre 1966 y 1971 y su longitud es de 5,8 km.

4.7.1.1. Construcción y diseño de los cajones

Al igual que sucede con los cajones flotantes empleados para la construcción de diques, o el cajón de las cimentaciones en gravedad estudiadas, las secciones prefabricadas de un túnel sumergido pueden construirse en estructuras flotantes (diques, pontonas, catamaranes...), en dique seco, o en tierra firme.

De un modo similar, este tipo de estructuras también se diseñan para que floten, pudiendo estabilizarse lastrándolas con agua, al igual que en los casos de estudio. También están dotadas de contenedores de lastrado para el fondeo y anclaje al fondo marino.



4-52: Remolque de secciones prefabricadas de un túnel sumergido

A su vez, este tipo de túneles también se construye por partes: en primer lugar se construye la solera del túnel, le siguen las paredes interiores y se concluye con la parte superior. Al igual que en las cimentaciones estudiadas, estos cajones suelen post-tensarse a fin de evitar la aparición de posibles grietas que pudieran comprometer su integridad estructural.



Por otra parte, los túneles sumergidos están sujetos a otro tipo de cargas que las actuantes sobre las cimentaciones en gravedad de los aerogeneradores offshore. Al estar enterrados bajo una capa de relleno, no están sujetos a la acción del oleaje. Sin embargo, debido a la gran profundidad a que suelen instalarse, los túneles sumergidos están sometidos a grandes presiones.



4-53: Parque de fabricación de secciones de túnel de hormigón armado

Cada sección de túnel se sella con paredes que pueden ser de hormigón o metálicas. La solución de hormigón es la alternativa más común, aunque implica la demolición de las paredes una vez se conecten dos secciones adyacentes, mientras que los paneles que conforman las paredes de acero pueden ser retirados.

4.7.1.2. Proceso constructivo

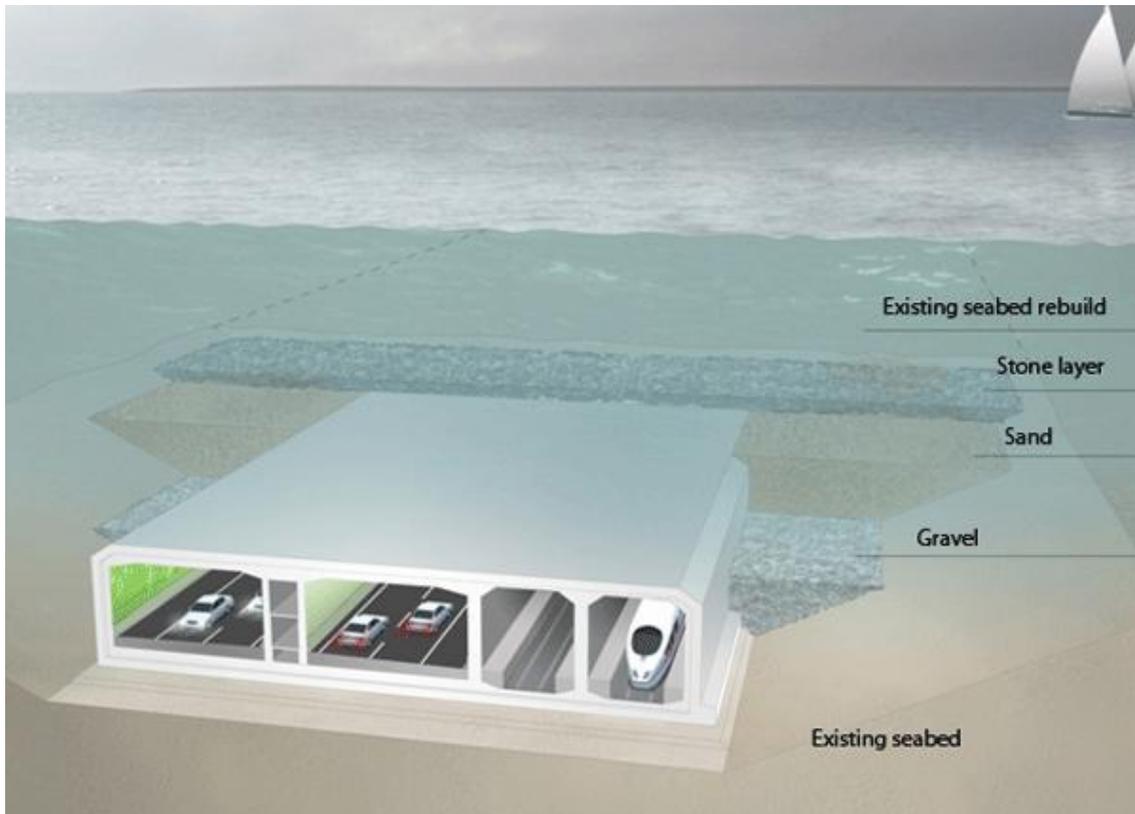
Al igual que para las estructuras de estudio, puede dividirse el proceso constructivo de las secciones de un túnel sumergido en cuatro etapas diferenciadas: construcción, preparación del lecho marino, transporte y fondeo.

Los procesos de adecuación del fondo marino son necesarios, ya que, al igual que para cualquier estructura marina rígida apoyada, las irregularidades en el terreno de apoyo pueden resultar muy perjudiciales para la estructura.

A fin de conseguir un terreno de apoyo adecuado, se efectúa un dragado y se coloca una banqueta sobre la que apoyar el túnel, como se puede ver en la siguiente figura. A

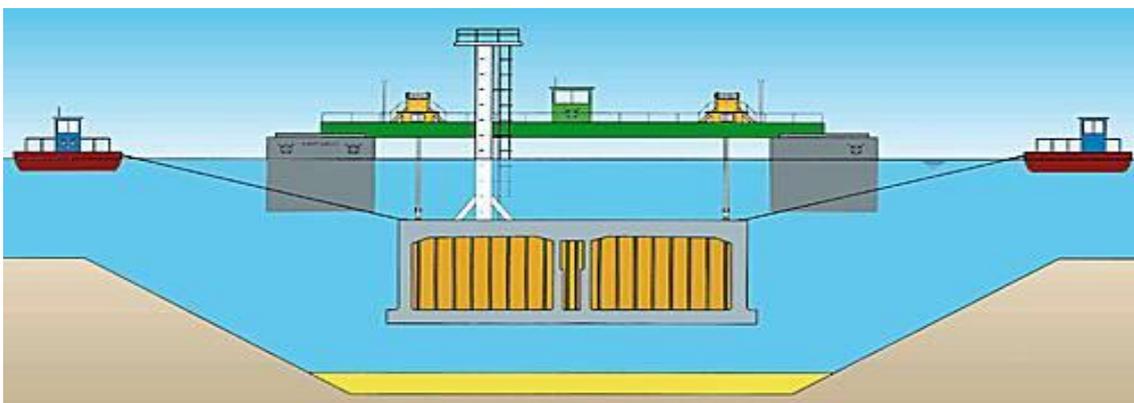


diferencia de las estructuras de estudio, es habitual emplear arena para construir la capa de apoyo del túnel (como se verá más adelante, la banqueta de la estructura estará compuesta por distintas capas de grava).



4-54: Esquema de un túnel sumergido

En la siguiente figura se muestra un esquema de la operación de fondeo de una sección de túnel sumergido. Esta operación es idéntica al proceso de fondeo de una cimentación en gravedad:



4-55: Esquema de la operación de fondeo de una sección de túnel sumergido



4.8. COLOCACIÓN DEL MANTO PROTECTOR (*SCOUR PROTECTION*)

Una vez instalada la estructura, se procede a la colocación del manto protector de la banquetta (o *scour protection*).

Esta operación puede realizarse con los mismos medios empleados para la colocación del material constituyente de la banquetta. Para las profundidades de estudio, el único método de vertido adecuado es el empleo de una embarcación *fall pipe*, igual que en el caso de la banquetta.

La colocación del *scour protection* ha de realizarse lo antes posible una vez se ha instalado la banquetta, ya que pueden producirse daños en la banquetta por efectos del oleaje y las corrientes marinas, pudiendo llegar a producirse socavamientos en la misma que podrían llegar a comprometer su integridad estructural.

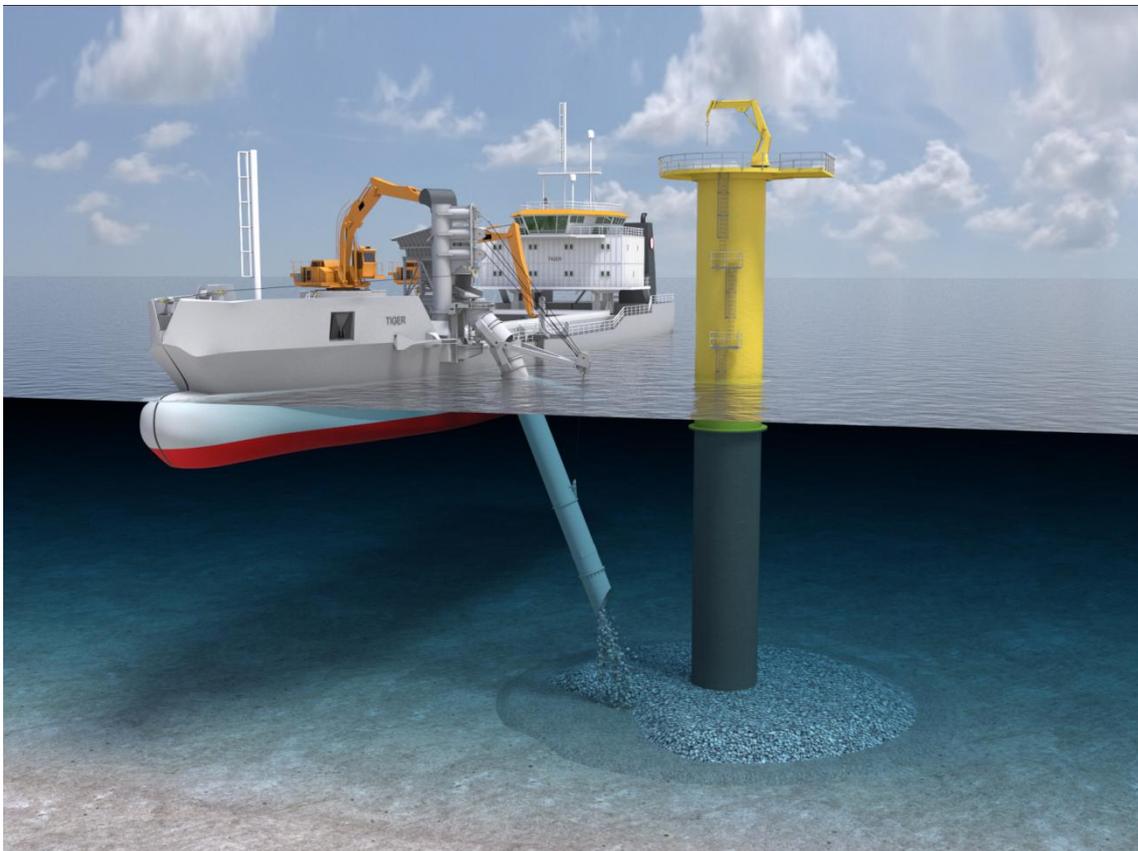


Figura 4-56: Modelado de embarcación *fall pipe* colocando la protección frente al socavamiento en una cimentación monopilote



5. PLANIFICACIÓN

5.1. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA

5.1.1. Construcción del cajón de hormigón armado

Se procederá a continuación a un análisis del tiempo de construcción de cada una de las estructuras de estudio.

Esta estimación considera únicamente el tiempo de construcción e instalación de la estructura, como si todo estuviera listo en un principio para comenzar la obra; es decir, no tiene en cuenta el tiempo que requeriría el montaje de las instalaciones necesarias para ello (dique flotante o instalaciones en tierra, planta de fabricación de hormigón, etc.), la preparación del puerto donde se situaría el parque de construcción de las estructuras flotantes, o el transporte y acopio de los materiales necesarios para la ejecución de la obra.

Para este análisis, se ha considerado una jornada laboral de 8 horas, con dos turnos consecutivos al día; por tanto, se trabajarán 112 horas cada semana.

PRODUCCIÓN SEMANAL DE LA OBRA	
Duración de cada turno	8 h
Turnos por jornada laboral	2 -
Horas trabajadas cada día	16 h
Jornadas laborales a la semana	7 -
Horas de trabajo a la semana	112 h

Se han estudiado los tiempos de ejecución de cada fase del proceso constructivo descrito anteriormente (**Capítulo 4**).

De este modo, en primer lugar se analizó la construcción de la solera del cajón de cada estructura. Para ello se estimó que se tardaría unas 8 horas para la colocación de los encofrados de la misma, y alrededor de 24 horas para la colocación de las armaduras. Se calculó que la operación de hormigonado llevaría unas 10 h.

Teniendo en cuenta que la jornada laboral es de 16 h de trabajo, se calcularon los días necesarios para la construcción de la solera. Los resultados pueden verse en la siguiente tabla:

TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DE SOLERA	
Instalación de encofrados	8 h
Instalación de armaduras	24 h
Hormigonado	10 h
Tiempo total	3 días



Se estima a partir de este análisis, por tanto, que se tardan 3 días en construir la solera del cajón. Es importante tener en cuenta que el hormigonado ha de realizarse en un solo día, a fin de evitar discontinuidades en la estructura.

Hubo de estimarse a continuación el tiempo de construcción del resto del cajón. Los parámetros de construcción necesarios para esto, relativos al método constructivo seguido (encofrado deslizante), se resumen en la siguiente tabla:

PARÁMETROS DE ENCOFRADOS DESLIZANTES	
Velocidad de deslizado	15 cm/h
Velocidad de deslizado	3,6 m/día

El tiempo de construcción del cajón dependerá del puntal (altura) del mismo: a mayor altura más tiempo tardará en llevarse a cabo el hormigonado. Por tanto, los resultados de esta estimación, recogidos en la siguiente tabla, serán distintos para cada geometría estudiada:

CONSTRUCCIÓN DE CAJÓN EN ENCOFRADO DESLIZANTE		
MATERIAL DE TORRE:	HORMIGÓN	ACERO
Altura del cajón	11 m	10 m
Tiempo de ejecución	4 días	4 días

De este modo, se calcula que se tardarán unos 5 días en la construcción del cajón. Hay que tener en cuenta que esta operación es continua, es decir, dura 24 horas. Esto se debe a la imposibilidad de detener el hormigonado del interior del encofrado deslizante (ello podría desembocar en discontinuidades estructurales que podría provocar el colapso de la cimentación, además de tener un impacto muy negativo en los rendimientos de la operación).

Por último, se estima que el proceso de botadura dura aproximadamente 1 h.

Para calcular el tiempo de ejecución de cada cajón, habrá que tener en cuenta el rendimiento de la obra, estimado en un 85%. De esta manera, se estima la siguiente duración para la construcción del cajón:

TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DE CAJÓN	
Construcción de la solera	3 días
Construcción del cajón	4 días
Botadura	1 día
Eficiencia de la obra	85 %
Tiempo total	10 días



Por tanto, se calcula que la construcción de cada cajón completo durará 10 días. Siguiendo con el proceso constructivo, expuesto en detalle con anterioridad, habrá que construir el resto de la estructura.

5.1.2. Construcción de la torre

5.1.2.1. Torre de hormigón

Para la construcción de la torre de hormigón se emplearon los siguientes parámetros relativos al método constructivo (encofrados trepantes):

PARÁMETROS DE ENCOFRADOS TREPANTES	
Altura de trepas	5 m
Tiempo por trepa	2 días

La altura total de la torre del modelo de cimentación estudiado es de 68 m. A excepción de los últimos 3 m de torre, cuya construcción se estima que dure 3 días, para el resto de la altura de la misma se utilizarán los encofrados descritos en la tabla anterior. Dada la dificultad relativa de esta fase del proceso constructivo con respecto a la anterior, además de la sensibilidad de la misma a factores externos a la obra, como las condiciones de viento, etc., se ha estimado la eficiencia de la ejecución de la torre en un 75%. De esta manera se llegaron a los siguientes resultados:

TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DE TORRE DE HORMIGÓN	
Altura de torre a construir con trepas	65 m
Tiempo requerido para esta altura	26 días
Tiempo requerido para coronación de torre	3 días
Eficiencia de la obra	75 %
Tiempo total	39 días

Una vez construida la torre, se procederá al post-tensado de la misma. El tiempo requerido para esto es de 4 días: habrá que esperar a que el hormigón gane la suficiente resistencia durante 3 días (durante este tiempo pueden colocarse y dejarse listos para ser tesados los cables de post-tensado), y el tesado de los cables tomará 1 día.

De este modo, puede estimarse el tiempo que tardará en construirse la torre de hormigón de la cimentación. Los resultados de este estudio se recogen en la siguiente tabla:



TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DE TORRE DE HORMIGÓN

Construcción de torre	39 días
Post-tensado	4 días
Tiempo total	43 días

5.1.2.2. Torre de acero

Se estima que las operaciones de montaje e instalación de la torre de chapa de acero llevarán 3 días.

La propia fabricación de esta estructura puede realizarse antes de la construcción del cajón, a fin de estar lista para su ensamblaje en el momento en que éste se termine de construir.

5.1.3. Construcción de la losa de hormigón armado

Esta operación, aunque importante por la cantidad de material empleada, tanto en lo referente a la cuantía de acero instalada como al volumen de hormigón utilizado, puede solaparse perfectamente, en su caso, con la construcción de la torre de hormigón, por lo que habrá que estudiar cuál de estas actividades requiere más tiempo.

No obstante, la importante diferencia en el diámetro de los cajones de ambos diseños (5 m) comportará que tanto el coste como el tiempo necesarios para ejecutar la losa superior del cajón del modelo con torre de hormigón sean significativamente más elevados que para el modelo con torre de acero.

Habrà que estimar las duraciones de las operaciones de encofrado, colocación de armaduras, hormigonado y desencofrado para cada diseño estudiado. Para ello, habrá que valerse de datos calculados anteriormente como el volumen o la cuantía de armado de cada losa. Los resultados de este análisis se recogen en la siguiente tabla:

CONSTRUCCIÓN DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO		
MATERIAL DE TORRE:	HORMIGÓN	ACERO
Volumen de hormigón	781,24 m ³	580,57 m ³
Densidad de armado	320 kg/m ³	310 kg/m ³
Cuantía de armado	249.995 kg	179.976 kg
Colocación de armaduras	2 días	1,5 días
Encofrado	2 días	1,5 días
Hormigonado	1,5 días	1 días
Desencofrado	1,5 días	1 días
Total	7 días	5 días



A partir de estos datos podemos calcular el tiempo total de construcción de cada una de las estructuras y compararlos, tal y como se muestra en la siguiente tabla. El tiempo de construcción de la torre de hormigón es el calculado anteriormente, ya que esta actividad se solapa con la construcción de la solera. Por otro lado, el tiempo de construcción de la torre de acero será el tiempo de montaje de ésta sumado al de construcción de la losa, ya que no existe posibilidad de solapamiento durante estas operaciones.

A los tiempos de construcción calculados se les ha añadido una jornada de trabajo dedicada al remolque de la estructura de un punto de a otro (desde botadura hasta un punto de fondeo provisional, o desde este punto al muelle donde se procederá a la construcción de la torre) en el interior del propio puerto de Gijón.

TIEMPO QUE TARDA EN CONSTRUIRSE CADA ESTRUCTURA		
MATERIAL DE TORRE:	HORMIGÓN	ACERO
Construcción del cajón	10 días	10 días
Construcción de la torre	43 días	8 días
Remolque de la estructura	1 día	1 día
Tiempo total	54 días	19 días

Vemos por tanto que, aunque los materiales constituyentes de la torre de acero sean mucho más caros, la construcción del diseño con torre de acero lleva 3 veces menos que la de la estructura con torre de hormigón.



5.1.3-1: Construcción de estructura offshore de gravedad



Para ilustrar la planificación del proceso constructivo de manera más gráfica, se procedió a la elaboración de diagramas Gantt como los siguientes. En primer lugar, se estudió la cronología de la construcción de ambas estructuras, empleando para ello los siguientes datos:

PLANIFICACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS			
MODELO CON TORRE DE HORMIGÓN		MODELO CON TORRE DE ACERO	
#	Actividad	Duración (d)	Duración (d)
1	Construcción del cajón	10	10
2	Construcción de losa	7	5
3	Construcción de torre	39	8
4	Post-tensado	4	-
5	Remolque	1	1

Diagrama GANTT de la construcción de la estructura con torre de hormigón

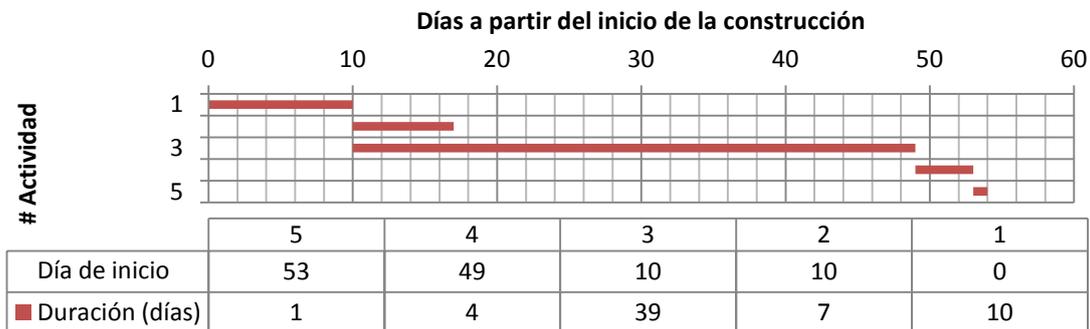


Diagrama GANTT de la construcción de la estructura con torre de acero





5.2. Transporte de la estructura

Para la planificación de las operaciones de transporte y fondeo de la estructura se ha supuesto una distancia al emplazamiento definitivo de la estructura de 20 millas náuticas (37,04 km).

Para calcular el ciclo de transporte se requieren los siguientes datos: distancia de remolque, velocidades de las embarcaciones empleadas para el transporte, y tiempos fijos de ciertas operaciones del ciclo.

Se propone el empleo de la grúa RAMBIZ para llevar a cabo las embarcaciones de transporte y fondeo de la estructura. Las características pertinentes de ésta, mencionadas anteriormente, se recogen en la siguiente tabla:

CARACTERÍSTICAS GRÚA RAMBIZ	
Velocidad cargada	4 nudos
"	7,408 km/h
Velocidad en vacío	8 nudos
"	14,816 km/h
Tiempo de montaje	12 h
Tiempo de izado	3 h



5.1.3-1: Grúa RAMBIZ izando una cimentación en gravedad para su transporte



A partir de estos datos obtenemos los tiempos de ida y de retorno de la grúa RAMBIZ. Además, se estima un período de 3 días para llevar a cabo la operación de fondeo de cada cimentación (no toma 3 días, pero estadísticamente se tarda 3 días en fondear este tipo de estructuras puesto que requieren unas condiciones de estado de mar muy moderadas). Sumando todos los datos obtenidos puede obtenerse el tiempo de ciclo de transporte

TIEMPOS DE TRANSPORTE	
Tiempo de ida	5 h
Tiempo de retorno	2,5 h
Ciclo de transporte	3 días

Las operaciones de transporte y fondeo no pueden realizarse en cualquier momento; admiten una altura de ola significativa máxima de 1,5 m. Por ello, estas actividades solamente pueden llevarse a cabo durante algunos meses.

Puesto que el ciclo de transporte de cada estructura es menor que su ciclo de fabricación, la optimización del proceso constructivo pasaría, en caso de querer instalar más de una cimentación, por disponer un parque de construcción en puerto capaz de almacenar algunas cimentaciones hasta que las condiciones climatológicas sean óptimas para su transporte y fondeo.

En la siguiente imagen puede verse una grúa RAMBIZ izando una estructura de gravedad offshore para su transporte y fondeo.



5.1.3-2: Izado de estructura de gravedad offshore para su traslado y fondeo mediante grúa RAMBIZ



5.3. Operaciones previas al fondeo de la estructura

Al ciclo de transporte y fondeo también hay que ajustar los ciclos de dragado y construcción de la banquetta; óptimamente, estos concluirán justo a tiempo para el fondeo de la estructura.

Los tiempos estimados para estas operaciones son los siguientes (para su cálculo se han tomado como base las especificaciones técnicas de los rendimientos de los equipos disponibles para dragado y vertido de materiales, a saber, dragas y embarcaciones *fall pipe*, respectivamente):

DRAGADO Y CONSTRUCCIÓN DE BANQUETA	
Dragado	3,5 días
Colocación de banquetta	2 días

Para la instalación de más de una cimentación, resultaría interesante emplear dragas y embarcaciones *fall pipe* de mayor capacidad, a fin de poder ejecutar la preparación del terreno para más de una cimentación en cada ciclo.

Por otra parte, en caso de que se empleen embarcaciones auxiliares durante el dragado, la optimización del proceso exige una buena coordinación de los ciclos de transporte y vertido del material con los de extracción del mismo, a fin de evitar que una draga espere parada con la cántara llena a que llegue el gánguil que va a cargar con el material.

Aunque la disponibilidad en el mercado de los gánguiles es muy elevada y los hay de muy diversas capacidades y potencias, la siguiente tabla recoge las especificaciones técnicas referentes a las velocidades de un gánguil de cántara mediana:

VELOCIDADES GÁNGUIL (nudos)	
Cargado (Ida)	12
En vacío (retorno)	20



5.1.3-1: Draga de succión en marcha realizando vertido de material mediante cañón de impulsión



5.4. Vertido de materiales

Una vez instaladas las estructuras, se procederá al lastrado con árido de las mismas y a la colocación del *scour protection*. Para la estimación de los tiempos que llevan estos procesos, se ha estudiado el uso de una embarcación *fall pipe* de gran tamaño de cántara y dotada de palas cargadoras que producen 31.500 m³/h.

De este modo, se han estimado los siguientes tiempos para las operaciones de lastrado y colocación del manto protector en una cimentación:

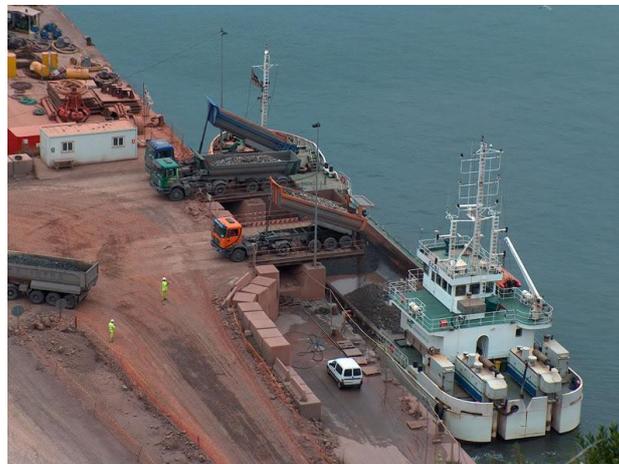
OPERACIONES DE VERTIDO	
Lastrado con áridos	3 días
Colocación de <i>scour prot.</i>	3 días

Al igual que con las operaciones de dragado y colocación de la banqueta, el dimensionamiento de la flota de vertido de material está supeditado al número de cimentaciones que se quieran instalar. De este modo, para la instalación de más de una cimentación se escogerán embarcaciones más grandes que puedan dar mayores rendimientos.

En caso de que la capacidad de la cántara de la embarcación *fall pipe* no sea suficiente para llevar a cabo todo el vertido, habrán de ajustarse los ciclos de vertido del material a los tiempos de carga y transporte del mismo. Esto se hace de manera que la embarcación *fall pipe* esté funcionando en todo momento.

Con este objetivo, habrá que estudiar la capacidad de los gánguiles que transporten material desde el acopio hasta la embarcación y el tiempo que tardan en cubrir esa distancia, para calcular el número de gánguiles necesarios.

Del mismo modo se dimensionará la flota de carga del acopio de materiales para que los gánguiles no tengan que esperar a ser cargados.



5.1.3-1: Dámperes vertiendo material en gánguil



6. ESTUDIO ECONÓMICO

A continuación se procede al estudio económico de los costes asumidos en la construcción e instalación de las cimentaciones de gravedad estudiadas.

El estudio abarca dos partes fundamentales: la construcción de la estructura, que puede dividirse en fabricación del cajón y ejecución de la torre; y la instalación de la cimentación, que comprenderá todas las operaciones marítimas necesarias para la correcta colocación de la estructura (dragado, construcción de la banquetta, transporte y fondeo).

Para la estimación de los costes de obra se ha empleado el Generador de Precios para la Construcción. Esta herramienta, desarrollada por la constructora CYPE ingenieros, proporciona aproximaciones bastante reales sobre los costes de un proyecto, obteniendo precios por unidades de obra ajustados al valor de mercado. Además, permite analizar las distintas unidades de obra por separado, lo cual resulta útil para el estudio de las diferentes fases del proceso constructivo. Asimismo, esta herramienta incluye precios tanto de productos genéricos como de fabricantes.

A su vez, el Generador de Precios permite tener en cuenta las características técnicas específicas de cada obra.

6.1. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA

6.1.1. Construcción del cajón

6.1.1.1. Solera

A este efecto, se estimó inicialmente el coste de ejecución de la solera de la cimentación. Para ello, se analizó mediante la herramienta virtual descrita el coste de construcción de una losa maciza de hormigón armado horizontal, de canto 75 cm, realizada con hormigón HA-40/B/20/IIa. Se supone que la mezcla se ha fabricado en central, y vertido con bomba, y que el acero empleado es del tipo UNE-EN 10080 B 500 S (elaborado en taller industrial), y una densidad de armado de 22 kg/m².

Esta estimación difiere de las losas dimensionadas en varios aspectos, principalmente en dos: el canto de la solera de las cimentaciones de diseño es de 1 m (en lugar de los 75 cm contemplados en este análisis); y la densidad de armado empleada es de 270 kg/m³ (cifra muy superior a los 22 kg/m³ de la estimación). Estas diferencias se tratarán más adelante.

A su vez, para este análisis se tuvo en cuenta que se emplea un sistema convencional de encofrado, tal y como se describe en el proceso constructivo de la solera. Se asumió que este sistema se hallaba compuesto de puntales y sopandas metálicas; así como que para la



superficie encofrante se empleo madera tratada reforzada con varillas y perfiles. Es decir, se asumió la utilización de un encofrado estándar.

De este modo, se obtuvieron una serie de valores para los costes de las diferentes unidades de obra contempladas para la construcción de la solera de las cimentaciones de estudio.

Los resultados de este análisis pueden apreciarse en la siguiente tabla:

ESTIMACIÓN DE COSTES DE EJECUCIÓN UNITARIOS DE SOLERA (€/m² de solera)			
Unidad de obra (uds)	Rend. (uds)	Precio Unitario (€/uds)	Precio Partida (€)
Sistema de encofrado (m ²)	1,100	16,35	17,99
Acero en barras corrugadas (kg)	22,000	0,91	20,02
Hormigón (m ³)	0,788	100,45	79,15
Sistema de bombeo (h)	0,030	169,73	5,09
Primer oficial estructurista (h)	0,509	18,10	9,21
Ayudante estructurista	0,509	16,94	8,62
Medios auxiliares (%)	2,000	141,20	2,82
Costes indirectos (%)	3,000	144,02	4,32

Para tener en cuenta la diferencia en la cuantía de armado, se ha introducido el siguiente cambio en la estimación:

CORRECCIÓN EN LA ESTIMACIÓN DEL PRECIO DE LAS ARMADURAS			
Unidad de obra (uds)	Rend. (uds)	Precio Unitario (€/uds)	Precio Partida (€)
Acero en barras corrugadas (kg)	270	0,91	245,7
Medios auxiliares (%)	2,000	365,76	7,32
Costes indirectos (%)	3,000	373,08	11,19

Una vez corregida esta aproximación, podemos sumar los precios de las diferentes unidades de obra para obtener el precio por unidad de superficie de la solera. Habrá que adaptar esta aproximación a una losa de 1 m de canto. Los resultados de este análisis se resumen en la siguiente tabla:

COSTE DE EJECUCIÓN DE SOLERA (€/m²)	
Estimación inicial	384,25
Factor corrector	4/3
Estimación definitiva	512,33



Con lo que se estima que la solera cuesta 512,33 €/m². De este modo, pueden calcularse los costes de ejecución de las soleras de las estructuras de diseño. Los resultados se resumen en las siguientes tablas:

COSTES DE EJECUCIÓN DE SOLERA			
DISEÑO CON TORRE DE HORMIGÓN		DISEÑO CON TORRE DE ACERO	
Área de solera	1.320,3 m ²	Área de solera	1.017,9 m ²
Coste de ejecución	676.433,7 €	Coste de ejecución	521.504,1 €

6.1.1.2. Fuste del cajón

Teniendo en cuenta el mayor rendimiento y la mayor eficacia del método de encofrados deslizantes, resulta plausible asumir que el coste unitario de ejecución del hormigón del cajón será significativamente menor que el del hormigón de la solera, construido empleando encofrados convencionales.

De este modo, se entiende que el uso de un sistema de encofrados deslizantes permite alcanzar una producción más económica, estimando el coste por metro cúbico de hormigón en 400 € (frente a los 512,33 estimados para la solera).

Con este valor, se ha calculado, a partir del volumen del cajón de cada diseño estudiado, el coste de construcción del mismo:

COSTES DE EJECUCIÓN DE CAJONES			
DISEÑO CON TORRE DE HORMIGÓN		DISEÑO CON TORRE DE ACERO	
Volumen de cajón	2.491,9 m ³	Volumen de cajón	2.141,9 m ³
Coste de ejecución	996.760 €	Coste de ejecución	856.760 €

6.1.1.3. Losa de hormigón armado

Para la construcción de la losa, se acudió de nuevo a la herramienta de precios de CYPE. En este caso se empleó un canto de 70 cm y una densidad de armado de 320 y 310 kg/m³, respectivamente, para el diseño con torre de hormigón y para el que utiliza una torre de acero. Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

COSTES DE EJECUCIÓN DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO			
DISEÑO CON TORRE DE HORMIGÓN		DISEÑO CON TORRE DE ACERO	
Área de losa	1.116,1 m ²	Área de losa	829,4 m ²
Coste unitario	404,89 €/m ²	Coste unitario	395,33 €/m ²
Coste de ejecución	451.897,73 €	Coste de ejecución	327.886,70 €



6.1.2. Construcción de torre

6.1.2.1. Torre de hormigón

Teniendo en cuenta de nuevo lo económica que resulta la utilización de un sistema moderno de encofrados, como puede ser el sistema de encofrados deslizantes empleado durante la construcción del cajón o el sistema de encofrados trepantes que se empleará en la construcción de la torre de hormigón, resulta una vez más lógico estimar un coste para el material empleado en la torre de 400 € por unidad de volumen.

La construcción de esta torre requiere del uso de una grúa, cuyo alquiler cuesta 1.500 €/día. Como se ha expuesto anteriormente, la construcción de esta torre lleva 43 días, por lo que habrá que sumarle 64.500 € de costes asociados al alquiler de la grúa a la estimación.

A partir de esta aproximación, llegamos a la siguiente estimación del precio de la torre:

COSTE DE EJECUCIÓN DE LA TORRE DE HORMIGÓN (uds)		
Volumen de hormigón empleado	801,1	m ³
Coste por unidad de volumen	400	€
Coste derivado de la grúa	64.500	€
Coste total de ejecución	384.940	€

6.1.2.2. Torre metálica

Para la instalación de la torre metálica, se ha estimado un coste de la chapa de acero de 3 €/kg, en el que se incluyen los gastos de fabricación y transporte de la torre hasta la planta de fabricación de la estructura de cimentación.

Asimismo, se estima que el coste del alquiler de una grúa torre es de 1.500 €/día. Teniendo en cuenta que, tal y como se ha expuesto anteriormente, el montaje de esta torre ha de acometerse en 3 días, los costes asociados al alquiler de la grúa serán de 4.500 €.

De esta manera, en la tabla siguiente se resumen los resultados del análisis del coste de instalación de la torre de chapa de acero:

COSTE DE EJECUCIÓN DE LA TORRE DE ACERO (uds)		
Peso de la torre	609.146	kg
Coste unitario del acero	3	€/kg
Coste asociado a la grúa	4.500	€
Coste total de ejecución	183.193,8	€

Por lo tanto, según esta estimación el modelo con torre de acero es significativamente más rentable debido al hecho de que su construcción se acomete en un plazo muy inferior (3 veces menor) al de aquel con torre de hormigón.

COSTE DE CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES (€)	
Diseño con torre de hormigón	2.510.031,43
Diseño con torre de acero	1.889.344,60



6.2. OPERACIONES MARÍTIMAS

6.2.1. Dragado del lecho marino

A continuación se procedió a un análisis del costo que supondrían las operaciones marítimas necesarias para la instalación de las estructuras de estudio.

En primer lugar, se analizó el coste de las operaciones de dragado. Después de consultar con empresas locales que se dedican a la realización de este tipo de actividades, se estimó un coste de 80.000 € por cada día de funcionamiento de la draga adecuada (de succión en marcha).

Por otra parte, anteriormente se ha estimado que dragar el volumen requerido para ambos diseños estudiados lleva 3,5 días.

De esto modo, en la siguiente tabla se resumen las estimaciones sobre el coste asociado al dragado del lecho marino en el emplazamiento de la cimentación:

COSTE DE OPERACIONES DE DRAGADO (uds)		
Alquiler de equipos	80.000	€/día
Tiempo de ejecución	3,5	días
Coste total	280.000	€

6.2.2. Construcción de la banquetta

Para este análisis se estudio en primer lugar el coste de los materiales empleados para la construcción de la banquetta (gravas clasificadas). Un precio medio para este tipo de materiales, que se utilizó en esta aproximación, es 25 €/m³.

Por otra parte, se estimó que el alquiler de los equipos necesarios para la colocación de estos materiales (embarcaciones *fall-pipe*) es de unos 100.000 €/día. El tiempo de ejecución de la banquetta, calculado con anterioridad, es de 2 días.

A partir de estos datos, teniendo en cuenta el volumen de la banquetta para cada diseño estudiado, se procedió a la estimación del coste de ejecución de las mismas:

COSTE DE EJECUCIÓN DE LA BANQUETA			
DISEÑO CON TORRE DE HORMIGÓN		DISEÑO CON TORRE DE ACERO	
Volumen de banquetta	1.734,9 m ³	Volumen de banquetta	1.385,4 m ³
Coste unitario	25 €/m ³	Coste unitario	25 €/m ³
Coste de materiales	43.372,5 €	Coste de materiales	34.635 €
Coste de equipos/día	100.000 €/día	Coste de equipos/día	100.000 €/día
Tiempo de ejecución	2 días	Tiempo de ejecución	2 días
Coste de equipos	200.000 días	Coste de equipos	200.000 días
Coste total	243.372,5 €	Coste total	234.635 €



6.2.3. Fondeo de la estructura

Como se ha descrito anteriormente, se procederá al fondeo de la estructura mediante el empleo de una grúa RAMBIZ, u otro medio auxiliar similar. Este tipo de equipos auxiliares resultan muy costosos debido a su escasa disponibilidad en el mercado y a que son bastante ineficientes, en cuanto a agilidad del proceso constructivo se refiere.

El coste de alquiler de este tipo de material se cifra en unos 150.000 €/día. Como se ha expuesto anteriormente, el tiempo de duración del ciclo de transporte y fondeo de la estructura es de 3 días. De esta manera, se obtuvieron los siguientes costes aproximados:

COSTE DE OPERACIONES DE FONDEO		(uds)
Alquiler de equipos	150.000	€/día
Tiempo de ejecución	3	días
Coste total	450.000	€

6.2.4. Lastrado de la cimentación con árido

Para el lastrado de la estructura, puede utilizarse la propia arena que se ha dragado anteriormente del lecho marino, y de esta manera ahorrarse el coste de adquisición del árido. Esto, por otra parte, implica costes de traslado del árido desde el emplazamiento de dragado hasta el acopio en tierra, y luego desde ahí hasta la ubicación definitiva de nuevo que pueden no resultar rentables frente a la inversión que supone la compra del material. Otro problema añadido a esta alternativa es el hecho de que las propiedades físico-químicas del material dragado pueden no resultar adecuadas.

Por tanto, en los diseños estudiados se ha contemplado la adquisición de arena, a un precio (media del mercado) de 20 €/m³. El otro material empleado como lastre en los diseños analizados es barita de alta densidad, con un coste unitario de 350 €/m³.

A partir de los volúmenes de lastre necesarios para cada modelo, calculados anteriormente, pudo estimarse el coste de la operación de lastrado. Los equipos usados durante esta actividad, de 3 días de duración, son embarcaciones *fall-pipe*, cuyo coste es de 100.000€/día. Los resultados de este análisis se recogen en la siguiente tabla:

COSTE DE LASTRADO DE LA CIMENTACIÓN			
DISEÑO CON TORRE DE HORMIGÓN		DISEÑO CON TORRE DE ACERO	
Volumen de arena	6.388,8 m ³	Volumen de arena	4.162,2 m ³
Coste unitario arena	20 €/m ³	Coste unitario arena	20 €/m ³
Volumen de barita	4.259,2 m ³	Volumen de barita	2.774,8 m ³
Coste unitario barita	350 €/m ³	Coste unitario barita	350 €/m ³
Coste de materiales	1.618.496 €	Coste de materiales	1.540.014 €
Coste de equipos/día	100.000 €/día	Coste de equipos/día	100.000 €/día
Tiempo de ejecución	3 días	Tiempo de ejecución	3 días
Coste de equipos	300.000 días	Coste de equipos	300.000 días
Coste total	1.918.496 €	Coste total	1.840.014 €



6.2.5. Colocación del *scour protection*

Para la colocación del manto protector frente al socavamiento se emplearán los mismos equipos que para la colocación de la banquetta. La duración de esta operación es de 3 días, y el coste de la escollera empleada como material del manto es de 36 €/m³.

Los costes estimados de esta operación se resumen en la siguiente tabla:

COSTES DE COLOCACIÓN DEL MANTO PROTECTOR FRENTE A SOCAVAMIENTO			
DISEÑO CON TORRE DE HORMIGÓN		DISEÑO CON TORRE DE ACERO	
Volumen de material	6.931 m ³	Volumen de material	5.344 m ³
Coste unitario	36 €/m ³	Coste unitario	36 €/m ³
Coste de materiales	249.516 €	Coste de materiales	192.384 €
Coste de equipos/día	100.000 €/día	Coste de equipos/día	100.000 €/día
Tiempo de ejecución	3 días	Tiempo de ejecución	3 días
Coste de equipos	300.000 días	Coste de equipos	300.000 días
Coste total	549.516 €	Coste total	492.384 €

6.3. COSTES TOTALES

De esta manera, sumando los costes de las distintas unidades de obra podemos obtener una estima de lo que supone construir e instalar cada diseño estudiado, tal y como se muestra en la siguiente tabla:

COSTES DE FABRICACIÓN E INSTALACIÓN DE CADA DISEÑO (€)		
MATERIAL DE TORRE:	HORMIGÓN	ACERO
Construcción de la estructura	2.510.031,43	1.889.344,60
Dragado del fondo marino	280.000	280.000
Construcción de la banquetta	243.372,5	234.635
Fondeo de la estructura	450.000	450.000
Lastrado de la cimentación	1.918.496	1.840.014
Colocación de <i>scour protection</i>	549.516	492.384
COSTE TOTAL	5.951.415,93	5.186.377,60

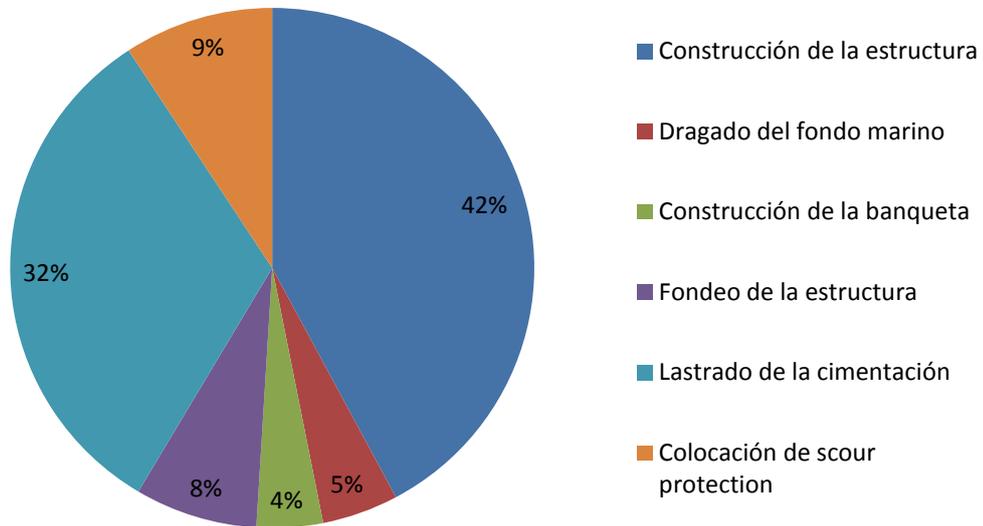
Como puede apreciarse, a pesar de que el coste de los materiales necesarios para construir la estructura con torre de hormigón es mucho más elevado, el hecho de que el proceso constructivo de esta cimentación sea tan rápido en comparación con el del diseño con torre de hormigón hace que esta segunda estructura sea significativamente más rentable.

A continuación se procede a un breve análisis de la distribución de los costes de construcción e instalación de estas cimentaciones que, como puede observarse, son bastante similares para ambos diseños, aunque destaca de nuevo el hecho de que el proceso constructivo de la estructura con torre de hormigón sea más caro.



6.4. DISTRIBUCIONES DE COSTES

Distribución de Costes en Estructura con Torre de Hormigón



Distribución de Costes en Estructura con Torre de Acero

