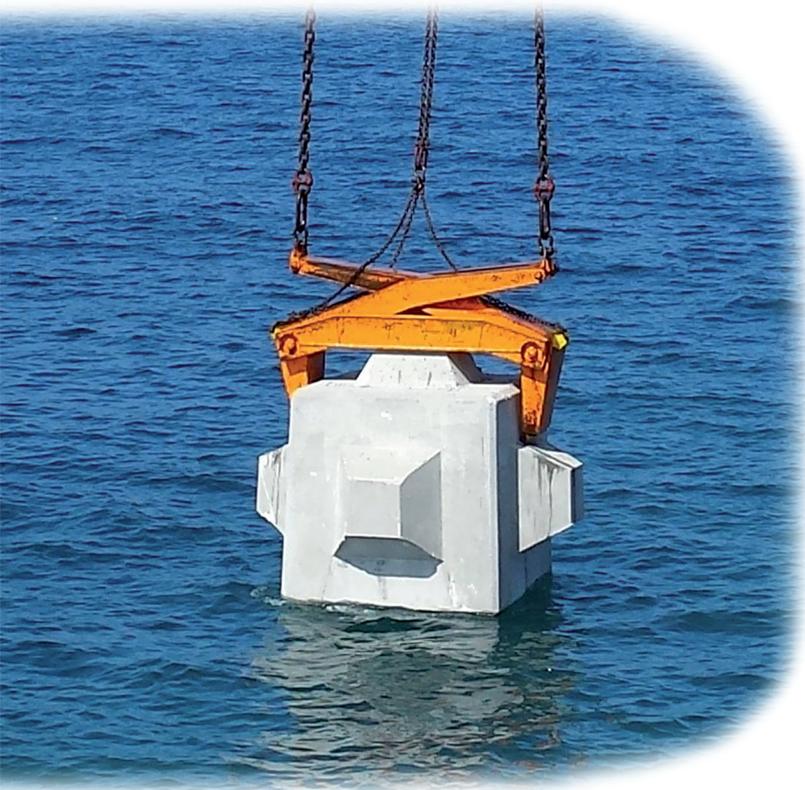


# MANUAL DEL CUBÍPODO® 2015

JOSEP R. MEDINA  
M. ESTHER GÓMEZ-MARTÍN





---

# **Manual del Cubípodo® 2015**

---

Josep R. Medina  
M. Esther Gómez-Martín

EDITORIAL  
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Colección UPV Scientia

Para referenciar esta publicación utilice la siguiente cita: MEDINA, J. R y GÓMEZ-MARTÍN, M.E., (2015) *Manual del Cupido*® 2015. Valencia: Universitat Politècnica de València

© Josep Ramon Medina Folgado  
María Esther Gómez Martín

© 2015, de la presente edición: Editorial Universitat Politècnica de València  
[www.lalibreria.upv.es](http://www.lalibreria.upv.es) / Ref.: 6250\_01\_01\_01

ISBN: 978-84-9048-379-4 (versión impresa)

Queda prohibida la reproducción, distribución, comercialización, transformación y, en general, cualquier otra forma de explotación, por cualquier procedimiento, de la totalidad o de cualquier parte de esta obra sin autorización expresa y por escrito de los autores.

# ÍNDICE

Índice .....	I
Capítulo 1. Introducción .....	3
1.1. Introducción .....	3
1.2. Diques en talud .....	6
1.3. Suministro de materiales. Canteras .....	9
1.4. Suministro de hormigón .....	11
1.5. Construcción. Fabricación, acopio y colocación .....	14
1.6. Costes de construcción de los mantos de Cubípodos .....	17
Capítulo 2. Estabilidad hidráulica del manto principal.....	21
2.1. Introducción .....	21
2.2. Estabilidad hidráulica del tronco bicapa de Cubípodos ( $K_D=28$ ).....	24
2.3. Estabilidad hidráulica del tronco monocapa de Cubípodos ( $K_D=12$ ).....	26
2.4. Estabilidad hidráulica del morro bicapa de Cubípodos ( $K_D=7$ ) .....	29
2.5. Estabilidad hidráulica del morro monocapa de Cubípodos ( $K_D=5$ ).....	32
2.6. Mantos de Cubípodos con oleaje limitado por fondo.....	34
Capítulo 3. Rebase y fuerzas sobre el espaldón.....	39
3.1. Introducción .....	39

3.2.	Rebase sobre diques con manto bicapa de Cubípodos ( $\gamma_f=0.44$ ).....	42
3.3.	Rebase sobre diques con manto monocapa de Cubípodos ( $\gamma_f=0.46$ ).....	45
3.4.	Fuerzas sobre el espaldón. Mantos monocapa y bicapa.....	49
3.5.	Reflexión del oleaje. Mantos monocapa y bicapa.....	51
Capítulo 4.	Integridad estructural de los Cubípodos.....	55
4.1.	Introducción.....	55
4.2.	Ensayos de caída de prototipos. Caída libre y caída extrema.....	58
4.3.	Hormigón para fabricar Cubípodos. Resistencia a tracción.....	61
Capítulo 5.	Fabricación, manipulación y acopio de Cubípodos.....	65
5.1.	Introducción.....	65
5.2.	Encofrados y fabricación de Cubípodos en parque.....	68
5.3.	Acopio de Cubípodos. Diseño del parque de bloques.....	70
Capítulo 6.	Colocación de Cubípodos en el manto.....	75
6.1.	Introducción.....	75
6.2.	Berma de pie y protección contra la socavación.....	78
6.3.	Colocación de Cubípodos en tronco.....	80
6.4.	Colocación de Cubípodos en morro.....	83
6.5.	Transiciones en cambios de espesor de manto.....	86
.NOTACIÓN	.....	89
.REFERENCIAS	.....	95
.ÍNDICE DE FIGURAS	.....	99
.ÍNDICE DE TABLAS	.....	103

## RESUMEN

El *Manual del Cubípodo® 2015* proporciona unos criterios básicos para el diseño y construcción de diques en talud protegidos con mantos monocapa y bicapa de Cubípodos. Se describen los factores principales a tener en cuenta en la fase de pre-diseño de diques rompeolas en general y de mantos de Cubípodos en particular. La selección de la geometría del elemento de hormigón con el que se forma el manto principal (cubo, Cubípodo®, tetrápodo, etc.) condiciona la logística y colocación (aleatoria, ordenada, etc.), permite o no la construcción en una sola capa, exige una determinada porosidad, proporciona una determinada estabilidad hidráulica y todo ello determina el coste económico y las huellas ambientales. Aunque se realizan algunos comentarios sobre las características de otras piezas, el *Manual del Cubípodo® 2015* se centra en el uso del Cubípodo® en los diques en talud convencionales.

## AUTORES

### Josep R. Medina

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos desde 1982, ha sido Director del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (UPV) desde 1985 y Catedrático de Universidad del Área de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos desde 1993. A lo largo de los años, ha servido en múltiples puestos académicos y de gestión universitaria en la UPV, desde profesor responsable de asignatura a Vicerrector. Ha participado en diversos proyectos internacionales de investigación financiados por EE.UU. y U.E., así como múltiples proyectos y contratos con empresas y la Administración española. Más de 200 artículos describen los resultados de la actividad investigadora que se ha centrado en la modelación física de obras de abrigo, el clima marítimo, los procesos litorales, uso de sistemas inteligentes aplicados a la ingeniería civil. En las últimas dos décadas, ha orientado la investigación a nuevos productos protegidos con patentes de invención y el mejor resultado es el Cubípodo (ES2264906), patente extendida a los países más importantes del mercado marítimo y costero (USA, UE, JPN, CHN, IND, etc.) con varios diques construidos y en construcción, que proporciona una ventaja competitiva clara a la empresa licenciataria SATO (Grupo OHL).

### M. Esther Gómez-Martín

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos desde 2002, inició su labor como investigadora del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (UPV) en el año 2002, donde permaneció durante 5 años, participando como coinventora en el desarrollo del Cubípodo, objeto del presente manual y de la patente ES2264906, patente española aceptada en numerosos países (USA, JPN, CHN, IND, MEX, MAR,...) y en explotación desde el año 2009 por la empresa SATO (Grupo OHL) con varios diques construidos y en construcción. Desde 2007 es Profesora del Área de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes del Departamento de Ingeniería Civil en la Escuela Politécnica Superior de la Universidad de Alicante (UA), donde actualmente es la Directora del Área, además, ha sido coordinadora de Trabajos Final de Carrera y profesora responsable de distintas asignaturas del área. Ha participado en varios proyectos competitivos nacionales y diversos contratos privados con empresas y la Administración española. Ha publicado números artículos en revistas y congresos nacionales e internacionales, los cuales describen los resultados de la actividad investigadora desarrollada en la UPV y en la UA, centrada en la estabilidad de diques en talud, el uso de redes neuronales aplicadas a la ingeniería civil y la modelación física de obras de abrigo. Ganadora de la III edición del premio del consejo social de la UPV al estudiante universitario por la realización del trabajo: "Estudio experimental de la variabilidad y evolución de la avería en el manto principal de diques en talud".



# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Introducción

El objetivo del *Manual del Cubípodo® 2015* es proporcionar unos criterios básicos para el diseño y construcción de diques en talud protegidos con mantos monocapa o bicapa de Cubípodos. La Introducción se centra en la descripción de las características principales de los diques rompeolas en general y de los mantos de Cubípodos en particular.

El coste económico de un gran dique en talud depende de los condicionantes físicos y de un elemento de diseño clave: el elemento de hormigón con el que se forma el manto principal. Cada forma geométrica (cubo, tetrápodo, Dolo, Accropode™, Core-loc™, Xbloc®, Cubípodo®, etc.) permite diferentes formas de colocación (aleatoria, trabada, etc.), permite o no la construcción en una sola capa, exige una determinada porosidad y tiene una estabilidad hidráulica diferente. Si la pieza es más estable (mayor  $K_D$ ), podrá reducirse el tamaño de las piezas del manto principal para resistir un determinado temporal de cálculo, ahorrando costes económicos en los equipos de manipulación, las capas de filtro y el consumo de hormigón.

El Cubípodo® es una pieza masiva de la familia del bloque cúbico con una elevada resistencia estructural (puede alcanzar las 150t con hormigón de  $f_{ck}[f_{ct,k}]=30[2.0]$  MPa), de colocación aleatoria y porosidad uniforme en el talud, permite la construcción en una o dos capas. El manto bicapa de Cubípodos tiene una elevada estabilidad hidráulica en tronco ( $K_D=28$ ), especialmente adecuado para diques que tienen que resistir oleajes muy intensos o diques bajo condicionantes físicos o constructivos con mucha incerti-

dumbre (grandes asientos diferenciales, control de obra deficiente, etc.). La elevada estabilidad hidráulica y la gran capacidad de auto-ordenación y auto-reparación en talud, convierte al manto bicapa de Cubípodos en una opción adecuada para resistir las condiciones de proyecto más adversas. La Figura 1.1 muestra un manto bicapa de Cubípodos colocados en el Dique de San Andrés (Puerto de Málaga) situado sobre fondo marino de escasa capacidad portante.



**Figura 1.1** Cubípodos de 6t en el manto bicapa del Dique de San Andrés (Puerto de Málaga).

El manto monocapa de Cubípodos en tronco ( $K_D=12$ ) tiene una estabilidad hidráulica muy superior al manto bicapa de bloques cúbicos convencional ( $K_D=6$ ), aunque muy inferior al manto bicapa de Cubípodos ( $K_D=28$ ). Sin embargo, si el dique no está sometido a oleaje muy intenso ( $H_{sd}<12$  m), el manto monocapa de Cubípodos permite ahorrar del orden de 1/3 del hormigón requerido para el manto bicapa de Cubípodos. Para diques sometidos a oleajes muy intensos ( $H_{sd}>12$  m), el manto monocapa de Cubípodos suele exigir una capa de filtro o manto secundario de hormigón; otro manto monocapa de Cubípodos de un peso entre el 5% y el 10% del manto principal que neutraliza en buena parte la ventaja económica que tiene el manto monocapa respecto del manto bicapa de Cubípodos.

Comparado con los mantos monocapa de piezas esbeltas que resisten por trabazón, el Cubípodo® es mucho más robusto, pudiéndose construir con tamaños mucho mayores usando hormigón de mucha menor resistencia. La fabricación (2 a 4 puestas/día) y acopio (múltiples alturas) es mucho más eficiente. Se maneja con mayor rapidez y seguridad con pinzas de presión (en lugar de eslingas). La estabilidad hidráulica en tronco es algo inferior ( $K_D=12<16$ ), el talud recomendado es algo más suave ( $\cot\alpha=1.5<1.33$ ), pero la porosidad equivalente recomendada del manto ( $p[\%]=41$ ) es superior a la de la mayoría de las piezas, requiriendo entre un 3% menos y un 18% más

de hormigón para las mismas condiciones ambientales (dependiendo del talud y pieza de comparación). Esta ligera desventaja en volumen de hormigón suele convertirse en amplia ventaja si se toma en consideración la calidad del hormigón requerido en la fabricación de piezas esbeltas, ya que las piezas no masivas requieren garantizar una resistencia a tracción muy superior (mayor consumo de cemento por  $m^3$ ) a la de las piezas masivas como el Cubípodo®.

Comparado con el manto bicapa de bloques cúbicos convencional, el Cubípodo® tiene una robustez, fabricación, manejo con pinzas y acopio similar al bloque cúbico convencional. La estabilidad hidráulica en tronco es muy superior, se puede colocar en una sola capa y evita los procesos de adoquinamiento a largo plazo, así como la tendencia de los bloques cúbicos convencionales a ordenarse cara contra cara y con la cara paralela al talud. Para los diques sometidos a oleajes de diseño de intensidad media ( $5 < H_{sd}[m] < 8$ ), los mantos monocapa ( $K_D=12$ ) y bicapa ( $K_D=28$ ) de Cubípodos suelen ahorrar entre 40% y 60% de hormigón respecto del manto bicapa de cubos ( $K_D=6$ ). La ventaja económica y de consumo de hormigón es aún mayor para diques sometidos a oleajes intensos ( $H_{sd}[m] > 8$  m) ya que, además de ahorrar hormigón en el manto principal, se ahorra hormigón en la capa de filtro, que puede ser de escollera de un tamaño mucho menor. La Figura 1.2 muestra Cubípodos de 16t y cubos de 15t acopiados en el parque de bloques de SATO en el Puerto de Alicante, preparados para realizar los ensayos de caída de prototipos ejecutados en abril de 2008 dentro del Proyecto CUBI-POD (2007-2009).



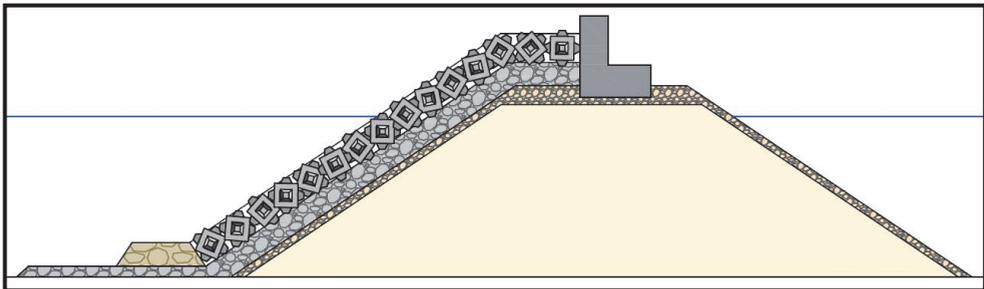
**Figura 1.2** Cubípodos de 16t y bloques cúbicos de 15t en el Puerto de Alicante.

## **1.2. Diques en talud**

Los diques en talud son obras de abrigo constituidas por capas de materiales granulares de diversos tamaños que provocan la rotura de oleaje que ataca la estructura. El manto principal, constituido por escollera de gran tamaño o elementos prefabricados de hormigón, es la parte del dique que debe resistir las acciones generadas por las olas rompiendo sobre el talud durante los grandes temporales. El *Manual del Cubípodo® 2015* se refiere especialmente a los diques en talud protegidos con un manto principal de Cubípodos.

Además del manto principal, el dique en talud tiene un núcleo relativamente voluminoso constituido por piedra de pequeño tamaño (típicamente de 1 a 50 kg) que constituye el cuerpo principal del dique. El núcleo tiene como misión principal reducir la transmisión de la energía del oleaje a través del dique y, en su caso, servir como plataforma de trabajo de los equipos terrestres de construcción (grúas, camiones, etc.). El gran volumen relativo del núcleo exige estudiar con cuidado las canteras disponibles y la logística de aprovisionamiento de materiales para reducir su coste.

Entre el núcleo y el manto principal que protege al dique, hay que disponer de una o varias capas de filtro con materiales granulares de tamaños crecientes. Estas capas de filtro evitan que las piedras de menor tamaño del núcleo salgan al exterior a causa de las corrientes que se generan en el interior del dique durante los grandes temporales. La condición de filtro que se suele usar para diseñar las capas intermedias de los diques en talud es el tamaño de las piedras o elementos de la capa superior no sea más grande que 2.5 veces el tamaño de las piedras de la capa inferior (relación de pesos en el intervalo  $W/10$  a  $W/20$ ). Cumpliendo esta condición de filtro, las piedras más pequeñas de la capa inferior no pueden pasar a través de los huecos de las piedras o elementos de la capa superior. La Figura 1.3 muestra la sección de un dique en talud protegido con un manto monocapa de Cubípodos, con núcleo, dos capas de filtro, berma de pie y espaldón.



**Figura 1.3** Sección de un dique en talud protegido con manto monocapa de Cubípodos.

Además de que los tamaños de las piedras y elementos de cada capa deben cumplir la condición de filtro, las capas de filtro deben ser fiables y garantizar al menos una capa granular de filtro. Las capas de filtro de escollera deben diseñarse al menos con un espesor de un metro o dos veces el lado del cubo equivalente ( $e_i > 2D_{ni} = [W_i/\gamma_i]^{1/3}$ ). En el caso de diques sometidos a oleajes muy intensos ( $H_{sd} > 10$  m), puede ser necesario una capa de filtro exterior de Cubípodos, si no se dispone de piedra de suficiente tamaño. En tal caso, un manto monocapa de Cubípodos de un peso  $W_1 = W_0/15$  es la capa de filtro (manto secundario) recomendado, siendo  $W_0$  el peso de los Cubípodos del manto principal.

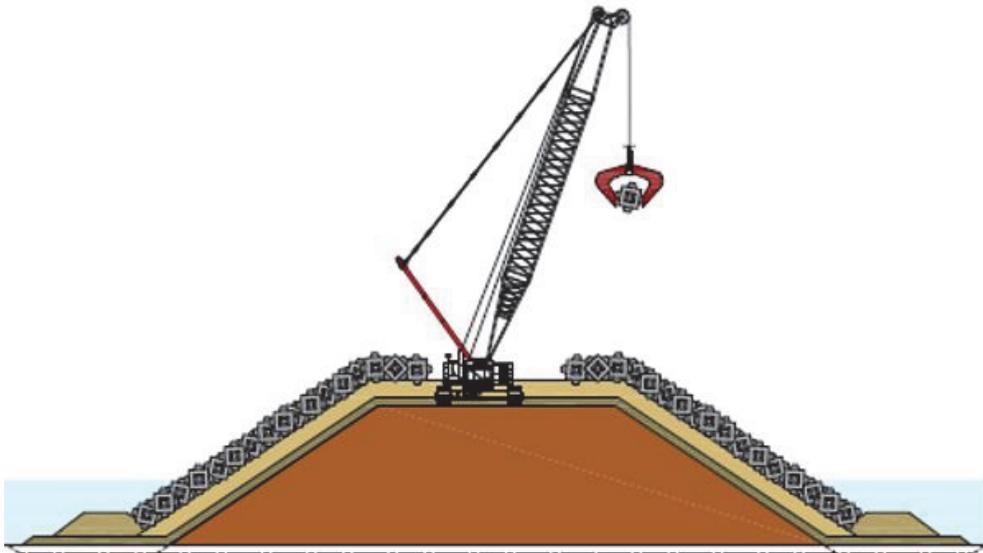
Los Cubípodos están diseñados para tener una fricción importante con la capa inferior de escollera, ya que el tamaño de las protuberancias es similar al de los huecos de las piedras de la capa inferior. Lo recomendable es disponer una capa de Cubípodos de peso  $W_0$  sobre una capa de piedra vertida de peso  $W_0/20 < W_1 < W_0/10$ . Se recomienda no concertar la escollera de la capa inferior para maximizar la fricción entre capas.

Para apoyar correctamente el manto principal, es recomendable la construcción de una berma de pie que debe diseñarse para ser estable y asegurar con ello que la primera fila de elementos del manto esté correctamente colocada. El correcto diseño y construcción de la berma de pie es especialmente importante en el caso de mantos monocapa, ya que la colocación de la primera fila afectará el resto de filas que se apoyan en ella. A dife-

rencia de las piezas trabadas que suelen exigir un patrón de colocación específico muy estricto o las piezas cúbicas que tienden a compactarse cara-contra-cara, los Cubípodos tienen una cierta capacidad de auto-ordenación en el talud buscando la porosidad uniforme que le caracteriza. Sin embargo, es deseable que la colocación de la primera fila tenga pocos errores, ya que el resultado final de la colocación será un manto mejor construido con una porosidad más uniforme.

Si el fondo marino es sedimentario con un elevado riesgo de socavación, además de la berma de pie, será necesario construir una banqueteta de fondo contra la socavación que permita proteger la berma de pie contra la erosión de fondo inducida por la construcción del dique en talud. Si las condiciones geotécnicas son muy malas, puede ser recomendable además el dragado del fondo y relleno de sustitución o bien la construcción de banquetetas de fondo y precargas para reducir las presiones intersticiales, reducir los asientos diferenciales y evitar los modos de fallo geotécnicos.

Es conveniente resaltar la importancia de disponer de una cota y anchura suficiente de coronación del núcleo para poder utilizar eficazmente los equipos terrestres de construcción. Finalmente, suele diseñarse un espaldón en coronación para ahorrar material, facilitar el acceso al dique y reducir los caudales de rebase durante los temporales. El espaldón debe ser la última parte del dique en construirse ya que resulta conveniente que, al ser un elemento rígido, se inicie la construcción del espaldón cuando ya se hayan producido la mayor parte de los asientos en el dique. La Figura 1.4 muestra un esquema de la construcción de un dique en talud con un núcleo voluminoso, dos capas de filtro, berma de pie y manto monocapa de Cubípodos.



**Figura 1.4 Construcción de un dique en talud con manto monocapa de Cubípodos.**

### 1.3. Suministro de materiales. Canteras

Los diques en talud requieren el suministro de grandes volúmenes de materiales de diversa granulometría (todo-uno de cantera, escolleras de diferentes tamaños, áridos para hormigón, etc.). Asegurar el suministro adecuado de materiales de cantera a buen precio es generalmente un reto logístico y un factor esencial de la obra. En muchas ocasiones, la viabilidad de un dique en talud y su diseño dependen directamente de las canteras que sean accesibles y de los medios de transporte disponibles para extraer y mover los materiales desde la cantera hasta el emplazamiento de la obra.

Se pueden utilizar canteras lejanas para obtener densidades o tamaños mayores, pero siempre a un coste relativo muy elevado. Como regla general, sólo los diques pequeños sometidos a oleajes de poca intensidad ( $H_{sd}[m]<5$ ) podrán tener un manto principal de escollera; los diques más grandes sometidos a oleajes más intensos requerirán piezas de hormigón para formar el manto principal y, en su caso, también para el manto secundario. Una excepción a esta regla general son los diques berma islandeses (ver Van der Meer y Sigurdarson, 2014) que requieren un estudio muy profundo de las canteras accesibles para optimizar la colocación de los diversos tamaños de piedra en el dique y resistir oleajes más intensos.

El suministro de materiales de cantera es especialmente importante en el caso de los grandes diques en talud (volumen), diques construidos en lugares remotos (medios de transporte), islas (canteras accesibles) o en grandes zonas sedimentarias (ausencia de rocas en deltas de grandes ríos continentales y otras zonas costeras extensas de baja cota). Si las canteras son excelentes (grandes volúmenes de piedra de gran tamaño) y el emplazamiento remoto (pocos equipos de construcción disponibles), el dique berma islandés puede ser una buena solución. El *Manual del Cubípodo® 2015* se refiere solo a diques en talud convencionales; los diques berma no se consideran.

En general, las canteras próximas determinan en gran medida los tamaños y volúmenes de escollera que se pueden utilizar en un emplazamiento dado. Si las canteras que suministran materiales a la obra no están a mucha distancia, el precio de los materiales será bajo y el tamaño máximo de la piedra de cantera que se pueda extraer (en volumen suficiente) determinará qué tramo del dique en talud se protege con manto bicapa de escollera y qué tramos requerirán elementos de hormigón en el manto. Como el precio de la escollera será muy inferior al del hormigón, el tamaño máximo de escollera que pueden proporcionar las canteras accesibles condiciona el diseño y el coste final de la obra.



**Figura 1.5 Vista de los frentes de cantera.**

A su vez, la densidad de la piedra y de los áridos disponibles en la cantera condiciona la densidad del hormigón y con ello afectan el tamaño de los elementos del manto y el coste de la obra. Para un emplazamiento y condiciones climáticas dadas, si la densidad del hormigón resultante fuera un 4% mayor ( $\rho_r[t/m^3]=2.40$  en lugar de 2.30), el peso de las piezas del manto se puede reducir un 20%, ahorrando un 7% de hormigón. Por consiguiente, densidad de la piedra y volúmenes y tamaños disponibles en las canteras accesibles van a ser factores críticos de diseño del dique.

Además del coste económico, el transporte de materiales desde la cantera a la obra implica un considerable impacto ambiental si se realiza por medios terrestres (polvo, tráfico, ruido, etc.). Por consiguiente, si la obra es de grandes dimensiones resulta conveniente utilizar canteras muy próximas y que tengan un buen acceso marítimo para evitar sobrecargar la red viaria general con el transporte terrestre. Se aprovecha así la eficiencia del transporte marítimo para construir una buena parte de la parte sumergida del dique y evitar congestiones en la coronación del dique por el uso masivo del transporte terrestre para verter o colocar el material de cantera y elementos de hormigón que no puedan colocarse con medios marítimos.

Así pues, el diseño correcto de un dique en talud exige conocer previamente las características de las canteras disponibles y adaptar el diseño a los volúmenes de piedra disponibles de cada tamaño. Uno de los objetivos será minimizar el material sobrante de cantera que no sea utilizable como escolleras, todo-uno, áridos para hormigones, etc. Si el volumen de materiales sobrante es excesivo, se planteará un problema económico y ambiental que tendrá que resolverse o generará perjuicios económicos y ambientales. La mejor opción económica y ambiental es diseñar el dique para aprovechar todos los materiales que se extraen de cantera.

Las canteras accesibles, junto al clima marítimo y el fondo marino del emplazamiento, son los tres factores fundamentales que condicionan el diseño del dique en talud. La batimetría y el clima marítimo determinan el temporal de cálculo a pie de dique ( $H_{sd}$ ). El tipo de fondo marino afectará el diseño de la cimentación del dique. Si el fondo es sedimentario, proclive a la socavación, será necesario diseñar banquetas contra la socavación; si la capacidad portante del fondo marino es pequeña, puede que sea necesaria la construcción por fases, las banquetas de fondo o los dragados y rellenos de sustitución.

En todo caso, una vez diseñada la cimentación del dique y fijado el temporal de cálculo a pie de dique, es la cantera la que determina los volúmenes, tamaños y espesores del núcleo, berma de pie, capas de filtro y protecciones de escollera en el arranque. La canteras accesibles no solo son el factor principal que afecta la logística de la obra, sino que afecta también el propio diseño, sobre todo en el caso de grandes diques (por el volumen de materiales a movilizar) y los diques sometidos a fuertes oleajes (pueden necesitar una capa de filtro de hormigón si la cantera no puede proporcionar escollera de suficiente tamaño).

#### 1.4. Suministro de hormigón

Los diques en talud situados en emplazamientos sometidos a oleajes de cierta intensidad ( $H_{sd} > 5$  m) suelen requerir la protección de mantos principales con elementos prefabricados de hormigón. *Manual del Cubípodo® 2015* analiza sobre todo el uso de Cubípodos en el manto principal.

Para un clima marítimo y emplazamiento dado, elegido un tipo de elemento (p.e. Cubípodo) y un número de capas y porosidad (p.e. monocapa  $p[\%]=41$ ), el volumen de hormigón ( $V$ ) del manto principal es aproximadamente proporcional a  $L_b \times H_{sd}^2$ , donde  $L_b$  es la longitud del dique y  $H_{sd}$  la altura de ola significativa del temporal de cálculo a pie de dique. La colocación (aleatoria, etc.) influye indirectamente sobre el consumo de hormigón en el manto ya que afecta a la porosidad del manto. Para talud  $\cot\alpha=1.5$ , los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos requieren suministrar aproximadamente un volumen de hormigón:

$$V_{\text{monocapa}}[\text{m}^3] \approx 0.9 \times L_b[\text{m}] \times H_{sd}^2[\text{m}^2] \text{ y } V_{\text{bicapa}}[\text{m}^3] \approx 1.3 \times L_b[\text{m}] \times H_{sd}^2[\text{m}^2]$$



**Figura 1.6 Suministro de hormigón para fabricación de Cubípodos de 25t.**

Para los grandes diques en talud, después del suministro de materiales de cantera, el suministro de hormigón suele ser el factor económico y logístico más importante. Al ser un producto artificial, no suele haber restricciones de calidad o cantidad, pero los costes si pueden variar significativamente dependiendo del emplazamiento de la obra y de las características y el volumen de hormigón requerido. Como regla general, la variable crítica en el diseño de elementos de hormigón para el manto es la resistencia característica a tracción del hormigón ( $f_{ct,k}$ ), aunque es la resistencia característica a compresión ( $f_{ck}$ ) la que se suele controlar sistemáticamente durante la fabricación.

El hormigón es un material con una resistencia a compresión muy superior a su resistencia a tracción; por consiguiente, las roturas de piezas de hormigón en masa vienen asociadas a sollicitaciones (flexiones, torsiones, etc.) que generan tracciones significativas que sobrepasan un cierto límite y generan roturas frágiles. La tensión de tracción máxima que hay que considerar en el hormigón de una pieza (manipulación, colocación, etc.) depende fundamentalmente de su geometría y de su tamaño. Para piezas del mismo tamaño, las formas geométricas esbeltas generan mayores tensiones de tracción que las piezas masivas. Para una misma forma geométrica y proceso de manipulación y colocación, las piezas de mayor tamaño generan mayores tensiones ya que las cargas estáticas crecen con  $D_n^3$  mientras que la resistencia solo crece con  $D_n^2$ , donde  $D_n=(W/\gamma_r)^{1/3}$ ; es decir, aproximadamente, las tensiones crecen linealmente con el lado del cubo equivalente,  $D_n$ .

De acuerdo con la EHE-08 (Eurocódigos), para hormigones con  $f_{ck} < 50$  MPa, la resistencia característica inferior a tracción ( $f_{ct,k}$ ), correspondiente al cuantil del 5%, puede estimarse por  $f_{ct,k} = 0.21 f_{ck}^{2/3}$ , donde  $f_{ck}$  y  $f_{ct,k}$  son las resistencias características a compresión y tracción del hormigón a 28 días, expresadas en MPa.

Cubos y Cubípodos son piezas masivas de robustez similar (ver Medina y otros, 2011) y los bloques cúbicos de 150t ( $D_n[m]=4.00$ ) se fabricaron y colocaron sin problemas en el dique principal de Punta Langosteria (ver Burcharth y Maciñeira, 2015). Considerando una resistencia  $f_{ck}[MPa]=31$  para el hormigón utilizado en los bloques de 150t de Punta Langosteira, se puede deducir la Tabla 1.1 de resistencias admisibles para el hormigón que debe utilizarse en la fabricación de bloques cúbicos y Cubípodos. Para bloques de menos de 60t puede utilizarse hormigón con  $f_{ck}[MPa]=20$  ( $f_{ct,k}[MPa]=1.5$ ). Este criterio tiene implícito un considerable margen de seguridad ya que, durante la construcción del dique en talud de la Ampliación Sur del Puerto de Valencia (1991-1995), se fabricaron y colocaron satisfactoriamente bloques cúbicos de hormigón convencionales de 70t ( $D_n[m]=3.1$ ) con hormigón de resistencia característica a compresión  $f_{ck}[MPa]=18$  ( $f_{ct,k}[MPa]=1.4$ ). Pasados los años, no se han observado daños apreciables ni en los bloques de 70t de Valencia ni en los bloques de 150t en Punta Langosteira. La Tabla 1.1 muestra la resistencia característica mínima a compresión y tracción, exigibles a los 28 días, para el hormigón utilizado en la fabricación de Cubípodos de diferentes tamaños,  $f_{ct,k}(D_n)=2.1 \times (D_n/4.00)$  y  $f_{ck}(D_n)=(f_{ct,k}(D_n)/0.21)^{3/2}$ , donde  $D_n$  está expresado en metros y  $f_{ck}$  y  $f_{ct,k}$  en MPa.

**Tabla 1.1 Resistencia característica mínima a compresión y tracción exigible a 28 días para fabricación de cubos y Cubípodos.**

$\gamma_c[t/m^3]=2.35$		$f_{ck}(D_n[m]=4.00)=31$ MPa	
W[t]	$D_n[m]$	$f_{ck}[MPa]$	$f_{ct,k}[MPa]$
150	4.00	31	2.1
130	3.81	29	2.0
110	3.60	27	1.9
90	3.37	24	1.8
80	3.24	23	1.7
70	3.10	21	1.6
60	2.94	20	1.5
50	2.77	18	1.4
40	2.57	16	1.3

Fuente: Elaboración propia

Las recomendaciones y normas nacionales pueden imponer límites más estrictos (p.e.  $f_{ck}[MPa] \geq 30$  en el caso de la EHE-08); como regla general, se recomienda utilizar en todo caso hormigón con  $f_{ck}[MPa] \geq 20$  (mínimo para hormigón estructural según la

EHE-08) ya que el conocimiento científico y técnico de los hormigones de baja resistencia ( $f_{ck}[\text{MPa}] < 20$ ) es muy inferior al de los hormigones con  $f_{ck}[\text{MPa}] \geq 20$ .

Para aumentar significativamente la resistencia característica del hormigón, a compresión y tracción, suele ser necesario elevar significativamente el consumo de cemento y el coste económico del suministro de hormigón. Como regla general, un aumento de la resistencia característica a compresión de  $\Delta f_{ck}[\text{MPa}] = 10$  ( $\Delta f_{ct,k}[\text{MPa}] \approx 0.5$ ) aumenta el coste del hormigón utilizado un 10%.

Cubos y Cubípodos pueden desencofrarse en un periodo de 6 a 8 horas después de vibrado, para producir 2 a 3 bloques por encofrado y día. El transporte a la zona de acopio suele realizarse a las 24 horas, requiriendo los Cubípodos 2 a 3 bases por encofrado vertical en la zona de fabricación. En el caso de piezas esbeltas, la mínima resistencia a tracción requerida es muy superior a la de las piezas masivas y los tiempos para el desencofrado y transporte a la zona de acopio son también muy superiores.

## 1.5. Construcción. Fabricación, acopio y colocación

La construcción de un gran dique rompeolas requiere resolver un problema logístico de gran complejidad ya que, además del suministro de materiales de cantera y del hormigón en grandes volúmenes, la construcción eficiente del dique exige organizar de forma segura múltiples tareas críticas en el espacio y el tiempo. El resultado económico de la obra no solo dependerá de disponer de un buen diseño y de la mejor tecnología, sino que la organización de los diferentes tajos y de los equipos humanos y maquinaria que deben coordinarse en el tiempo y el espacio para evitar cuellos de botella e interrupciones descontroladas en la obra. Garantizar la máxima seguridad del personal que participa en la obra es de capital importancia, para evitar desgracias personales irreparables y minimizar las interrupciones no deseadas. El diseño del rompeolas y la logística de la obra deben buscar la optimización económica, así como la simplicidad y robustez frente a las acciones medioambientales (oleaje, viento, etc.) y las situaciones imprevistas (accidentes, etc.).

La construcción de un manto principal con elementos prefabricados de hormigón implica resolver los problemas logísticos específicos del suministro de hormigón, fabricación, acopio, manipulación y colocación en el dique. El *Manual del Cubípodo® 2015* se centra en los aspectos relacionados con la fabricación, organización del parque de bloques, manipulación y colocación en obra.

La fabricación es el primer proceso a considerar. Dado un tipo de pieza específico (p.e. Cubípodo), para calcular el número de encofrados necesarios en la línea de producción, es necesario conocer los ritmos de fabricación de la pieza, el espacio disponible de producción y acopio en el parque de bloques y las necesidades de colocación en el tiempo que exige la obra. El Cubípodo® se desencofra a las 6-8 horas (después de vibrado) y se transporta con pinzas de presión a la zona de acopio a las 24 horas. Se pueden producir 2 o 3 Cubípodos por cada encofrado y día, dependiendo del ciclo de

trabajo (12h/día o 24h/día), un rendimiento similar al de los bloques cúbicos convencionales y muy superior al de las piezas más esbeltas.

El proceso de fabricación óptimo depende del ciclo de trabajo, el equipo humano, espacio y equipos disponibles, y sobre todo de la producción diaria requerida en cada caso. La repercusión en el coste dependerá en gran medida del volumen de obra y los plazos de fabricación; si el volumen de obra o el plazo aumentan, los rendimientos serán mayores y los costes unitarios menores. El encofrado SATO tipo flanera permite fabricar Cubípodos de forma parecida a los bloques cúbicos convencionales, muy diferente de las piezas esbeltas que suelen requerir encofrados muy complejos y de bajo rendimiento. La Figura 1.7 muestra el encofrado vertical articulado SATO apropiado para producir Cubípodos hasta  $7 \text{ m}^3$  (16t).



**Figura 1.7** Encofrado SATO para fabricar Cubípodos hasta  $7 \text{ m}^3$ .

El acopio de piezas es el segundo proceso a considerar, después de la fabricación. 24 horas después del vibrado de los bloques, los cubos y Cubípodos están listos para ser transportados a la zona de acopio (las piezas esbeltas suelen requerir mucho más tiempo). El manejo de Cubípodos en parque se realiza con pinzas de presión dobles, similares a las que se usan para los bloques cúbicos por la mayor eficiencia y seguridad respecto de las eslingas (utilizadas para piezas esbeltas). El acopio se realiza en múltiples alturas, existiendo diferentes disposiciones (abierta, cerradas, etc.) con porosidades

globales diferentes (30% al 50%) dependiendo del espacio disponible en el parque de bloques. Como regla general, se necesitará una capa de material granular para regularizar el terreno y excavar los espacios en los que se colocarán los tacones inferiores de los Cubípodos; el número de capas del acopio dependerá sobre todo del espacio disponible para el parque. La Figura 1.8 muestra el acopio a cinco alturas del parque de Cubípodos del Puerto de Málaga durante la construcción del Dique de San Andrés.

Finalmente, después de haber alcanzado la resistencia especificada (a los 28 días), las piezas ya pueden transportarse y colocarse en el dique. El parque debe gestionar correctamente la producción de piezas nuevas y la salida de piezas para su colocación, con el objetivo de que los equipos que trabajan en la colocación no tengan que frenar su ritmo de trabajo por falta de piezas con la resistencia especificada. La colocación se realiza con grúas a un ritmo medio de colocación de 6 a 8 unidades/hora, dependiendo del tamaño del Cubípodo.



**Figura 1.8 Fabricación y acopio de Cubípodos en el parque de bloques del Puerto de Málaga.**

En el parque de bloques se cargan uno o varios Cubípodos en góndolas (camión plataforma), utilizando pinzas de presión dobles. En frente de obra, la grúa coge los Cubípodos con pinzas de presión simples o dobles ya que la colocación sobre el talud es aleatoria (el Cubípodo® se reorienta aleatoriamente al quedar libre sobre el talud) siguiendo una malla de colocación (X-Y) definida de antemano para obtener la porosidad recomendada ( $p[\%]=41$ ).

Si el talud de escollera y la berma de pie están bien perfiladas, no es necesario utilizar buzos para conseguir una colocación correcta de los Cubípodos ya que las mallas de colocación están ensayadas con oleaje moderados y colocación ciega. En general, un buen perfilado de la berma de pie y la colocación de la primera fila de Cubípodos son los elementos principales para propiciar una buena colocación de Cubípodos en el talud según la malla prevista.

## **1.6. Costes de construcción de los mantos de Cubípodos**

La construcción de los diques en talud requiere la solución de multitud de problemas logísticos de gran complejidad que requieren resolver problemas de optimización a diversos niveles y su adaptación a circunstancias cambiantes. Antes de iniciada la obra, hay que planificarla y programarla, hay definir los equipos materiales y humanos para su realización y estimar los costes asociados. Como regla general, el coste económico de la obra y el plazo de ejecución suelen ser los que concentran la mayor atención de los promotores, consultores y constructores; sin embargo, los costes ambientales de la obra (huellas ecológica, energética y del carbono) tienen una importancia creciente en algunos países. En general, dada la importancia de la energía en el precio de los factores básicos de la obra (cemento, acero y transporte), suele haber una correlación importante entre el coste económico de la obra y su huella ecológica, energética y del carbono. Optimizar la obra desde el punto de vista económico suele ser una buena manera de minimizar también la huella ecológica, energética y del carbono.

Para estimar los costes de construcción de los mantos bicapa de Cubípodos y bloques cúbicos convencionales y monocapa de Cubípodos, Corredor y otros (2008) realizan un estudio paramétrico de costes con la sección tipo de la Figura 1.9 con profundidades sobre la berma de pie  $5 \leq h_t [m] \leq 20$ , longitudes de dique  $400 \leq L_b [m] \leq 2500$  y pesos de las piezas del manto  $10 \leq W [t] \leq 150$ . Se analizan diferentes tipos de costes (ver Figura 1.10) para cada situación: (1) Suministro de hormigón, (2) Fijo equipos (encofrados, pinzas de presión, etc.), (3) Instalación (explanada, andén, pista, etc.), (4) Colocación (grúas, mano de obra, etc.), (5) Manipulación (puente grúa, mano de obra, etc.) y (6) Fabricación (mano de obra, maquinaria, desencofrante, etc.).

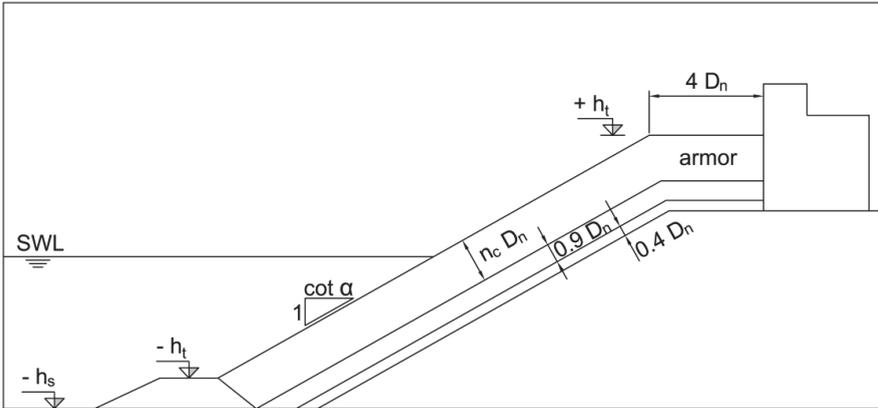


Figura 1.9 Sección tipo para el análisis paramétrico de costes.



Figura 1.10 Diferentes tipos de costes ( $L_b=1000$  m,  $h_t=15$  m,  $W=20t$ ).

En base a los cálculos paramétricos de 17 situaciones tipo proporcionados por Corredor y otros (2008), Medina y otros (2010) presentan un método aproximado para la estimación de costes basado en las formulaciones aproximadas de Molines (2009). El precio unitario ( $\text{€}/\text{m}^3$ ) para cubos ( $C_B$ ) y Cubípodos ( $C_C$ ) considerando precios españoles de 2008, puede estimarse con las Ecuaciones 1.1 y 1.2.

$$C_B \left[ \frac{\text{€}}{\text{m}^3} \right] = (205 + HOR) + 0.75 \left[ 10^5 \left( \frac{1}{\ln(V_B \times W_B)} \right)^2 - 10^4 \left( \frac{1}{\ln(V_B \times W_B)} \right) \right] \quad \mathbf{1.1}$$

$$C_c \left[ \frac{\text{€}}{\text{m}^3} \right] = (265 + HOR) + 1.00 \left[ 10^5 \left( \frac{1}{\ln(V_c \times W_c)} \right)^2 - 10^4 \left( \frac{1}{\ln(V_c \times W_c)} \right) \right] \quad 1.2$$

donde HOR[€/m<sup>3</sup>] es el coste en euros del m<sup>3</sup> de hormigón suministrado, W<sub>B</sub>[t] y W<sub>C</sub>[t] son los pesos de los cubos y Cubípodos en toneladas y V<sub>B</sub>[m<sup>3</sup>] y V<sub>C</sub>[m<sup>3</sup>] son los volúmenes totales de hormigón en m<sup>3</sup> utilizados con cubos y Cubípodos. Para unas mismas condiciones ambientales (H<sub>s</sub>[m], h<sub>s</sub>[m] y L<sub>b</sub>[m]), los costes de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos (V<sub>C</sub>xW<sub>C</sub>) son mucho menores que los mantos bicapa de cubos (V<sub>B</sub>xW<sub>B</sub>) debido a su mayor coeficiente de estabilidad; dependiendo de las condiciones del proyecto, el ahorro económico puede ser del 20% al 60%. En algunas circunstancias, hay que considerar que puede ser económicamente recomendable aumentar el peso de los bloques del manto por encima del mínimo de cálculo; esto es así porque el factor V<sub>C</sub>xW<sub>C</sub> aumenta y C<sub>c</sub> se reduce manteniendo casi constante el coste total (V<sub>C</sub>xW<sub>C</sub>) aunque se aumente el volumen total (V<sub>C</sub>). Hay que tener en cuenta que al aumentar el tamaño de la piezas se aumenta el consumo de hormigón (mayores costos de suministro) pero se reduce el número de piezas a fabricar y colocar (menores costes logísticos).

Las fórmulas anteriores solo son válidas si el dique se construye con un único tamaño de pieza; sin embargo, los diques en talud suelen tener diferentes tramos con tamaños de pieza distintos, adecuados al tramo (tronco, morro, etc.) y la intensidad del oleaje de cálculo a pie de dique. Para estimar el coste de construcción de un manto con diferentes tamaños de piezas podemos utilizar las fórmulas anteriores con la siguiente aproximación:

$$V_B = \sum_{m=1}^M [V_m] \text{ y } W_B = \frac{\sum_{m=1}^M [V_m \times W_m]}{V_B} \quad 1.3$$

$$V_C = \sum_{n=1}^N [V_n] \text{ y } W_C = \frac{\sum_{n=1}^N [V_n \times W_n]}{V_C} \quad 1.4$$

donde M y N son los números de tamaños de pieza distintos de cubos y Cubípodos, m y n son los tamaños de cubos (m=1, 2,..., M) y Cubípodos (n=1, 2,..., N), W<sub>m</sub>[t] y W<sub>n</sub>[t] son los pesos de los cubos y Cubípodos diferentes, V<sub>m</sub>[m<sup>3</sup>] y V<sub>n</sub>[m<sup>3</sup>] son los volúmenes de cubos y Cubípodos a colocar de cada tamaño y V<sub>B</sub>[m<sup>3</sup>] y V<sub>C</sub>[m<sup>3</sup>] son los volúmenes totales de cubos y Cubípodos a fabricar y colocar en obra.

La aproximación de costes al caso de tipos diferentes de piezas es razonable si el volumen de piezas de cada tamaño es similar; los costes aumentarán si el volumen a fabricar de cada tamaño es muy diferente o se utilizan muchos tamaños diferentes. Como regla general, utilizar pocos tamaños diferentes de piezas reduce los problemas y costes logísticos. En todo caso, las estimaciones y aproximaciones anteriores solo son fiables en términos comparativos cubo-Cubípodo® ya que los valores absolutos reales se verán influenciados por los costes de materiales, equipos, mano de obra local y sobre todo el coste de suministro de hormigón a pie de obra (muy variable de unos países y emplazamientos a otros), estimado por Corredor y otros (2008) para las obras en España en un valor de  $HOR=60 \text{ €/m}^3$ .

# Capítulo 2

## Estabilidad hidráulica del manto principal

### 2.1. Introducción

La estabilidad hidráulica de las piezas de hormigón del manto principal (caracterizado por la geometría de la pieza, el número de capas, el talud, la porosidad y la forma de colocación) se refiere a la capacidad de resistir las acciones del oleaje ( $H_{sd}$ ), en relación al tamaño requerido de las piezas del manto y el peso específico relativo sumergido del hormigón utilizado. La fórmula de Hudson (1959), basado en la de Iribarren (1938) y popularizada por el SPM (1975), utiliza un coeficiente de estabilidad  $K_D$  para considerar la estabilidad hidráulica de cada forma geométrica

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \cot \alpha \quad 2.1$$

donde  $W$  es el peso de la pieza,  $\gamma_r$  y  $\gamma_w$  son los pesos específicos del hormigón y del agua,  $H$  es la altura de ola de Inicio de Averías (IDa) y  $\alpha$  es el ángulo que forma el talud del manto con la horizontal. Considerando el peso específico relativo sumergido y el lado del cubo equivalente de la pieza,  $\Delta = (\gamma_r/\gamma_w - 1)$  y  $D_n = (W/\gamma_r)^{1/3}$ , la Ecuación 2.1 puede escribirse en forma de número de estabilidad, tomando la equivalencia  $H = H_{sd}$  propuesta por el SPM (1975). Reordenado los términos de la Ecuación 2.1 se puede definir la ecuación conocida como fórmula de Hudson generalizada.

$$N_{sd} = \frac{H_{sd}}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

2.2

donde  $N_{sd}$  el número de estabilidad de diseño y  $H_{sd}$  la altura de ola significativa de diseño. Hudson (1959) propuso originalmente utilizar la Ecuación 2.1 con unos coeficientes de estabilidad ( $K_D$ ) apropiados para diseñar a IDa, asumiendo un considerable coeficiente de seguridad a Inicio de Destrucción (IDe) implícitos en los mantos bicapa de escolleras naturales y artificiales de la época (piedra, boques cúbicos, etc.).

Resulta evidente que la Ecuación 2.2 no considera variables como la duración de los temporales, el periodo del oleaje, la permeabilidad de las capas granulares ni otros factores relevantes. Sin embargo, la Ecuación 2.2 se sigue utilizando ampliamente para realizar diseños preliminares de viabilidad y comparar los costes de construcción de los diques protegidos con mantos de diferentes tipos de piezas. Está tan extendida en la práctica el uso de la ecuación de Hudson generalizada, que se dan incluso valores de  $K_D$  para mantos monocapa de piezas trabadas que muestran menor estabilidad hidráulica para taludes más suaves, en contraposición al comportamiento de las piezas que resisten por gravedad cuyo comportamiento está razonablemente bien descrito por la ecuación de Hudson (mayor estabilidad para taludes más suaves).



Accropode™(1980) Core-loc™(1994) Accropode™ II(1999) Xbloc®(2003) Cubípodo®(2005)

**Figura 2.1 Piezas de hormigón en masa para construir mantos monocapa.**

La aparición en 1980 de la primera pieza prefabricada para fabricar mantos monocapa (ver Figura 2.1) con piezas trabadas, alteró significativamente la manera de comparar diseños alternativos de los mantos de protección de los diques en talud. El diseño de mantos a IDa popularizado por el SPM (1975) tuvo que adaptarse a un nuevo tipo de mantos (los monocapa de piezas trabadas) con un función de fallo rígida, donde el IDa, el IDe y la Destrucción (De) se producían casi al mismo tiempo. Para mantener coeficientes de seguridad razonables a IDe, los propietarios de patentes y marcas recomiendan coeficientes de estabilidad  $K_D$  correspondientes a un nivel de daño muy inferior al IDa. Los valores de  $K_D$ , de las piezas para mantos monocapa y bicapa, están basados en ensayos físicos de estabilidad hidráulica a escala reducida y suelen cambiar ligeramente con el paso de los años.

La ROM 0.0 pone de manifiesto que existe un consenso generalizado sobre la necesidad de utilizar técnicas probabilistas, como mínimo de Nivel II, para el diseño de grandes diques en talud. Sin embargo, debido a la complejidad de los procedimientos de

Nivel II y Nivel III, su difícil trazabilidad y a la necesidad de simplificar en la práctica un problema con muchas variables no muy bien caracterizadas, en la fase de diseño preliminar suelen preferirse los métodos simples de Nivel I. En muchos proyectos de diques en talud, las decisiones fundamentales de diseño del manto principal se suelen basar en la elección subjetiva de formulaciones empíricas de la literatura científica para los modos de fallo principales (estabilidad hidráulica, caudal de rebase, estabilidad de berma de pie, etc.) para definir un diseño preliminar que luego es validado o modificado con ensayos físicos específicos a escala reducida.

Para racionalizar el uso de los coeficientes de estabilidad ( $K_D$ ), en la caracterización de la estabilidad hidráulica del manto principal, Medina y Gómez-Martín (2012) proponen definir explícitamente los coeficientes de seguridad asociados a cada  $K_D$  publicado. Basado en los resultados de la experimentación física de cada pieza, estos coeficientes de seguridad, SF(IDa) y SF(IDe), son la relación entre los números de estabilidad que producen IDa e IDe,  $N_s(\text{IDa})$  y  $N_s(\text{IDe})$ , y el número de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  de la Ecuación 2.2. Para unos ensayos físicos de estabilidad hidráulica determinados, si se recomienda un  $K_D$  menor,  $N_{sd}$  se reducirá y los coeficientes de seguridad, SF(IDa) y SF(IDe), aumentarán. Por consiguiente, las piezas y mantos que tengan una función de fallo similar (mantos monocapa y mantos bicapa), deben tener coeficientes de seguridad parecidos y suficientes para cubrir los efectos de modelo (el prototipo es distinto al modelo a escala reducida) y los errores y variables no consideradas en la Ecuación 2.2.

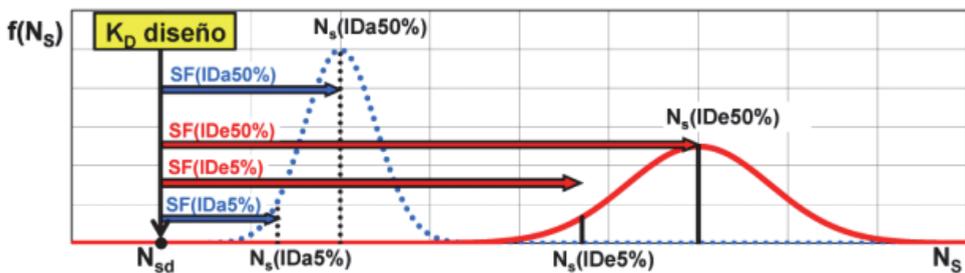


Figura 2.2 Representación esquemática de  $N_{sd}$  y los coeficientes de seguridad.

Dado que los números de estabilidad asociados a IDa y a IDe tienen una cierta variabilidad experimental, pueden definirse los números de estabilidad para diferentes percentiles. Por ejemplo,  $N_s(\text{IDe}5\%)$  es el número de estabilidad a IDe que tiene un 5% de probabilidades de no ser superado y  $N_s(\text{IDa}50\%)$  es la mediana de los números de estabilidad a IDa. La Figura 2.2 muestra un esquema de las funciones de densidad de las variables  $N_s(\text{IDa})$  y  $N_s(\text{IDe})$ , el número de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  (asociado a  $K_D$ ) y los coeficientes de seguridad SF(IDa5%), SF(IDa50%), SF(IDe5%) y SF(IDe50%). La Tabla 2.1 muestra los coeficientes de seguridad calculados por Medina y Gómez-Martín (2012) para diferentes mantos y piezas de hormigón.

Tabla 2.1  $K_D$  y coeficientes de seguridad asociados a diferentes piezas.

K <sub>D</sub> y coeficientes de seguridad					Inicio de Averías (IDa)		Inicio de Destrucción (IDe)	
Tramo	Pieza	K <sub>D</sub>	n° capas	talud	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)	SF(IDe5%)	SF(IDe50%)
Tronco	Cubo	6.0	2	3/2	0.67	0.86	1.05	1.35
	Cubípodo®	28.0	2	3/2	0.82	0.99	1.09	1.40
	Cubípodo®	12.0	1	3/2	1.06	1.27	1.31	1.64
	Accropode™	15.0	1	4/3	0.93 a 1.24	1.15 a 1.38	1.05 a 1.40	1.26 a 1.51
	Xbloc®	16.0	1	4/3	1.17	1.32	1.17	1.68
Morro	Cubo	5.0	2	3/2	0.88	1.13	1.17	1.40
	Cubípodo®	7.0	2	3/2	0.99	1.18	1.19	1.36

Fuente: Elaboración propia

## 2.2. Estabilidad hidráulica del tronco bicapa de Cubípodos ( $K_D=28$ )

La estabilidad hidráulica del manto bicapa de Cubípodos se ha comprobado en diferentes ensayos, entre los que cabe destacar los ensayos del LPC-UPV y del INHA dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2009). En los dos laboratorios se ensayaron modelos 2D similares, talud  $\cot\alpha=1.5$ , sin rebase y sin limitación de fondo (ver Gómez-Martín y Medina, 2014). En el LPC-UPV se ensayaron mantos bicapa de cubos y Cubípodos y en el INHA se ensayaron mantos monocapa y bicapa de Cubípodos. Los resultados obtenidos (número de estabilidad), para los Cubípodos bicapa, fueron similares en el LPC-UPV y el INHA; esta similitud de resultados justifica que las observaciones de los dos laboratorios puedan utilizarse conjuntamente para describir la estabilidad hidráulica de los mantos bicapa de Cubípodos y poderlos comparar con los bicapa de cubos.

La Figura 2.3 muestra los números de estabilidad observados para los mantos bicapa de cubos y Cubípodos (tronco), en función del peralte del oleaje ( $s_{0p}$ ). Los números de estabilidad de IDa de los cubos y Cubípodos tienen colores blanco (círculos) y verde (triángulos y rombos) respectivamente. Los números de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  se corresponden con los coeficientes de estabilidad recomendados en la Tabla 2.1 ( $K_D=6$  para cubos y  $K_D=28$  para Cubípodos). Los números de estabilidad de IDe de los cubos y Cubípodos tienen colores azul (cuadrados) y rojo (triángulos y rombo) respectivamente. Los márgenes de seguridad son amplios excepto en el rango  $s_{0p}<0.01$  ( $Ir_p>7$ ) en el caso de cubos y  $s_{0p}>0.06$  ( $Ir_p<2.7$ ) en el caso de Cubípodos.

Los números de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  correspondientes a los coeficientes de estabilidad recomendados ( $K_D=6$  para cubos y  $K_D=28$  para Cubípodos) se corresponden con un valor superior al medio en el caso del manto bicapa de cubos ( $SF(IDa50\%)=0.86$ ) y alrededor del medio en el caso del manto bicapa de Cubípodos ( $SF(IDa50\%)=0.99$ ). Para el IDe, el coeficiente de seguridad medio resulta  $SF(IDe50\%)=1.35$  para cubos y  $SF(IDe50\%)=1.40$  para Cubípodos.

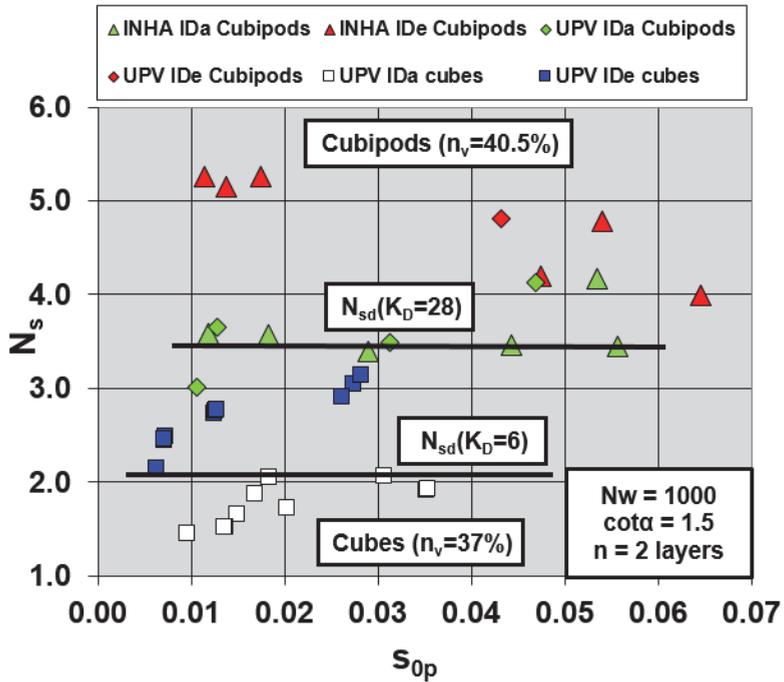


Figura 2.3 Número de estabilidad de IDa e IDe para cubos y Cubípodos bicapa.

La Tabla 2.2 muestra los percentiles 5% y 50% de los coeficientes de seguridad a IDa e IDe de cubos y Cubípodos publicados por Medina and Gómez-Martín (2012) en base a los experimentos señalados y los de otros autores. Especial importancia tiene el SF(IDe5%) ya que se trata de un coeficiente de seguridad que solo tiene un 5% de probabilidad de observar uno menor. Para el manto bicapa de cubos convencional tenemos  $SF(IDe5\%)=1.05$  y para el bicapa de Cubípodos tenemos  $SF(IDe5\%)=1.09$ . Ensayos adicionales realizados con un talud más suave ( $cot\alpha=2.0$ ) confirman la gran estabilidad hidráulica del manto bicapa de Cubípodos (ver Corredor y otros, 2012).

Tabla 2.2 Coeficientes de seguridad. Mantos bicapa de cubos y Cubípodos.

K <sub>D</sub> y coeficientes de seguridad					Inicio de Averías (IDa)		Inicio de Destrucción (IDe)	
Tramo	Pieza	K <sub>D</sub>	n° capas	talud	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)	SF(IDe5%)	SF(IDe50%)
Tronco	Cubo	6.0	2	3/2	0.67	0.86	1.05	1.35
	Cubípodos®	28.0	2	3/2	0.82	0.99	1.09	1.40

Los valores anteriores son los recomendables para mantos bicapa de Cubípodos ya que las porosidades ensayadas y recomendadas son similares y factibles con las directrices de mallas de colocación de Pardo y otros (2014). En el caso de los bloques cúbicos, la densidad de empaquetamiento que suelen tener los modelos de laboratorio es  $\Phi=1.26$ , algo superior al valor recomendado ( $\Phi=1.18$ ) y a los valores que se suelen obtener en la práctica (hasta  $\Phi=1.08$ ). Medina y otros (2015) proporciona factores correctores de la estabilidad del manto bicapa de bloques cúbicos convencional si la porosidad se desvía de la ensayada.

La gran rugosidad ( $\gamma_r=0.44$ ) y homogeneidad del manto (porosidad uniforme) reduce significativamente el remonte, reduce las presiones en el descenso y también las fuerzas de extracción. Cuando el oleaje aumenta de intensidad, se alcanza un límite (IDa) en el que las primeras piezas son extraídas del manto. Los Cubípodos tienen la propiedad de auto-repararse con facilidad, cubriendo los huecos o sellándolos con otras piezas. Si el oleaje sigue aumentando de intensidad, los Cubípodos van saltando del manto y otros (de las zonas superiores) van cubriendo los huecos. Si la intensidad del oleaje sigue aumentando, este proceso continúa hasta que un número muy importante de piezas han caído y se forman huecos en la zona superior donde la capa de filtro es visible y corre riesgo de ser extraída (IDe).

Los ensayos realizados con troncos en curva y troncos con incidencia oblicua, protegidos con manto bicapa de Cubípodos, indican que la estabilidad hidráulica de manto bicapa de Cubípodos señalada en la Tabla 2.2 es correcta, del lado de la seguridad, no habiéndose apreciado ningún caso de reducción significativa de la estabilidad hidráulica. En un tronco en curva u oblicuo, el flujo de energía no es tan grande como en el oleaje frontal de los ensayos 2D; por consiguiente, es razonable considerar que la estabilidad no decrece en estos casos. Los mantos bicapa de Cubípodos para troncos oblicuos y en curva pueden ser más estables que los mantos de troncos con incidencia perpendicular al dique; sin embargo, no es razonable considerar mayor estabilidad en diseños previos por la gran diversidad de casos posibles (ángulo, talud, radio, etc.) y los pocos casos que se han ensayado.

### **2.3 Estabilidad hidráulica del tronco monocapa de Cubípodos ( $K_D=12$ )**

La estabilidad hidráulica del manto monocapa de Cubípodos se ha comprobado en diferentes ensayos, entre los que cabe destacar los ensayos del INHA dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2009). En dos laboratorios se ensayaron modelos 2D similares, talud  $\cot\alpha=1.5$ , sin rebase y sin limitación de fondo (ver Gómez-Martín y Medina, 2015). En el LPC-UPV se ensayaron mantos bicapa de cubos y Cubípodos y en el INHA se ensayaron mantos monocapa y bicapa de Cubípodos. Los resultados obtenidos (número de estabilidad), para los Cubípodos bicapa, fueron similares en el LPC-UPV y el INHA; esta similitud de resultados justifica que las observaciones de los dos laboratorios puedan utilizarse conjuntamente para describir la estabilidad hidráulica de los

mantos monocapa de Cubípodos y poderlos comparar la de los mantos bicapa de cubos.

La Figura 2.4 muestra los números de estabilidad observados para los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos (tronco), en función del peralte del oleaje ( $s_{0p}$ ). Los números de estabilidad de IDa de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos tienen colores blanco y verde respectivamente. Los números de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  correspondientes a los coeficientes de estabilidad recomendados en la Tabla 2.1 ( $K_D=12$  para Cubípodos monocapa y  $K_D=28$  para Cubípodos bicapa) se corresponden con un valor muy inferior al mínimo en el caso de monocapa y alrededor del medio en el caso del bicapa. Los números de estabilidad de IDe de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos tienen colores negro y rojo respectivamente. Los márgenes de seguridad son muy amplios en el caso del manto monocapa de Cubípodos en concordancia con la menor regularidad en la respuesta y la función de fallo más rígida que presentan.

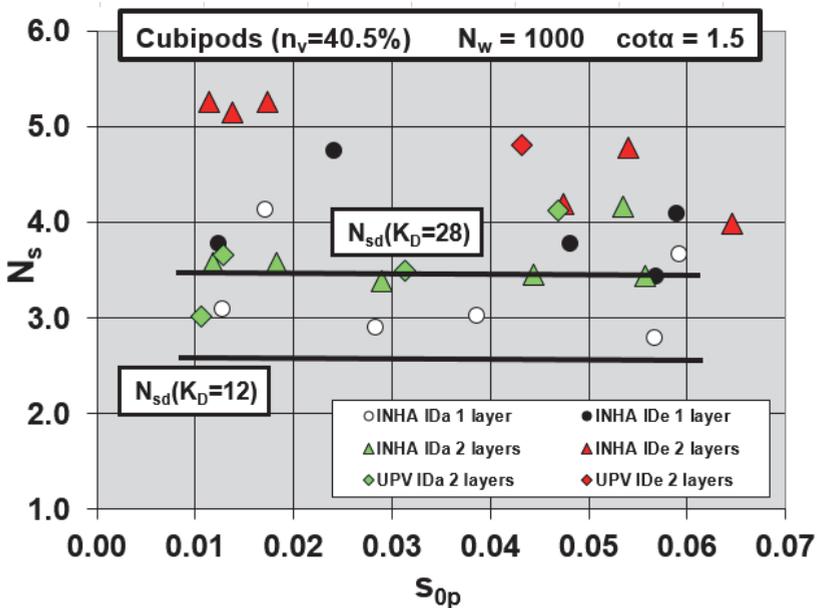


Figura 2.4 Números de estabilidad de IDa e IDe para mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en tronco.

Para el IDa, los números de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  correspondientes a los coeficientes de estabilidad recomendados ( $K_D=12$  para monocapa y  $K_D=28$  para bicapa de Cubípodos) se corresponden con un valor muy inferior al medio en el caso del manto monocapa de Cubípodos ( $SF(IDa50\%)=1.27$ ) y alrededor del medio en el caso del manto bicapa de Cubípodos ( $SF(IDa50\%)=0.99$ ). Para el IDe, el coeficiente de seguridad medio resulta  $SF(IDe50\%)=1.64$  para el manto monocapa y  $SF(IDe50\%)=1.40$  para el manto bicapa de Cubípodos.

La Tabla 2.3 muestra los percentiles 5% y 50% de los coeficientes de seguridad a IDa e IDe de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos publicados por Medina and Gómez-Martín (2012). Especial importancia tiene el SF(IDe5%) ya que se trata de un coeficiente de seguridad que tiene un 95% de probabilidad de ser superado. Para el manto monocapa de Cubípodos tenemos SF(IDe5%)=1.31 y para el manto bicapa de Cubípodos tenemos SF(IDe5%)=1.09. En el caso de mantos monocapa de Cubípodos de talud  $\cot\alpha=2.0$ , los ensayos realizados confirman la estabilidad hidráulica señalada.

**Tabla 2.3 Coeficientes de seguridad a IDa e IDe (percentiles 5% y 50%) para mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en tronco.**

K <sub>D</sub> y coeficientes de seguridad					Inicio de Averías (IDa)		Inicio de Destrucción (IDe)	
Tramo	Pieza	K <sub>D</sub>	n° capas	talud	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)	SF(IDe5%)	SF(IDe50%)
Tronco	Cubo	6.0	2	3/2	0.67	0.86	1.05	1.35
	Cubípodo®	28.0	2	3/2	0.82	0.99	1.09	1.40
	Cubípodo®	12.0	1	3/2	1.06	1.27	1.31	1.64

El diseño geométrico del Cubípodo® facilita la colocación aleatoria de las piezas de forma homogénea. Los Cubípodos tienden a reordenarse sobre el talud con una porosidad mínima elevada que impide una compactación heterogénea significativa y permite la construcción en una sola capa. El manto monocapa de Cubípodos tiene una rugosidad considerable ( $\gamma_f=0.46$ ) y una gran homogeneidad (porosidad uniforme). Cuando el oleaje aumenta de intensidad, los Cubípodos tienden a moverse ligeramente readaptándose en el talud. Cuando se alcanza el límite IDa, las primeras piezas son extraídas del manto. Los Cubípodos tienen la propiedad de auto-repararse con facilidad, cubriendo los huecos o sellando el hueco con varias piezas. Si el oleaje sigue aumentando de intensidad, los Cubípodos van saltando del manto y otros (de las zonas superiores) van cubriendo los huecos. Si las extracciones son aisladas, el manto sigue resistiendo. Si la intensidad del oleaje sigue aumentando, este proceso continúa hasta que un número muy importante de piezas saltan de la misma zona y se forman huecos (en la zona superior del manto) donde la capa de filtro es visible y corre riesgo de ser extraída (IDe).

Los ensayos realizados con mantos monocapa de Cubípodos, protegiendo troncos curvos y troncos oblicuos, indican que la estabilidad hidráulica de manto monocapa de Cubípodos señalada en la Tabla 2.3 es correcta, del lado de la seguridad, no habiéndose apreciado ningún caso de reducción significativa de la estabilidad hidráulica. En un tronco en curva u oblicuo, el flujo de energía no es tan grande como en el oleaje frontal de los ensayos 2D; por consiguiente, es razonable considerar que la estabilidad no decrece en estos casos. Los mantos monocapa de Cubípodos para troncos oblicuos y en curva pueden ser más estables que los mantos de troncos con incidencia perpendicular al dique; sin embargo, no es razonable considerar mayor estabilidad en diseños previos

por la gran diversidad de casos posibles (ángulo, talud, radio, etc.) y los pocos casos diferentes que han sido ensayados.

#### 2.4. Estabilidad hidráulica del morro bicapa de Cubípodos ( $K_D=7$ )

La estabilidad hidráulica del morro protegido con un manto bicapa de Cubípodos se ha comprobado en diferentes ensayos, entre los que cabe destacar los ensayos 3D del GIOC-IH Cantabria y AAU, dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2009). En dos laboratorios distintos se ensayaron modelos 3D similares de morros con mantos bicapa de cubos y Cubípodos, talud  $\cot\alpha=1.5$ , sin rebase y sin limitación de fondo. En el GIOC-IH Cantabria (ver Lomónaco y otros, 2009) se ensayaron con oleaje unidireccional irregular (crestas largas) y en AAU (ver Burcharth y otros, 2010) con oleaje unidireccional y direccional (crestas largas y cortas). La estabilidad hidráulica de los morros (IDA e IDE) observada en los dos laboratorios resultó similar, lo que indica que la direccionalidad del oleaje no afecta significativamente la estabilidad hidráulica de los morros protegidos con manto bicapa de Cubípodos. La Figura 2.5 muestra los modelos 3D de morros protegidos con manto bicapa de Cubípodos ensayados en GIOC-IH Cantabria y AAU.



Figura 2.5 Modelos 3D de morros protegidos con bicapa de Cubípodos.

Al ensayar morros protegidos con mantos bicapa de cubos y Cubípodos en cada laboratorio, se pudo comparar de manera fiable la estabilidad hidráulica de los morros con mantos bicapa de Cubípodos y poderlos comparar con los mantos bicapa de cubos de características similares (radios, número de Iribarren, etc.). En los dos casos (crestas cortas y largas), el manto bicapa de Cubípodos en morro ha mostrado mayor estabilidad hidráulica que el manto bicapa de cubos en el mismo morro, lo que se traduce en un coeficientes de estabilidad ( $K_D[\text{Cubípodos}]=7.0$ ) un 40% superior al del bloque cúbico convencional ( $K_D[\text{cubo}]=5.0$ ). Respecto del manto bicapa de cubos convencional, la mayor estabilidad hidráulica en morro permite reducir al 70% ( $5/7$ ) el peso de las piezas del morro, pero no tanto como la reducción de peso en el tronco que llega al 22% ( $6/28$ ).

Además de la mayor estabilidad hidráulica observada del Cubípodo® en morro (en los ensayos físicos 3D), es necesario tener presente que el morro es un tramo de obra cuya construcción es más compleja que en el tronco, pudiendo haber una notable diferencia entre la colocación óptima de laboratorio (a mano, en seco y con visión perfecta) y la real en el mar (ciega bajo el agua con grúa y pinzas de presión). Esta diferencia puede ser especialmente relevante en el caso de los bloques cúbicos que tienen tendencia al adoquinamiento y la compactación heterogénea, reduciendo la porosidad en la zona inferior y aumentar la porosidad de la zona superior. En el caso del morro de Cubípodos, la tendencia al auto-posicionamiento de las piezas permite reducir las diferencias entre lo construido en el laboratorio y la realidad a escala prototipo (menores efectos de modelo).

La Figura 2.6 muestra los números de estabilidad observados para los mantos bicapa de cubos y Cubípodos en morro, en función del peralte del oleaje ( $s_{op}$ ). Los números de estabilidad de IDa de los mantos bicapa de cubos y Cubípodos en morro tienen colores blanco (cuadrados) y verde (triángulos) respectivamente; el borde marcado señala los casos con oleaje unidireccional para distinguirlos de los sometidos a oleaje direccional (borde sin marcar). Los números de estabilidad de diseño  $N_{sd}$  correspondientes a los coeficientes de estabilidad recomendados ( $K_D=5$  para cubos y  $K_D=7$  para Cubípodos) se corresponden con un valor inferior al medio en el caso de cubos y muy inferior al medio en el caso de Cubípodos;  $SF(IDa50\%)= 1.13$  y  $1.18$  respectivamente (ver Tabla 2.4 de Medina y Gómez-Martín, 2012).

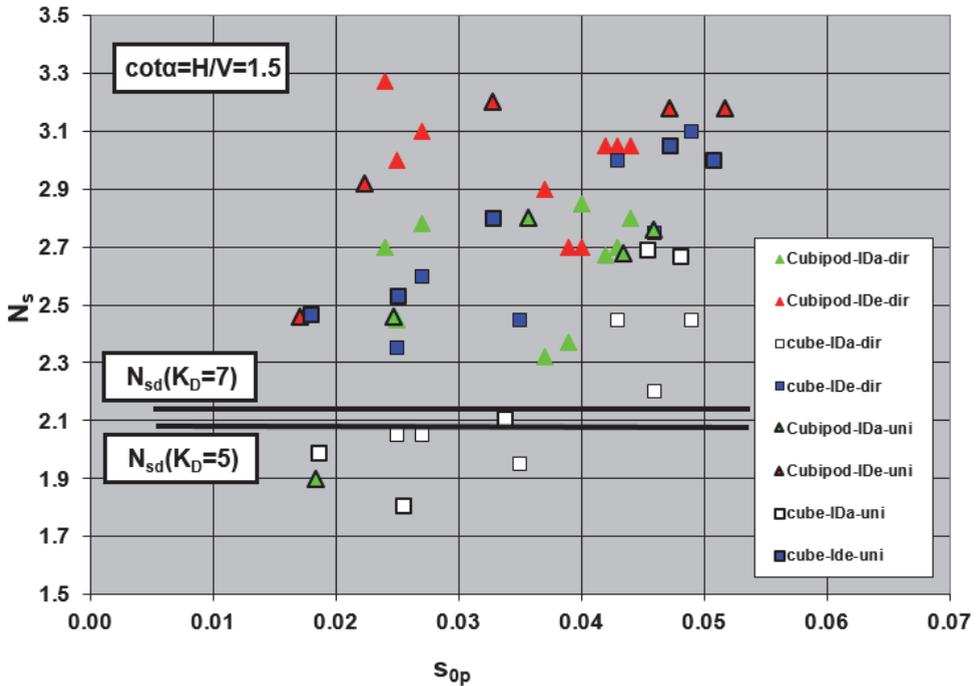


Figura 2.6 Ns (IDA) y Ns(IDE) de los morros bicapa de cubos y Cubípodos.

En la Figura 2.6, los números de estabilidad de IDE de los morros bicapa de cubos y Cubípodos tienen colores azul (cuadrados) y rojo (triángulos) respectivamente. Los márgenes de seguridad son amplios en los dos casos, con  $SF(IDE5\%)=1.17$  para cubos y  $SF(IDE5\%)=1.19$  para Cubípodos. Es necesario señalar que los márgenes de seguridad pueden ser menores de lo señalado para oleaje con peraltes bajos ( $s_{op}<0.02$ ,  $I_r > 5$ ) y mayores para oleaje con peraltes altos ( $s_{op}>0.05$ ,  $I_r < 3.5$ ) y los radios de curvatura de los morros y la porosidad real de colocación de cubos pueden afectar significativamente la estabilidad hidráulica del morro.

Tabla 2.4 Coeficientes de seguridad. Mantos bicapa de cubos y Cubípodos en tronco y morro.

K <sub>D</sub> y coeficientes de seguridad					Inicio de Averías (IDA)		Inicio de Destrucción (IDE)	
Tramo	Pieza	K <sub>D</sub>	n° capas	talud	SF(IDA5%)	SF(IDA50%)	SF(IDE5%)	SF(IDE50%)
Tronco	Cubo	6.0	2	3/2	0.67	0.86	1.05	1.35
	Cubípodos®	28.0	2	3/2	0.82	0.99	1.09	1.40
Morro	Cubo	5.0	2	3/2	0.88	1.13	1.17	1.40
	Cubípodos®	7.0	2	3/2	0.99	1.18	1.19	1.36

## 2.5. Estabilidad hidráulica del morro monocapa de Cubípodos ( $K_D=5$ )

La estabilidad hidráulica del morro protegido con un manto monocapa de Cubípodos se ha comprobado en diferentes ensayos, entre los que cabe destacar los ensayos 3D realizados en UDC e IH Cantabria, dentro del Proyecto MMONOCAPA (2013-2015). En los dos laboratorios se ensayaron modelos 3D similares de doble morro con mantos monocapa de Cubípodos de diferentes radios y peraltes de oleaje, talud cota=1.5, sin rebase y sin limitación de fondo. En UDC se ensayaron los morros con oleaje unidireccional irregular perpendicular al dique ( $\theta=0^\circ$  y crestas largas) y en IH Cantabria con oleaje unidireccional y direccional (crestas largas y cortas), incidencia perpendicular y oblicua ( $\theta=0^\circ$  y  $22^\circ$ ). La estabilidad hidráulica de los morros (IDa e IDE) observada en los dos laboratorios resultó similar, lo que indica que una cierta oblicuidad y direccionalidad del oleaje no afecta significativamente la estabilidad hidráulica de los morros protegidos con manto monocapa de Cubípodos. La Figura 2.7 muestra un modelo 3D de doble morro protegido con manto monocapa de Cubípodos, ensayado en UDC, y la planta de los modelos ensayados en UDC e IH Cantabria.

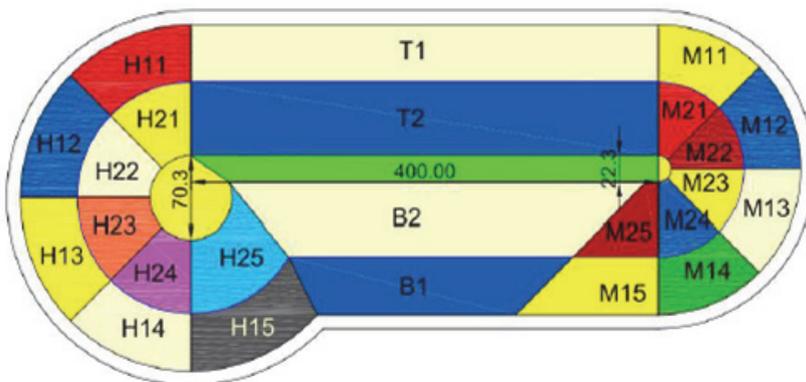


Figura 2.7 Modelo 3D de doble morro protegido con monocapa de Cubípodos.

Al ensayar modelos similares con mantos monocapa de Cubípodos en dos laboratorios, se pudo comparar de manera fiable la estabilidad hidráulica de los morros con mantos monocapa de Cubípodos con diferentes características (radios, número de Iribarren, etc.), sin rebase y sin rotura por fondo. En los dos casos (crestas cortas y largas), el manto monocapa de Cubípodos en morro ha mostrado menor estabilidad hidráulica que el manto bicapa de Cubípodos a IDe, lo que se traduce en un coeficiente de estabilidad ( $K_D[\text{Cubípodos}^\circledast \text{ monocapa}] = 5.0$ ) un 30% inferior al bicapa de Cubípodos ( $K_D[\text{Cubípodos}^\circledast \text{ bicapa}] = 7.0$ ). La estabilidad hidráulica del morro monocapa de Cubípodos a IDa suele ser algo superior a la del morro bicapa de Cubípodos a IDa (es más estable la primera capa de Cubípodos sobre escollera de menor tamaño que la segunda sobre Cubípodos del mismo tamaño). La función de fallo del manto monocapa de Cubípodos es más rígida que la del manto bicapa de Cubípodos. Como regla general, el morro monocapa de Cubípodos tiene un  $N_s(\text{IDe})$  que suele ser entre un 10% y 15% superior a  $N_s(\text{IDa})$ , una respuesta menos tenaz que la mostrada por el morro bicapa de Cubípodos.

Respecto del morro bicapa de cubos convencional, el morro monocapa de Cubípodos suele tener mayor estabilidad hidráulica a IDe y mucha mayor estabilidad hidráulica a IDa; sin embargo, en fases preliminares de diseño de morros se aconseja utilizar el mismo peso ( $K_D = 5.0$ ) ya que los mantos monocapa exigen márgenes de seguridad mayores y son varias las características de los morros que afectan la estabilidad del manto (radio, peralte del oleaje, etc.). Es necesario tener presente que el morro es un tramo de obra cuya construcción es más compleja que en el tronco, pudiendo haber diferencias apreciables entre la colocación óptima de laboratorio (a mano, en seco y con visión perfecta) y la real en el mar (ciega bajo el agua con grúa y pinzas de presión). Esta diferencia puede ser especialmente relevante en el caso de los mantos monocapa ya que un error grave de colocación puede dejar desprotegido el morro. En el caso del morro de Cubípodos, la tendencia al auto-posicionamiento de las piezas permite reducir las diferencias entre lo construido en el laboratorio y la realidad a escala prototipo (menores efectos de modelo); sin embargo, la colocación de Cubípodos en el morro monocapa debe cuidarse más que en el caso de morro bicapa.

La Figura 2.8 muestra los números de estabilidad de IDe de los morros monocapa de Cubípodos para oleajes con diferentes direcciones y dispersiones angulares. Es necesario tener presente que los márgenes de seguridad pueden ser menores para oleaje con peraltes bajos y mayores para oleaje con peraltes altos. Además, los radios de curvatura de los morros y la porosidad real de colocación de piezas pueden afectar significativamente la estabilidad hidráulica del morro. Se ha podido observar en diferentes ensayos que, si el dique es perpendicular a la costa ( $\theta = 90^\circ$ ), el morro tienen una estabilidad hidráulica muy superior a lo observado con oleaje perpendicular a la estructura ( $0^\circ \leq \theta \leq 22^\circ$ ).

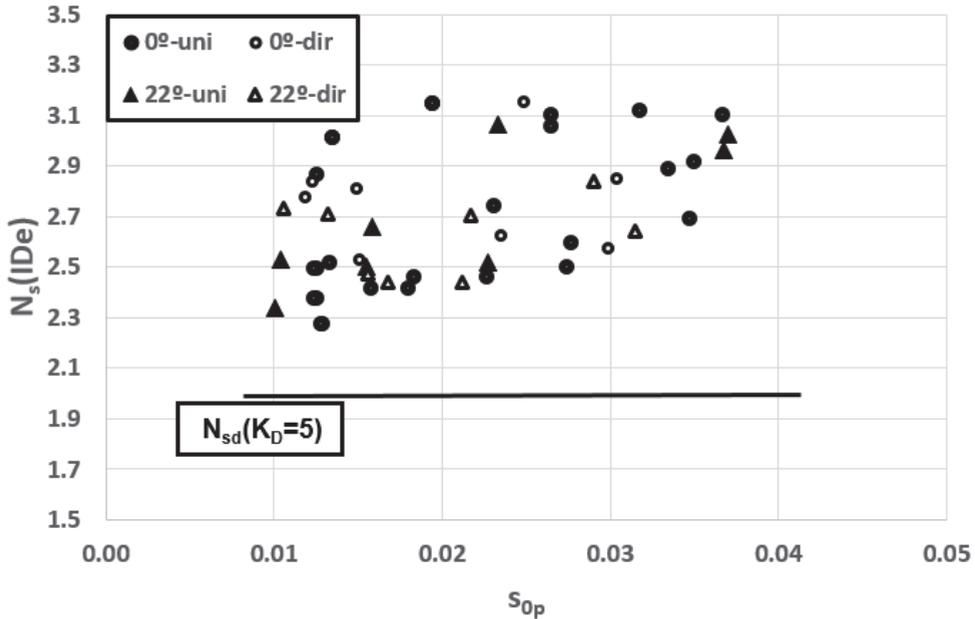
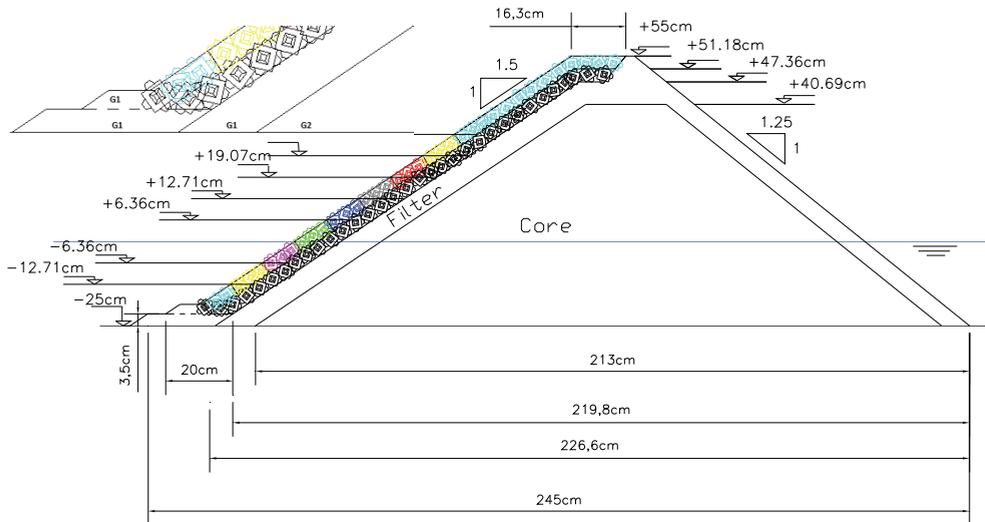


Figura 2.8 Número de estabilidad de IDe para morros monocapa de Cubípodos.

## 2.6. Mantos de Cubípodos con oleaje limitado por fondo

La estabilidad hidráulica en tronco de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos con oleaje limitado por fondo se ha comprobado en diferentes ensayos. Cabe destacar los ensayos específicos a rotura por fondo realizados en la UPV dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2009). Con un mismo núcleo y capas de filtro, se ensayaron modelos 2D, con talud  $\cot\alpha=1.5$  no rebasables, protegidos con mantos monocapa y bicapa de Cubípodos con berma de pie y bicapa de Cubípodos sin berma de pie. A diferencia de los ensayos físicos de estabilidad hidráulica convencionales, en este caso el objetivo era encontrar la situación de mínima estabilidad con oleaje limitado por fondo (horizontal  $\beta=0^\circ$ ). La escala de referencia era E: 1/50 y se buscaba un tamaño de pieza para un manto que fuera “indestructible” a una profundidad dada. Dado que, en condiciones de rotura por fondo, la máxima altura de ola que ataca el dique depende del periodo (T), la profundidad a pie de dique ( $h_s$ ) y la pendiente de fondo ( $\beta=0^\circ$  en este caso), la peor de las situaciones se produce cuando se lanzan, para una profundidad dada ( $h_s[m]=15.0, 17.5, 19$ , etc. a escala prototipo), trenes de olas regulares cubriendo un rango de periodos amplio ( $6 < T_m[s] < 18$  a escala prototipo) con intensidad creciente.



**Figura 2.9** Detalle de la berma de pie y la sección completa del modelo 2D con manto bicapa de Cubípodos, ensayado con oleaje a rotura por fondo.

La Figura 2.9 muestra la sección bicapa de Cubípodos con berma de pie y un detalle de la berma de pie. Con un único tamaño de Cubípodos® ( $W[t]=16$  a escala prototipo), a cada profundidad se alcanzaba un nivel de averías máximo después de cubrir todo el rango de periodos (de menor a mayor) con altura de ola crecientes. Dada una profundidad y periodo, la altura máxima de ataque al dique crecía con la altura de ola generada en pala (profundidad mayor que en la zona de modelo) hasta llegar a un máximo para luego disminuir (efecto de rotura por fondo). Se lanzaban así trenes regulares de 50 olas para todo el rango de periodo señalado ( $6 < T_m[s] < 18$  a escala prototipo) y todas las alturas de ola que podían producir algún daño a la estructura. Se midieron los daños adimensionales equivalentes ( $D_e$ ) en el manto, según la metodología de la malla virtual (ver Gómez-Martín y Medina, 2014), para cada profundidad como el daño máximo que cualquier combinación de temporales (oleaje irregular) pudiera ocasionar. Se pudo comprobar que los trenes de oleaje irregular, cualquiera que fuese su intensidad, generaban alturas de ola máximas y daños mucho menores que los regulares lanzados (diseño del lado de la seguridad).

La Figura 2.10 muestra los daños acumulados obtenidos para cada profundidad en tres mantos distintos: (1) manto bicapa de Cubípodos sin berma de pie (C2), (2) manto bicapa de Cubípodos con berma de pie (C2b) y (3) manto monocapa de Cubípodos con berma de pie (C1b). Dado que hay una relación directa entre la profundidad y la altura de ola de cálculo normalizada, es posible determinar funciones adimensionales de estabilidad hidráulica. La función de fallo o curva de averías observada resulta

$$D_e = 10^{-4} \left( \frac{h}{\Delta D_n} \right)^5 \quad 2.3$$

donde  $D_e$  es el daño adimensional equivalente,  $h=h_s$  la profundidad (fondo horizontal  $\beta=0\%$ ),  $\Delta$  es la densidad relativa sumergida de las piezas y  $D_n$  es el lado de cubo equivalente.

Teniendo en cuenta que la iniciación de averías (IDa) se corresponde con los niveles de daño adimensional  $1.0 < D_e < 2.0$ , digamos  $D_e=1.6$ , puede fijarse en  $h_s=7.0(\Delta D_n)$  la profundidad que garantiza que el manto de Cubípodos no llegará al IDa tanto en Cubípodos monocapa como en bicapa. Además, los ensayos indican que este valor tiene un considerable margen de seguridad a IDE; tomando un coeficiente de seguridad a IDE de 1.15 para mantos bicapa y 1.30 para mantos monocapa, se tendrían los siguientes valores:  $h_s < 7.0(\Delta D_n)$  para mantos bicapa de Cubípodos y  $h_s < 6.2(\Delta D_n)$  para mantos monocapa de Cubípodos.

Las máximas alturas de ola medidas en la zona de modelo solo alcanzaron el 60% de la profundidad a pie de dique ( $H_{\max}/h_s \approx 0.60$  con fondo horizontal). Para fondo con pendiente suave  $\beta > 0$ , puede utilizarse un criterio similar al de Goda (2000) y definir la profundidad de cálculo a una distancia de tres veces la profundidad a pie de dique ( $h_s$ ); es decir:  $h=h_s(1+3 \tan\beta)$ . Esta aproximación se ha comprobado que es válida para pendiente suave ( $\tan\beta=2\%$ ); para pendientes fuertes ( $\tan\beta=10\%$ ) en las que el diseño de la berma de pie tiene un papel relevante en la estabilidad del manto, hay que estudiar la berma de pie y el manto en su conjunto, siendo muy recomendable verificar la estabilidad del manto y berma con un ensayo físico a escala reducida.

La Figura 2.11 muestra la profundidad a pie de dique ( $h_s$ ) y la profundidad de cálculo para diseñar a rotura por fondo  $h=h_s(1+3 \tan\beta)$ . Una vez determinada la profundidad de cálculo ( $h$ ), el tamaño de los Cubípodos para diseñar mantos estables (talud cota=1.5) a rotura por fondo (cualquier clima marítimo) es:

**Mantos bicapa de Cubípodos:**  $D_n > h/7.0\Delta = h_s(1+3 \tan\beta)/(7.0\Delta)$

**Mantos monocapa de Cubípodos:**  $D_n > h/6.2\Delta = h_s(1+3 \tan\beta)/(6.2\Delta)$

Si el fondo es erosionable (arena), será necesario proteger contra la socavación y estimar la socavación (aumento de la profundidad) a medio y largo plazo para aumentar, en su caso, la profundidad de cálculo.

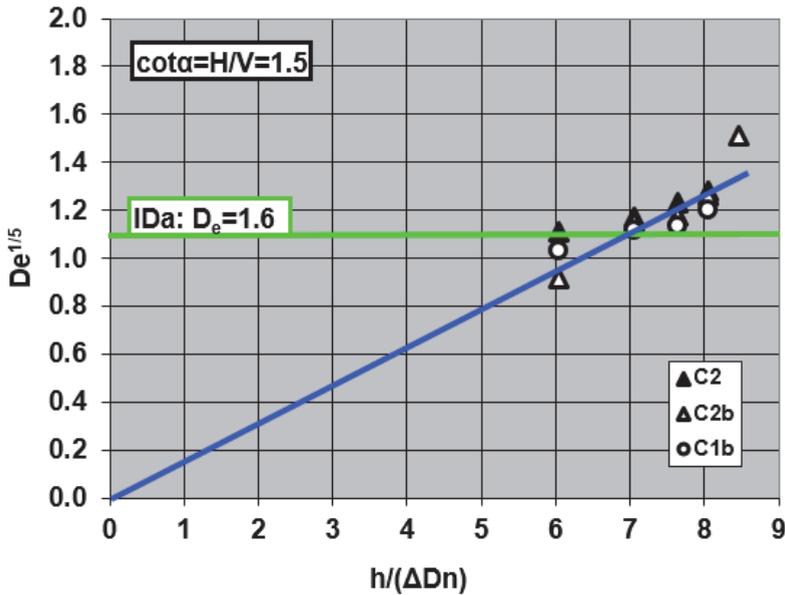


Figura 2.10 Daño equivalente  $D_e$  en función de la profundidad relativa.

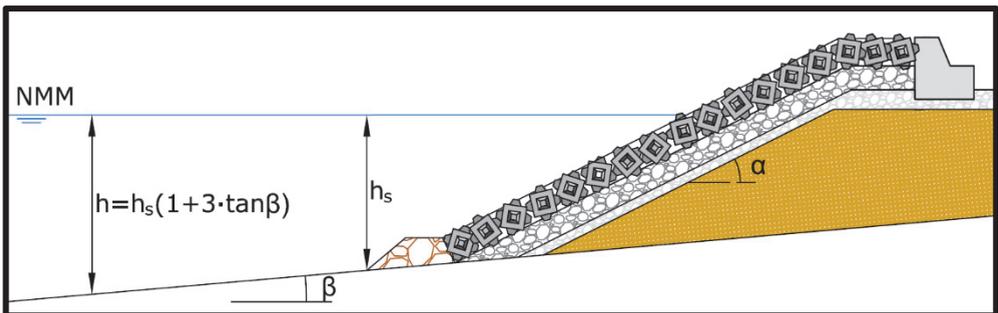


Figura 2.11 Variables geométricas a considerar en el diseño a rotura por fondo.

**Ejemplo:** Se diseña un dique de Cubípodos a rotura por fondo no erosionable con profundidad a pie de dique  $h_s[m]=10.0$ , carrera de marea  $\Delta h[m]=2.5$  y pendiente de fondo  $\tan\beta=3\%$ . La densidad del hormigón y agua de mar es  $\rho_r=2.350 \text{ t/m}^3$  y  $\rho_f=1.025 \text{ t/m}^3$ , respectivamente.

Para proteger con manto bicapa de Cubípodos (talud  $\cot\alpha=1.5$ ) tenemos:

$$D_n[m] > h_s[m](1 + 3 \tan\beta)/(7.0\Delta) = (10.0 + 2.5)(1 + 0.09)/(7.0 \cdot ((2.350/1.025) - 1)) = 1.38$$

$$W[t] > 2.35 \cdot 1.38^3 = 6.2$$

Para proteger con manto monocapa de Cubípodos (talud  $\cot\alpha=1.5$ ) tenemos:

$$D_n[m] > h_s[m](1+3 \tan\beta)/(6.2\Delta) = (10.0+2.5)(1+0.09)/(6.2\cdot((2.350/1.025)-1))=1.56$$

$$W[t] > 2.35 \cdot 1.56^3 = 8.9$$

El dique puede diseñarse con un manto monocapa de Cubípodos de 9t (3.8 m<sup>3</sup>) o manto bicapa de Cubípodos de 6.5t (2.7 m<sup>3</sup>)

Estos mantos son estables (daños en el manto inferiores al IDa) frente al cualquier oleaje ( $H_s$  y  $T_p$ ) y cualquier nivel de marea igual o inferior al máximo ( $\Delta h[m] \leq 2.5$ ). Frente al IDe, el manto bicapa tiene un coeficiente de seguridad de 1.15 y el manto monocapa 1.30.

# Capítulo 3

## Rebase y fuerzas sobre el espaldón

### 3.1. Introducción

Para un temporal dado, el remonte y rebase de un dique en talud depende de la rugosidad del manto (espesor, porosidad y geometría de la pieza), de la permeabilidad del núcleo y de las capas de filtro, entre otros factores. Atendiendo al manto principal, una mayor rugosidad (menor factor de rugosidad  $\gamma_f$ ) reducirá el rebase y permitirá rebajar la cota de coronación del dique, reduciendo costes y presiones sobre el espaldón. Para estudiar la rugosidad de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos, con el mismo núcleo, filtro y cota de espaldón variable, se realizaron ensayos físicos 2D de mantos bicapa de cubos convencionales y mantos monocapa y bicapa de Cubípodos. Se buscaba la obtención de factores de rugosidad para los tres tipos de mantos minimizando los efectos de modelo.

Para estimar los caudales de rebase correspondientes a los mantos de bloques cúbicos y Cubípodos, durante el Proyecto CUBIPOD (2007-2009) se realizaron ensayos 2D de remonte y rebase en el canal de ensayos de la UPV. Se estudiaron mantos bicapa convencionales de bloques cúbicos y mantos monocapa y bicapa de Cubípodos, con talud  $\cot\alpha=1.5$  y oleaje sin limitación de fondo. La metodología fue similar a la del proyecto europeo CLASH descrita por Medina y otros (2002).

La Figura 3.1 muestra la sección estudiada correspondiente a una escala de referencia 1/100 para grandes diques del Cantábrico y 1/50 para grandes diques del Mediterráneo. De acuerdo con Smolka y otros (2009) y Medina y otros (2010), el rebase resultó no

significativo ( $Q < 10^{-7}$ ) para valores altos del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0} > 2.6$ ) y para valores inferiores de francobordo se obtuvo la Ecuación 3.1.

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times Ir_p - 3.27 \times \frac{A_c}{R_c} - \frac{2.16}{\gamma_f} \times \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad 3.1$$

Donde  $Q$  es el caudal adimensional de rebase,  $R_c/H_{m0}$  es el francobordo adimensional,  $q$  [ $m^3/s/m$ ] es el caudal unitario de rebase,  $H_{m0}$  es la altura de ola significativa,  $Ir_p = (2T_p/3)/(2\pi H_{m0}/g)^{0.5}$  es el número de Iribarren utilizando  $H_{m0}$  y el periodo de pico ( $T_p = 1/f_p$ ),  $R_c$  y  $A_c$  son las cotas de coronación del espaldón y el manto. En la Ecuación 3.1,  $\gamma_f = 0.50$  para manto de cubos bicapa,  $\gamma_f = 0.46$  para Cubípodos monocapa y  $\gamma_f = 0.44$  para Cubípodos bicapa. La Ecuación 3.1 es válida en el rango  $0.70 < A_c/R_c < 1.00$  (manto bicapa de cubos),  $0.40 < A_c/R_c < 0.65$  (manto monocapa de Cubípodos),  $0.58 < A_c/R_c < 0.80$  (manto bicapa de Cubípodos) y  $10^{-6} < Q < 10^{-3}$ .

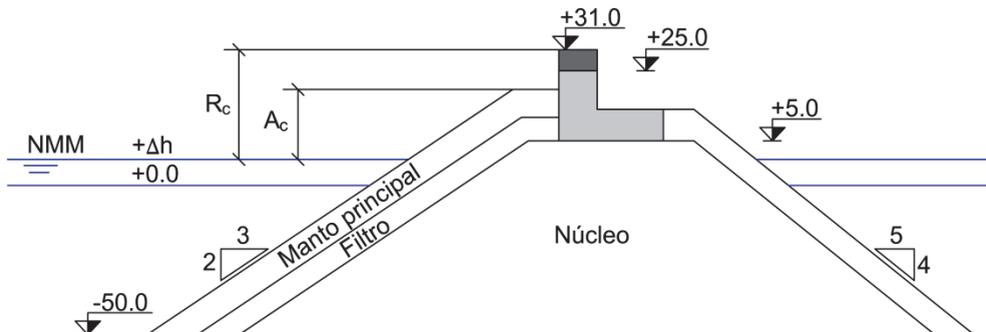


Figura 3.1 Sección del modelo para los ensayos 2D de rebase (cotas en cm).

Se acepta (ver Bruce y otros, 2009) que el factor de rugosidad,  $\gamma_f$ , depende del tipo de pieza, su colocación y número de capas. Recientemente, Molines and Medina (2015) han señalado que  $\gamma_f$  depende también de la formula o predictor de rebase utilizado. Para un mismo oleaje, talud del manto y cotas de la estructura, los factores de rugosidad mayores producen mayores caudales de rebase y Molines y Medina (2015) determinan los factores de rugosidad apropiados para diferentes tipos de ecuaciones, válidas en diferentes rangos de aplicación.

Respecto del manto bicapa de cubos convencional, los mantos de Cubípodos reducen significativamente los caudales de rebase, pudiéndose rebajar la cota de coronación y el tamaño del espaldón, manteniendo los caudales de rebase de proyecto.

En los ensayos de rebase descritos anteriormente se utilizaron diferentes espaldones, midiéndose presiones y subpresiones para estudiar su estabilidad. Las fórmulas publicadas por Molines (2011) sirven para estimar la fuerza horizontal máxima ( $F_h$ ) y la fuerza vertical máxima correspondiente a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima ( $F_v(F_h)$ ). Estas acciones, aunque separadas en el tiempo, se ha considerado que se dan en el mismo instante (supuesto del lado de la seguridad). Las fuerzas horizontal ( $F_h$ ) y vertical ( $F_v(F_h)$ ) máximas son utilizadas por Molines (2011) para el cálculo de la estabilidad del espaldón (deslizamiento es el modo de fallo más común). Para saber si el diseño con  $F_h$  y  $F_v(F_h)$  es correcto, Molines (2011) analizó estadísticamente el comportamiento del espaldón frente al modo de fallo deslizamiento con los estimadores  $F_h$  y  $F_v(F_h)$ . Las fórmulas de Molines (2011) utilizan el factor de rugosidad asociado al manto que se usa también para estimar el rebase ya que este factor está relacionado con el remonte virtual sobre el talud que condiciona las presiones sobre el espaldón.

En los ensayos experimentales descritos por Smolka y otros (2009), también se realizaron ensayos de remonte (rebase nulo y baja cota de espaldón) con observaciones visuales e instrumentales (sensores “step gauge”). Las observaciones visuales son muy fáciles de obtener pero suelen proporcionar remonte superiores a los instrumentales. La Figura 3.2 muestra los remonte visuales ( $R_{uv}$ ) relativos a la altura de ola incidente medida en zona de modelo ( $H_{inc}$ ) obtenidos para los mantos bicapa de cubos y Cubípodos y los mantos monocapa de Cubípodos. En los mantos de Cubípodos se observaron remonte claramente inferiores a los de bloques cúbicos, en concordancia con los factores de rugosidad obtenidos en los ensayos de rebase. Los mantos de Cubípodos tiene mayor rugosidad que los mantos bicapa de cubos convencionales, el remonte es menor, el rebase es menor y las fuerzas sobre el espaldón son también significativamente menores.

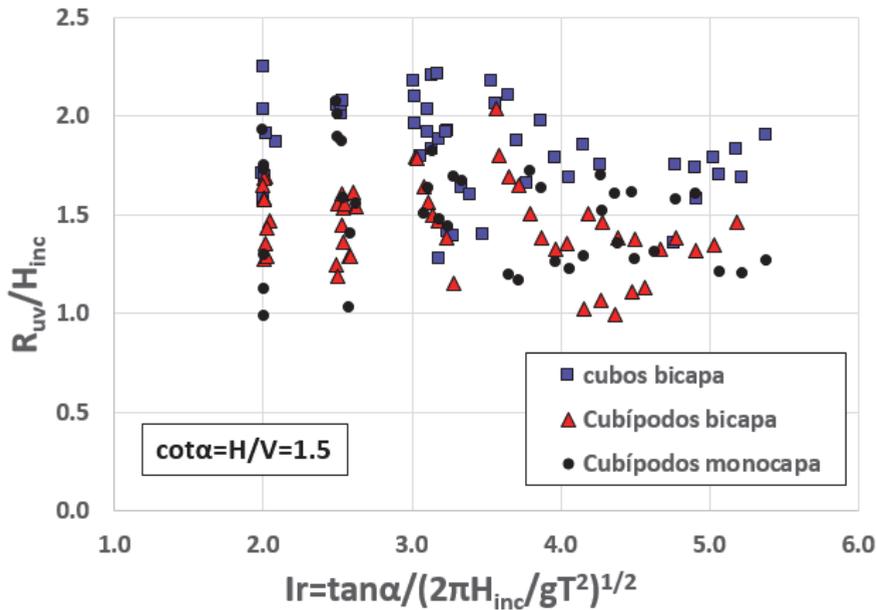


Figura 3.2 Remonte visual adimensional  $R_{uv}/H_{inc}$  observado (oleaje regular).

### 3.2. Rebase sobre diques con manto bicapa de Cubípodos ( $\gamma_f=0.44$ )

El rebase de un dique en talud depende de la rugosidad del manto y otros factores (permeabilidad del núcleo, etc.), siendo el factor de rugosidad del manto ( $\gamma_f$ ) el parámetro de caracterización del manto más importante (ver EurOtop Manual, 2007). Una rugosidad del manto mayor (menor  $\gamma_f$ ) reduce el rebase y permite rebajar la cota de coronación del dique, reduciendo los costes y el consumo de materiales, así como el impacto visual del dique.

Durante el Proyecto CUBIPOD (2007-2009) se realizaron ensayos 2D de remonte y rebase en el canal de ensayos de la UPV correspondientes a troncos de mantos de bloques cúbicos y Cubípodos. Se estudiaron mantos bicapa convencionales de bloques cúbicos y mantos bicapa de Cubípodos, con talud  $\cot\alpha=1.5$  y oleaje sin limitación de fondo. Dado que el manto bicapa de cubos convencional, con colocación aleatoria, es un caso bien estudiado en la literatura científica (ver Bruce y otros, 2009), al utilizar el mismo núcleo, espaldón y capa de filtro, los efectos de modelo se minimizan y los factores de rugosidad obtenidos pueden compararse con otras piezas. El factor de rugosidad  $\gamma_f=0.44$  obtenido para el manto bicapa de Cubípodos en estos experimentos y fórmula de Smolka y otros (2009) resulta ser el 88% del factor de rugosidad  $\gamma_f=0.50$  obtenido para el manto bicapa de bloques cúbicos. Si cambia la fórmula o cambia la base de datos experimentales (ver Molines y Medina, 2015), los factores de rugosidad pueden cambiar en términos absolutos pero poco en términos relativos. Por ejemplo,

usando la red neuronal de CLASH y la base de datos de CLASH referida a diques en talud convencionales protegidos con diferentes tipos de mantos, Molines y Medina (2015) encontraron que los factores de rugosidad óptimos son  $\gamma_f=0.53$  y  $0.45$  para bicapa de cubos y Cubípodos respectivamente; los factores de rugosidad cambian ligeramente pero el cambio relativo es muy pequeño (del 88% al 85%).

La Figura 3.3 muestra el remonte visual adimensional observado en los ensayos de Smolka y otros (2009) para mantos bicapa de cubos y Cubípodos frente a la profundidad relativa ( $kh$ ). El oleaje es regular, sin rebase y con espaldón de cota baja. Las diferencias relevantes en el factor de rugosidad concuerdan con el remonte observado.

Para mantos bicapa de Cubípodos, Smolka y otros (2009) y Medina y otros (2010) proponen utilizar la Ecuación 3.2.

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times Ir_p - 3.27 \times \frac{A_c}{R_c} - \frac{2.16}{\gamma_f} \times \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad 3.2$$

Donde  $Q$  es el caudal adimensional de rebase,  $R_c/H_{m0}$  es el francobordo adimensional,  $q$  es el caudal unitario de rebase,  $H_{m0}$  es la altura de ola significativa,  $\cot\alpha=1.5$ ,  $Ir_p=(\tan\alpha)/(2\pi H_{m0}/gT_p^2)^{0.5}$  es el número de Iribarren calculado con  $H_{m0}$  y el periodo de pico ( $T_p=1/f_p$ ).  $R_c$  y  $A_c$  son las cotas de coronación del espaldón y el manto principal, de acuerdo con la sección ensayada representada en la Figura 3.4.

El rebase resultó no significativo ( $Q<10^{-7}$ ) para valores altos del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}>2.6$ ) y  $\gamma_f=0.44$  es el factor de rugosidad correspondiente al manto bicapa de Cubípodos. La Ecuación 3.2 es válida en el rango  $0.58<A_c/R_c<0.80$ , talud  $\cot\alpha=1.5$  y  $10^{-6}<Q<10^{-3}$ .

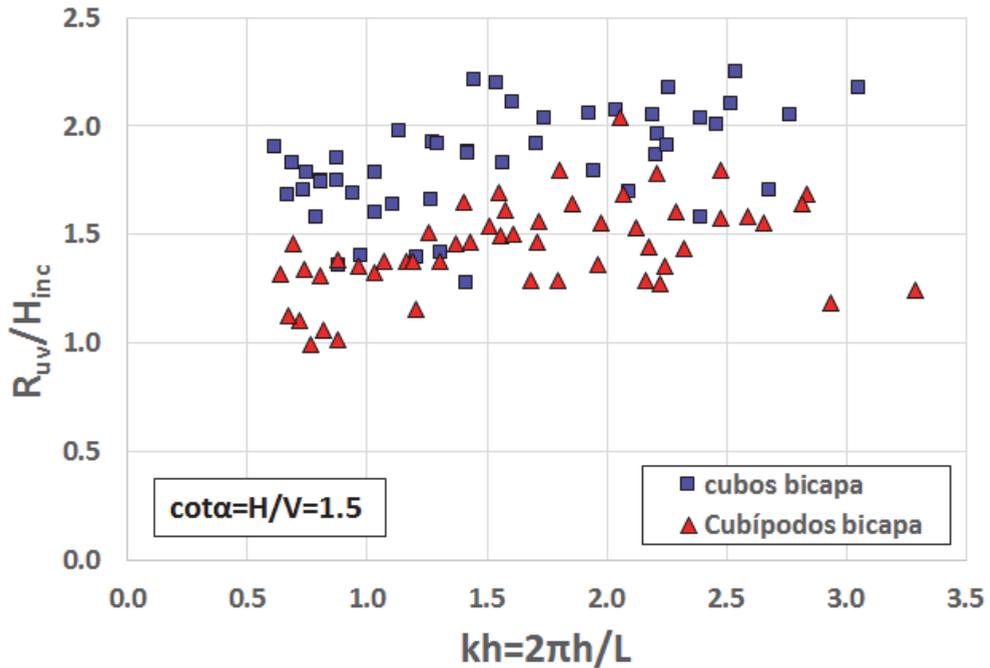


Figura 3.3 Remonte visual adimensional  $R_{uv}/H_{inc}$  observado en mantos bicapa de cubos y Cubípodos (oleaje regular).

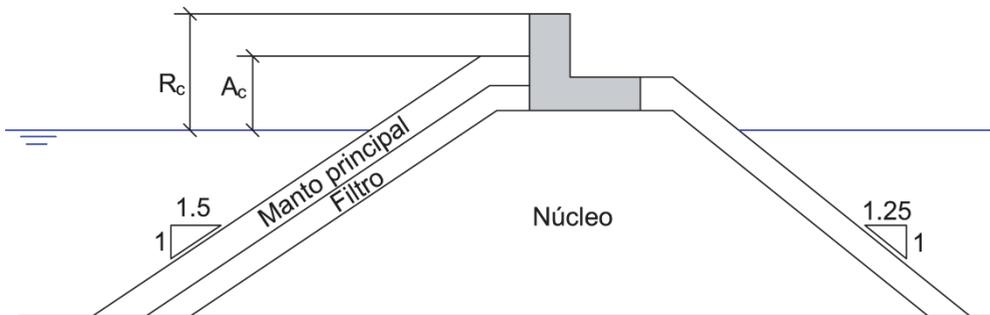


Figura 3.4 Sección tipo de los ensayos 2D de rebase.

**Ejemplo:** Se diseña un dique con profundidad a pie de dique  $h_s[m]=40.0$ , carrera de marea  $\Delta h[m]=5.0$ , temporal de cálculo  $H_{m0}[m]=10$  ( $T_p[s]=18$ ), salud  $cot\alpha=1.5$  y una cota de coronación idéntica para el manto y espaldón en el entorno de  $R_c+\Delta h\approx 20$  metros. Se pide estudiar la cota de coronación adecuada para mantos bicapa de cubos y

Cubípodos si el caudal medio de rebase admisible para el temporal de cálculo es 10 l/m/s.

$R_c[m]=20-5=15$ ,  $I_{rp}=(2/3)/(2\pi \times 10/[9.8 \times 18^2])^{1/2}=4.7$ ,  $A_c/R_c=1$ ,  $R_c/H_{m0}=15/10=1.5$ , cubos bicapa  $\gamma_f=0.50$  y Cubípodos bicapa  $\gamma_f=0.44$

$$Q_{cubos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times 4.7 - 3.27 \times \frac{15}{15} - \frac{2.16}{0.50} \times \frac{15}{10}\right)$$

$$Q_{cubos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp(2.49 - 3.27 - 6.48) = 1.40 \times 10^{-4}$$

$$q_{cubos}[m^3/m/s] = (9.8 \times 10^3)^{0.5} Q_{cubos} = 99.0 Q_{cubos}$$

$$q_{cubos}[m^3/m/s] = 99.0 \times 1.40 \times 10^{-4} = 13.9 \times 10^{-3} = 13.9 \text{ l/m/s} > 10 \text{ l/m/s} \text{ no cumple .}$$

Subiendo la cota de coronación 1 metro ( $R_c/H_{m0}=16/10=1.6$  y  $A_c/R_c=1$ ) tenemos

$$Q_{cubos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp(2.49 - 3.27 - 6.91) = 0.89 \times 10^{-4}$$

$$q_{cubos}[m^3/m/s] = 99.0 Q_{cubos} = 8.8 \times 10^{-3} = 8.8 \text{ l/m/s} < 10 \text{ l/m/s} \text{ si cumple }$$

Utilizando Cubípodos bicapa, bajaremos la cota de coronación a  $16 \times 0.44 / 0.50 = 14$ .

Bajando la cota de coronación dos metros ( $R_c/H_{m0}=14/10=1.4$  y  $A_c/R_c=1$ ) tenemos

$$Q_{Cubipodos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times 4.7 - 3.27 \times \frac{14}{14} - \frac{2.16}{0.44} \times \frac{14}{10}\right)$$

$$Q_{Cubipodos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp(2.49 - 3.27 - 6.87) = 0.95 \times 10^{-4}$$

$$q_{Cubipodos}(m^3/m/s) = 99.0 Q_{Cubipodos} = 9.4 \times 10^{-3} = 9.4 \text{ l/m/s} < 10 \text{ l/m/s} \text{ si cumple .}$$

El manto bicapa de Cubípodos permite bajar dos metros la cota de coronación del dique respecto al manto de cubos, con el consiguiente ahorro económico y reducción del impacto ambiental.

### 3.3. Rebase sobre diques con manto monocapa de Cubípodos ( $\gamma_f=0.46$ )

El factor de rugosidad del manto ( $\gamma_f$ ) es el parámetro de caracterización del manto más importante para estimar los caudales de rebase de los diques en talud (ver EurOtop

Manual, 2007). Un factor de rugosidad menor reduce los caudales de rebase y permite rebajar la cota de coronación del dique.

Durante el Proyecto CUBIPOD (2007-2009) se realizaron ensayos 2D de remonte y rebase en el canal de ensayos del LPC-UPV correspondientes a troncos de mantos de bloques cúbicos y Cubípodos. Se estudiaron mantos bicapa convencionales de bloques cúbicos y mantos mocapa de Cubípodos, con talud  $\cot\alpha=1.5$  y oleaje sin limitación de fondo. Dado que el manto bicapa de cubos convencional, con colocación aleatoria, es un caso bien estudiado en la literatura científica (ver Bruce y otros, 2009), al utilizar el mismo núcleo, espaldón y capa de filtro, los efectos de modelo se minimizan y los factores de rugosidad obtenidos pueden compararse con otras piezas. El factor de rugosidad  $\gamma_f=0.46$  obtenido para el manto monocapa de Cubípodos resultó ser el 92% del factor de rugosidad  $\gamma_f=0.50$  obtenido para el manto bicapa de cubos. Si cambia la fórmula o se cambia la base de datos experimentales, los factores de rugosidad pueden cambiar en términos absolutos, pero no suelen cambiarse mucho en términos relativos. Por ejemplo, usando la red neuronal de CLASH y la base de datos de CLASH referida a diques en talud convencionales protegidos con diferentes tipos de mantos, Molines y Medina (2015) encontraron que los factores de rugosidad óptimos son  $\gamma_f=0.53$  y  $0.48$  para bicapa de cubos y monocapa de Cubípodos, respectivamente; los factores de rugosidad cambian ligeramente pero el cambio relativo es muy pequeño (del 92% al 90%).

La Figura 3.5 muestra el remonte visual adimensional observado en los ensayos de Smolka y otros (2009) para mantos bicapa de cubos y monocapa de Cubípodos frente a la profundidad relativa ( $kh$ ). El oleaje es regular, sin rebase y con espaldón de cota baja. Las diferencias relevantes en el factor de rugosidad concuerdan con los remonte observados.

Para mantos monocapa de Cubípodos, Smolka y otros (2009) y Medina y otros (2010) proponen utilizar la Ecuación 3.3.

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times Ir_p - 3.27 \times \frac{A_c}{R_c} - \frac{2.16}{\gamma_f} \times \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad 3.3$$

Donde  $Q$  es el caudal adimensional de rebase,  $R_c/H_{m0}$  es el francobordo adimensional,  $q$  es el caudal unitario de rebase,  $H_{m0}$  es la altura de ola significativa,  $\cot\alpha=1.5$ ,  $Ir_p=(\tan\alpha)/(2\pi H_{m0}/gT_p^2)^{0.5}$  es el número de Iribarren calculado con  $H_{m0}$  y el periodo de pico ( $T_p=1/f_p$ ).  $R_c$  y  $A_c$  son las cotas de coronación del espaldón y el manto, de acuerdo con la sección ensayada representada en la Figura 3.6.

El rebase resultó no significativo ( $Q < 10^{-7}$ ) para valores altos del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0} > 2.6$ ) y  $\gamma_f=0.46$  es el factor de rugosidad correspondiente al manto monocapa de Cubípodos. La Ecuación 3.3 es válida en el rango  $0.40 < A_c/R_c < 0.65$ , talud  $\cot\alpha=1.5$  y  $10^{-6} < Q < 10^{-3}$ .

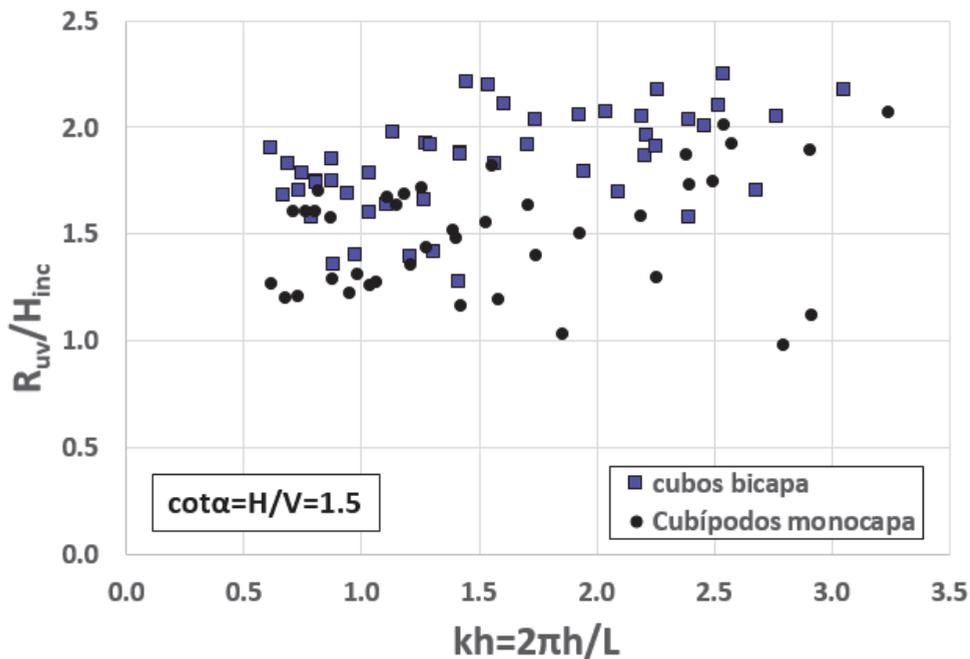


Figura 3.5 Remonte visual adimensional  $R_{uv}/H_{inc}$  observado en mantos bicapa de cubos y monocapa de Cubípodos (oleaje regular).

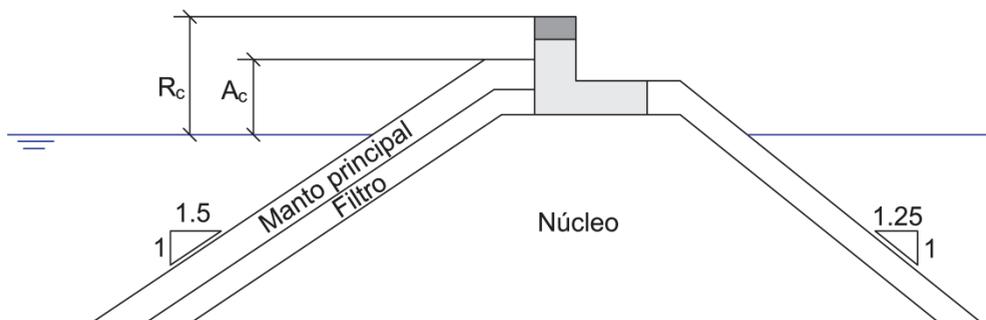


Figura 3.6 Sección tipo de los ensayos 2D de rebase.

**Ejemplo:** Se diseña un dique en talud con profundidad a pie de dique  $h_s[m]=40.0$ , carrera de marea  $\Delta h[m]=5.0$ , temporal de cálculo  $H_{m0}[m]=10$  ( $T_p[s]=18$ ), talud  $cota\alpha=1.5$ ,  $R_c=A_c+5$  metros y  $R_c+\Delta h\approx 20$  metros. Si el caudal medio de rebase admisible

es 20 l/m/s para el temporal de cálculo, se pide: calcular las cotas de coronación para manto bicapa de cubos y monocapa de Cubípodos que cumplan la condición de rebase.

$R_c[m]=20-5=15$ ,  $A_c[m]=15-5=10$ ,  $I_{rp}=(2/3)/(2\pi \times 10/[9.8 \times 18^2])^{1/2}=4.7$ ,  $A_c/R_c=0.67$ ,  $R_c/H_{m0}=15/10=1.5$ , cubos bicapa  $\gamma_f=0.50$  y Cubípodos monocapa  $\gamma_f=0.46$

$$Q_{cubos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times 4.7 - 3.27 \times \frac{10}{15} - \frac{2.16}{0.50} \times \frac{15}{10}\right)$$

$$Q_{cubos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp(2.49 - 2.18 - 6.48) = 4.18 \times 10^{-4}$$

$q_{cubos}[m^3/m/s]=(9.8 \times 10^3)^{0.5} Q_{cubos}=99.0 Q_{cubos}=41.4 \times 10^{-3}=41 \text{ l/m/s} > 20 \text{ l/m/s}$  no cumple.

Subiendo la cota de coronación dos metros ( $R_c/H_{m0}=17/10=1.7$  y  $A_c/R_c=12/17=0.70$ ) tenemos

$$Q_{cubos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp(2.49 - 2.29 - 7.34) = 1.6 \times 10^{-4}$$

$q_{cubos}(m^3/m/s)=99.0 Q_{cubos}=15.8 \times 10^{-3}=16 \text{ l/m/s} < 20 \text{ l/m/s}$  si cumple

Utilizando Cubípodos monocapa, solo subiremos la cota de coronación medio metro ya que  $R_c[m]=17 \times 0.46/0.50=15.5$ . Con esta cota de coronación ( $R_c/H_{m0}=15.5/10=1.55$  y  $A_c/R_c=10.5/15.5=0.65$ ) tenemos

$$Q_{Cubípodos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp\left(0.53 \times 4.7 - 3.27 \times \frac{10.5}{15.5} - \frac{2.16}{0.46} \times \frac{15.5}{10}\right)$$

$$Q_{Cubípodos} = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \times \exp(2.49 - 2.21 - 7.28) = 1.82 \times 10^{-4}$$

$q_{Cubípodos}(m^3/m/s)=99.0 Q_{Cubípodos}=18.0 \times 10^{-3}=18 \text{ l/m/s} < 20 \text{ l/m/s}$  si cumple.

El manto monocapa de Cubípodos permite bajar 1.5 metros la cota de coronación del dique protegido con un manto bicapa convencional de cubos, con el consiguiente ahorro económico y reducción del impacto ambiental.

### 3.4. Fuerzas sobre el espaldón. Mantos monocapa y bicapa

Molines (2010) recibió el Premio Modesto Viguera 2010 de la ATPYC (PIANC) sobre la estabilidad de espaldones con mantos de cubos y Cubípodos derivados también de los ensayos de rebase realizados en la UPV en 2008. Las fórmulas publicadas por Molines (2011) sirven para estimar la fuerza horizontal máxima ( $F_h$ ) y la fuerza vertical (subpresiones) correspondiente a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima ( $F_v(F_h)$ ). Estas acciones, aunque separadas en el tiempo, se ha considerado que se dan en el mismo instante (supuesto del lado de la seguridad). La Figura 3.8 muestra un esquema de la fuerzas horizontal ( $F_h$ ) y vertical ( $F_v(F_h)$ ) utilizadas por Molines (2011) para el cálculo de la estabilidad del espaldón (deslizamiento es el modo de fallo más común). La Figura 3.7 muestra un ejemplo típico de fuerzas horizontales (azul) y verticales (rosa) medidas en el espaldón con manto bicapa de cubos con  $H_s[\text{cm}]=17$ ,  $I_{rp}=4$ ,  $R_c[\text{cm}]=20$  y  $h_s[\text{cm}]=55$ .

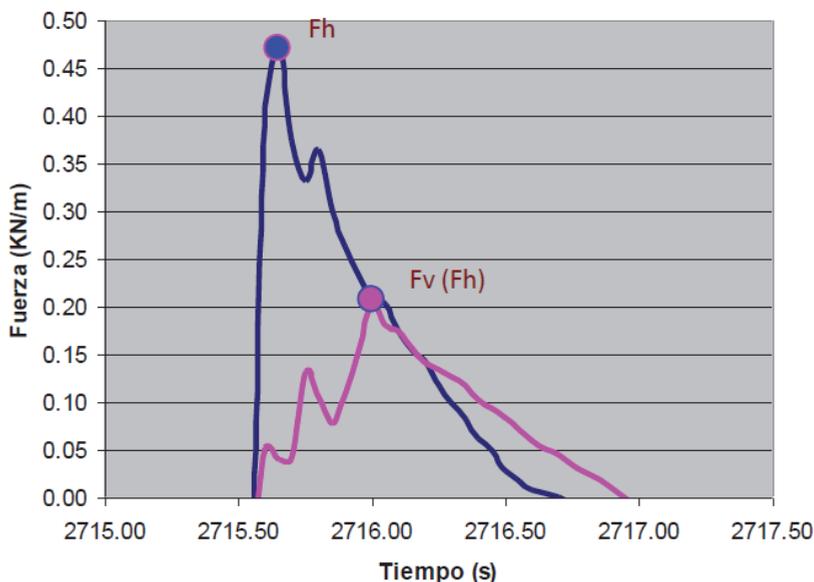


Figura 3.7 Ejemplo de  $F_h$  y  $F_v(F_h)$  medido en modelo con manto bicapa de cubos.

Para saber si el diseño con  $F_h$  y  $F_v(F_h)$  era correcto, Molines (2011) analizó estadísticamente el comportamiento del espaldón frente al modo de fallo deslizamiento con los estimadores  $F_h$  y  $F_v(F_h)$ . De cada ensayo se disponía de datos de fuerza horizontal ( $F_h(t)$ ) y vertical ( $F_v(t)$ ) cada  $\Delta t=0.05$  segundos, siendo  $W_e[\text{kN/m}]$  el peso unitario del espaldón. Para cada instante de tiempo, la función de fallo resulta:  $S(n\Delta t)=(W_e - F_v(n\Delta t))\mu - F_h(n\Delta t)$ , donde  $\mu$  es el coeficiente de rozamiento entre escollera y espaldón. Para cada ensayo, se ordenaron los resultados de  $S(n\Delta t)$  obteniendo entonces el caso más desfavorable; el de menor  $S(n\Delta t)$  se denomina  $S_d$ . Por otro lado, se obtuvo el valor

experimental de  $F_h$  y  $F_v(F_h)$  y, al sustituir en la función de fallo, se obtenía una aproximación al margen de seguridad:  $S_1=(W_e-F_v(F_h))\mu-F_h$ .

$S_d=\min[S(n\Delta t)]$  es la variable deseada, pero exige analizar todo el registro.  $S_1$  (asociada a  $F_h=\max[F_h(n\Delta t)]$ ) es fácil de calcular. Dada la influencia del coeficiente de rozamiento  $\mu$  en el margen de seguridad a deslizamiento, Molines (2010) compara  $S_d$  y  $S_1$  para  $0.50 \leq \mu \leq 0.70$  (Goda (1985) propone  $\mu=0.60$  y la ROM 0.5-05 recomienda  $\mu=0.70$ ), resultando que el estimador  $S_1$  es razonable por estar del lado de la seguridad en el 70% de las ocasiones. La sección de cálculo de Molines (2011) es la de la Figura 3.8, la cual muestra un esquema de las variables y las presiones y subpresiones medidas en el espaldón.

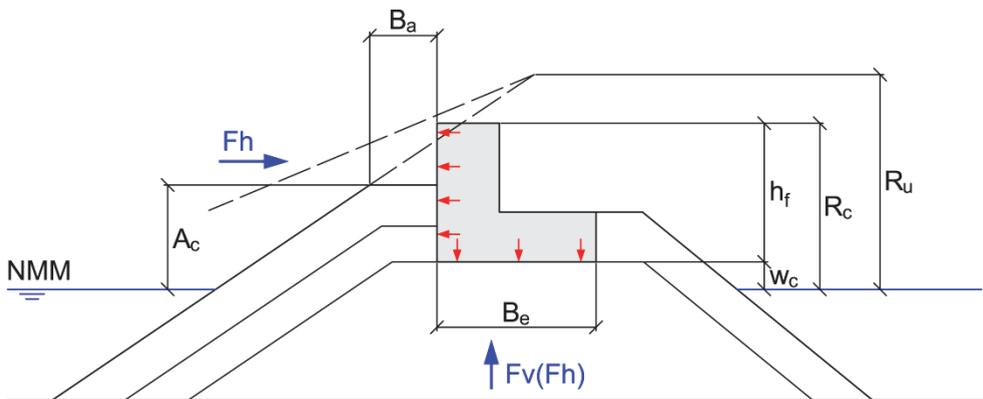


Figura 3.8 Esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón.

Molines (2011) proporciona las siguientes fórmulas para estimar  $F_h$  y  $F_v(F_h)$ :

$$F_h = \rho_w \cdot g \cdot h_f^2 \cdot 0.5 \cdot \left( -1.25 + 1.80 \cdot \frac{\gamma_f \cdot R_u}{R_c} + 0.82 \cdot \left( \frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.16 \cdot \sqrt{\frac{L_{01}}{B_a}} \right)^2 \quad 3.4.$$

$$F_v(F_h) = \rho_w \cdot g \cdot h_f \cdot B_e \cdot 0.5 \cdot \left( -0.6 + 0.40 \cdot \frac{\gamma_f \cdot R_u}{R_c} + 0.27 \cdot \left( \frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0.16 \cdot \sqrt{\frac{L_{01}}{B_a}} - 1.03 \cdot \frac{w_c}{h_f} \right)^2 \quad 3.5.$$

$$2.48H_s > R_u = R_{u0.1\%} = \begin{cases} 1.12H_s \xi_m & \xi_m \leq 1.5 \\ 1.34H_s \xi_m^{0.55} & \xi_m > 1.5 \end{cases} \quad \text{con } \xi_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{01}}$$

donde  $R_c$ = francobordo de la estructura,  $A_c$ = francobordo de la berma superior del manto,  $\gamma_f$ = factor de rugosidad ( $\gamma_f=0.50$  para cubos bicapa,  $\gamma_f=0.46$  para Cubípodos monocapa y  $\gamma_f=0.44$  para Cubípodos bicapa),  $B_a$ = ancho de la berma superior,  $H_s$ = altura de ola significativa a pie de dique,  $\tan \alpha$ = pendiente del talud,  $w_c$ = cota de cimentación del espaldón,  $B_e$ = anchura de la base del espaldón,  $h_f$ = altura del espaldón,

Fh=Fuerza correspondiente a la fuerza horizontal máxima, Fv(Fh)= Fuerza vertical asociada a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima,  $\rho_w$ = densidad del agua ( $\text{kg/m}^3$  para N/m y dimensiones en metros), g= aceleración de la gravedad y

$$L_{01} = \frac{gT_{01}^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_{01}}\right) \quad 3.6.$$

Los rangos de validez de las variables utilizadas en las Ecuaciones 3.4 y 3.5 son:

$$0.30 < \gamma_f(R_u/R_c) < 0.96, 0.066 < (R_c - A_c)/h_f < 0.589, 0.0127 < w_c/h_f < 0.266 \text{ y}$$

$$3.13 < \sqrt{\frac{L_{01}}{B_a}} < 6.59$$

El rMSE=MSE/Var, que estima la varianza no explicada por las fórmulas de Molines (2011) tiene un valor rMSE=16% para Fh y rMSE=14% para Fv(Fh). Con estas fórmulas se puede calcular el margen de seguridad  $S_1=(W-Fv(Fh))\mu-Fh$  para determinar los coeficientes de seguridad al deslizamiento y vuelco rígido de los espaldones con mantos bicapa de cubos y Cubípodos y mantos monocapa de Cubípodos.

### 3.5. Reflexión del oleaje. Mantos monocapa y bicapa

El oleaje incidente y reflejado se mide sistemáticamente en todos los ensayos físicos a escala reducida. La medición del oleaje incidente y reflejado resulta fiable en los ensayos 2D y especialmente fiable si el oleaje es regular. La reflexión del oleaje suele caracterizarse por el coeficiente de reflexión, relación entre la altura de ola reflejada y la incidente ( $C_R=H_R/H_I$  o  $C_R=H_{sr}/H_{si}$ ). Dado que la energía del oleaje es proporcional al cuadrado de la altura de ola (H o  $H_s$ ), la proporción de energía reflejada por una estructura es proporcional a  $C_R^2$ ; por ejemplo, si el coeficiente de reflexión de un dique rompeolas es  $C_R=20\%$ , el dique refleja el 4% de la energía incidente (el 96% restante se transmite o se disipa en los procesos de rotura del oleaje sobre el talud). La reflexión del oleaje en el dique se sumará al oleaje incidente en la zona (con otra dirección) aumentando la energía. Por ejemplo, si  $H_{si}[m]=4$  y  $C_R=20\%$ , tendremos  $H_{sr}[m]=0.8$  y el oleaje total en la zona será  $H_s[m]=(4^2+0.8^2)^{1/2}=4.08$ .

El oleaje reflejado suele ser un aspecto relevante de los diques de abrigo verticales ( $C_R$  grande), pero no suele serlo para los diques en talud ( $C_R$  pequeño). Sin embargo, en algunas ocasiones, la reflexión del oleaje en un dique rompeolas sí juega un papel relevante (agitación de dársenas complejas). A continuación se proporcionan resultados experimentales que permiten evaluar la reflectividad de los mantos monocapa y bicapa de Cubípodos.

La Figura 3.9 muestra el coeficiente de reflexión ( $C_R=H_R/H_I$ ) medido en los ensayos de Smolka y otros (2009) para mantos bicapa de cubos y Cubípodos y monocapa de Cubípodos. El oleaje era regular, talud  $\cot\alpha=1.5$ , sin rebase y con espaldón de cota baja. La profundidad relativa ( $kh$ ) es un parámetro adimensional que explica muy bien la reflectividad de los mantos estudiados. No parece existir una diferencia significativa en los coeficiente de reflexión de los tres tipos de mantos estudiados; el talud ( $\cot\alpha=1.5$ ) y la profundidad relativa ( $kh$ ) son las variables explicativas principales.

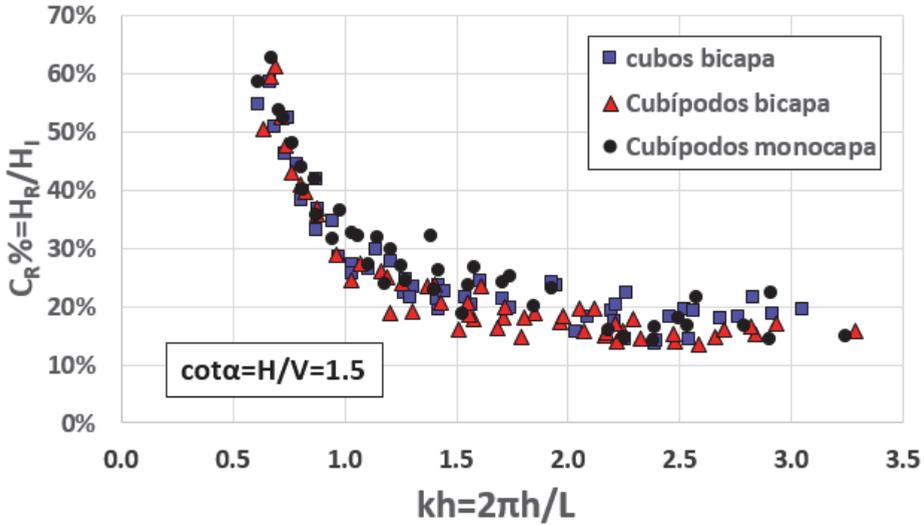


Figura 3.9 Coeficiente de reflexión  $C_R(kh)=H_R/H_I$  observado (oleaje regular).

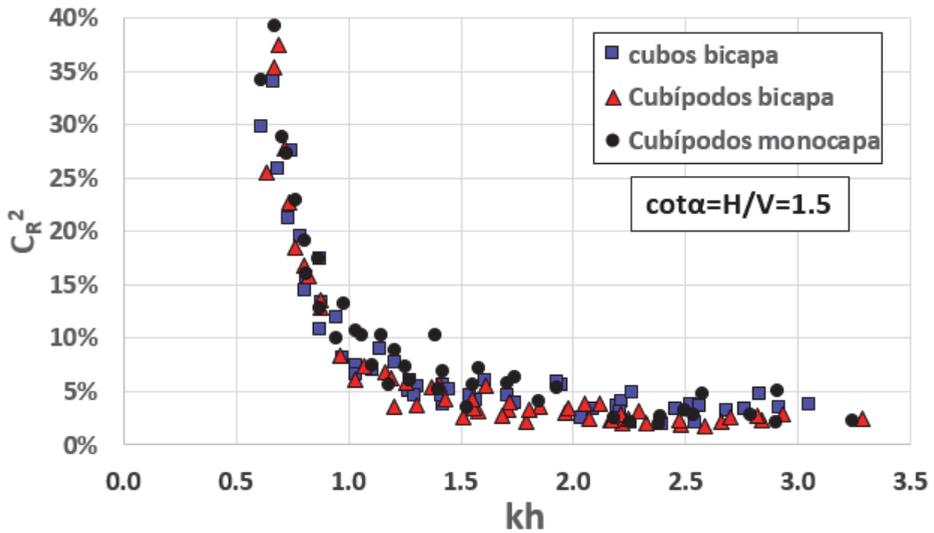


Figura 3.10 Energía reflejada  $C_R^2(kh)=(H_R/H_I)^2$  observada (oleaje regular).

Es necesario señalar que los coeficientes de reflexión inferiores al 20% se corresponden con un flujo de energía reflejada muy bajo que puede ser sensible a pequeños errores en la separación del oleaje incidente y reflejado. La Figura 3.10 muestra la proporción de energía reflejada  $C_R^2$  correspondiente a la Figura 3.9.

El coeficiente de reflexión ( $C_R=H_R/H_I$  o  $C_R=H_{sr}/H_{si}$ ) también suele relacionarse con el parámetro de semejanza de rotura o número de Iribarren  $Ir=\tan\alpha/(H_I/L_0)^{0.5}$ . La Figura 3.11 muestra la misma información que la Figura 3.10 pero utilizando como variable explicativa (eje de abscisas) el número de Iribarren; la mayor dispersión observada indica que la profundidad adimensional y el talud explican mejor las observaciones de reflexión que el número de Iribarren o el peralte del oleaje incidente.

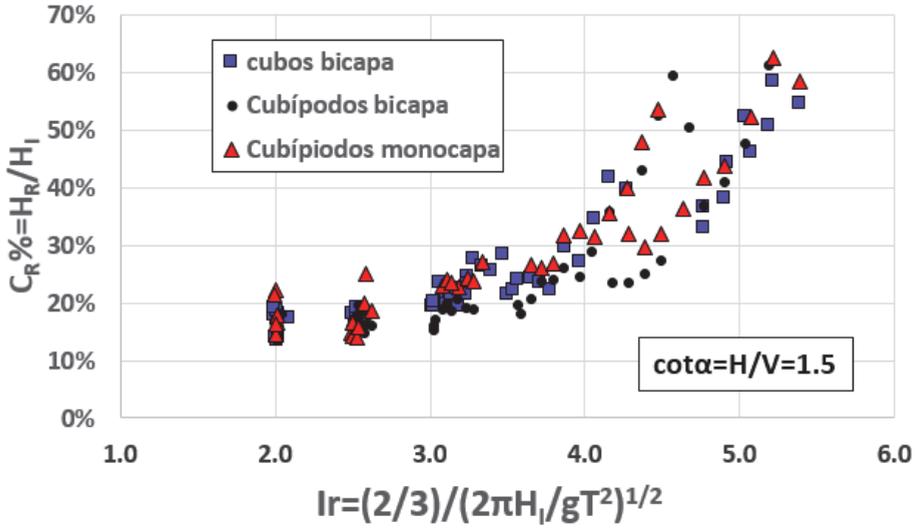


Figura 3.11 Coeficiente de reflexión  $C_R(Ir) = H_R/H_i$  observado (oleaje regular).

# Capítulo 4

## Integridad estructural de los Cubípodos

### 4.1. Introducción

La robustez y resistencia estructural de las piezas utilizadas en el manto principal de los diques en talud es una característica de capital importancia en el diseño de grandes diques. Algunos de los fallos más graves registrados en diques (Puerto de Sines, Puerto de San Ciprián, etc.) han sido debidos a la rotura de piezas sin alcanzar el oleaje de cálculo. Para una misma forma geométrica y proceso de manipulación y colocación, las piezas de mayor tamaño generan mayores tensiones ya que las cargas estáticas crecen con  $D_n^3$  mientras que la resistencia solo crece con  $D_n^2$  ( $D_n = [W/\gamma_r]^{1/3}$ ); es decir las tensiones en la pieza crecen aproximadamente con  $D_n$ . Como el hormigón en masa tiene una baja resistencia a tracción, las piezas esbeltas tienden a generar tensiones de tracción elevadas que crecen con el tamaño de la pieza. De ese modo, se explica que en los años 60 y 70 se construyeran satisfactoriamente muchos diques con Dolos pequeños y al crecer el tamaño de los Dolos por encima de 30t se produjeran grandes fallos, el armado del hormigón y una variedad de problemas de todo tipo asociados a la integridad estructural de las piezas.

La estabilidad hidráulica de las piezas se mide en los ensayos de laboratorio a escala reducida usando semejanza de Froude. A escala reducida, la resistencia de los materiales es muy superior a la real, ya que las tensiones que ocasionan las fuerzas estáticas y dinámicas crecen con el tamaño de la pieza. Por esa razón, la estabilidad hidráulica y la resistencia estructural son dos características de las piezas que deben estudiarse por separado (la primera a escala reducida y la segunda a escala prototipo).

La tensión de tracción máxima que hay que considerar en el hormigón de una pieza (manipulación, colocación, etc.) depende fundamentalmente de su geometría y de su tamaño. Para piezas del mismo tamaño, las formas geométricas esbeltas generan mayores tensiones de tracción que las piezas masivas. En el caso del Cubípodo®, se trata de una pieza masiva que genera tensiones de tracción relativamente pequeñas, permitiendo la fabricación, manipulación y colocación segura de piezas de gran tamaño, similares al bloque cúbico convencional.

Las piezas masivas de la familia del bloque cúbico (cubo, paralelepípedo, cubo Antifer, Cubípodo®, etc.) pueden construirse de tamaños grandes (más de 150t) con hormigones no muy caros, por la amplia experiencia que se tiene con los bloques cúbicos y paralelepípedos. En las piezas masivas se pueden provocar pequeñas roturas de borde, pero no es fácil generar tensiones interiores de tracción elevadas que puedan provocar roturas de la pieza con un cambio de morfología importante. En las piezas grandes del tipo que sean, lo que sí es necesario controlar es el calor de fraguado ya que gradientes de temperatura muy grandes pueden fisurar el hormigón al fraguar.

Por el contrario, las piezas esbeltas (Dolos, tetrápodos, etc.) tienden a generar flexiones y torsiones con tracciones elevadas que pueden provocar la rotura y el cambio de morfología de la pieza. Según la geometría de la pieza, a partir de cierto tamaño puede ser imperativo el uso de hormigones de alta resistencia o el armado para garantizar su integridad estructural y evitar roturas importantes. La esbeltez de cada geometría de pieza condicionará el tipo de hormigón a utilizar en cada tamaño y también el tamaño máximo por razones económicas, ya que suele requerirse un hormigón demasiado caro o la necesidad de un armado demasiado costoso.

Las roturas de las piezas pueden ser un problema muy grave que es obligado eliminar ya que afecta primero a la seguridad y segundo al rendimiento de las operaciones de manipulación y colocación en obra. Por otro lado, las roturas pueden generar problemas serios de estabilidad a largo plazo si afectan la trabazón de las piezas en el manto (caso de piezas trabadas). En el caso de piezas masivas como el Cubípodo® resulta relativamente fácil fabricar piezas sin riesgo apreciable de rotura ni a corto ni a largo plazo.

Para garantizar la integridad estructural de las piezas, los ensayos de caída de prototipos son los ensayos de mayor fiabilidad ya que se elimina el efecto de escala. Si además se comparan los resultados con los de una pieza similar con una larga experiencia práctica, el resultado tiene la máxima fiabilidad. En el caso del Cubípodo®, para evaluar la integridad estructural de la pieza, se diseñaron una serie de ensayos de caída de prototipos para medir cuantitativamente el comportamiento de Cubípodos y cubos convencionales de tamaño similar (16t y 15t), fabricados con el mismo hormigón. La metodología de los ensayos de caída de prototipos de cubos y Cubípodos (ver Medina y otros, 2011) fue similar a la empleada para otras piezas más esbeltas (ver Muttray y otros, 2005) pero con caídas desde mucha mayor altura sobre bases mucho más grandes y robustas, debido a la mayor robustez de las piezas masivas.

La Figura 4.1 muestra la base de hormigón armado utilizada para los ensayos de volteo de cubos y Cubípodos; una plataforma de 10.0x7.5x0.9 metros se cimentó en el suelo compacto del parque de bloques de SATO del Puerto de Alicante. Prototipos de cubos (15t) y Cubípodos (16t) fueron sometidos a múltiples vuelcos de diferentes tipos, pesando las piezas para determinar la pérdida de masa cada 8, 16 y 24 vuelcos (cubos) y 20, 40 y 80 vuelcos (Cubípodos). Estos múltiples vuelcos implicaban caídas repetidas de pocos decímetros y no causaron daños relevantes ni en cubos (pérdida de masa < 2%) ni en Cubípodos (pérdida de masa < 0.2%). Tanto cubos como Cubípodos mantuvieron su forma geométrica con pequeños arañazos y bordes rotos que no comprometían su integridad estructural.

En estos ensayos, tanto cubos como Cubípodos mostraron una gran resistencia a golpes pequeños repetitivos (fatiga) por lo que cabe inducir que las piezas masivas no deben presentar problemas de fatiga una vez colocados en obra (es también lo que se observa en muchas obras reales construidas con cubos durante muchas décadas). Los ensayos de caída libre de prototipos, realizados a continuación, confirmaron que tanto cubos como Cubípodos pueden resistir sin romperse cientos de caídas desde pocos decímetros de altura sobre plataforma rígida; solo las caídas mayores tienen una relevancia significativa para la rotura de la pieza.



**Figura 4.1** Plataforma de volteo de hormigón armado (10.0x7.5x0.9 m).

## 4.2. Ensayos de caída de prototipos. Caída libre y caída extrema

Los ensayos de volteo de prototipos permiten evaluar la idoneidad de una pieza frente a los problemas de fatiga que se encontrará durante décadas, en la fase de servicio. Decenas de grandes temporales durante la vida útil pueden generar, en algunas piezas, cientos de golpes de pequeña intensidad. Sin embargo, el peligro mayor relacionado con la integridad estructural de las piezas radica en los golpes accidentales durante la manipulación y colocación, así como las fuerzas de empuje entre las piezas durante la fase de servicio. Todas estas acciones, generan tensiones de tracción en la pieza que pueden superar la resistencia a tracción del hormigón y provocar la rotura frágil de la misma. Una vez rota la pieza, tanto el peso como la forma cambian, reduciéndose súbitamente la estabilidad hidráulica; si la pieza ya se ha colocado en el manto principal, desaparece la trabazón (caso de piezas trabadas) y los pedazos menores de la pieza rota pueden convertirse en proyectiles movidos por el oleaje que dañen otras piezas (si no son suficientemente robustas).

Como regla general (ver Burcharth y otros, 1991), las tensiones en la pieza que no derivan de impactos crecen linealmente con el tamaño, mientras que las tensiones derivadas de impactos crecen con la raíz cuadrada del tamaño de la pieza. En el caso de los ensayos de caída libre de prototipos de cubos y Cubípodos (ver Medina y otros, 2011) se utilizaron Cubípodos de 16t ( $7.1 \text{ m}^3$ ) y cubos de 15t ( $6.5 \text{ m}^3$ ), ambos de tamaño mayor que los usados en los ensayos de caída de otras piezas más esbeltas (ver Muttray y otros, 2005). La plataforma de caída utilizada fue también mucho más resistente en consonancia con la mucha mayor robustez de las piezas a ensayar. Las piezas se dejaban caer sobre una base de hormigón armado ( $5.0 \times 5.0 \times 1.15$  metros) protegida con una plancha de acero de 20 mm de espesor, cimentada en un suelo muy compacto del parque de bloques de SATO del Puerto de Alicante.

La Figura 4.2 muestra el instante previo a la cuarta caída sobre plataforma rígida del Cubípodo® P05, tipo martillo, desde dos metros de altura; la pérdida acumulada de masa en esa caída alcanzó el 0.7%, con daños pequeños observados en bordes de la pieza. Se ensayaron tres tipos de caída (AD, ED y RD), desde diferentes alturas (cubos: 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 metros y Cubípodos 2.0 metros), hasta la rotura de la pieza o 6 repeticiones de la caída. La pérdida relativa de masa acumulada se medía en cada caída para evaluar la robustez de cada pieza; como los Cubípodos utilizados ( $7.1 \text{ m}^3$ ) tenían un tamaño algo mayor que los cubos ( $6.5 \text{ m}^3$ ) y las pérdidas de masa fueron significativamente menores, quedó evidenciada la mayor resistencia estructural del Cubípodo® frente al bloque cúbico convencional.



**Figura 4.2 Cubípedo® sobre plataforma de caída rígida (5.0x5.0x1.15 m).**

La Figura 4.3 muestra los tipos de caída libre (cubos y Cubípodos) y caída extrema (solo Cubípodos) ensayados. Las alturas de caída ( $h_c$ ) se definen por la altura sobre plataforma rígida del punto más bajo de la pieza que se deja caer. Después de analizar las pérdidas relativas de masa y la rotura de piezas dependiendo de la altura de caída y el número de repeticiones, Medina y otros (2011) propone utilizar la altura equivalente de caída para tomar en consideración simultáneamente altura de caída libre ( $h_c$ ) y número de repeticiones ( $n_r$ ); por ejemplo, tres caídas ( $n_r=3$ ) desde  $h_c[m]=1.5$ , equivale a una caída desde 2.0 metros ya que  $h_e[m]=h_c[m]n_r^{1/4}=1.5\cdot 3^{1/4}=2.0$ .

La Figura 4.4 integra todos los datos de caída de prototipos; los cubos y Cubípodos no tienen pérdidas significativas de masa si  $h_e[m]<0.5$  (cubos) y  $h_e[m]<2.0$  (Cubípodos); por encima de ese nivel mínimo las pérdidas de masa son pequeñas (<4%). Los bloques se rompen al alcanzar la altura equivalente crítica:  $h_{ec}[m]=1.9$  (cubos) y  $h_{ec}[m]=3.1$  (Cubípodos). Finalmente, se lanzaron dos Cubípodos en caída extrema (uno sobre cuatro, apoyados en plataforma rígida) con  $h_c[m]=8.5$  y  $9.5$  alcanzado solo daños menores (sin rotura). El Cubípodos confirmó ser más resistente a los impactos que el bloque cúbico convencional.

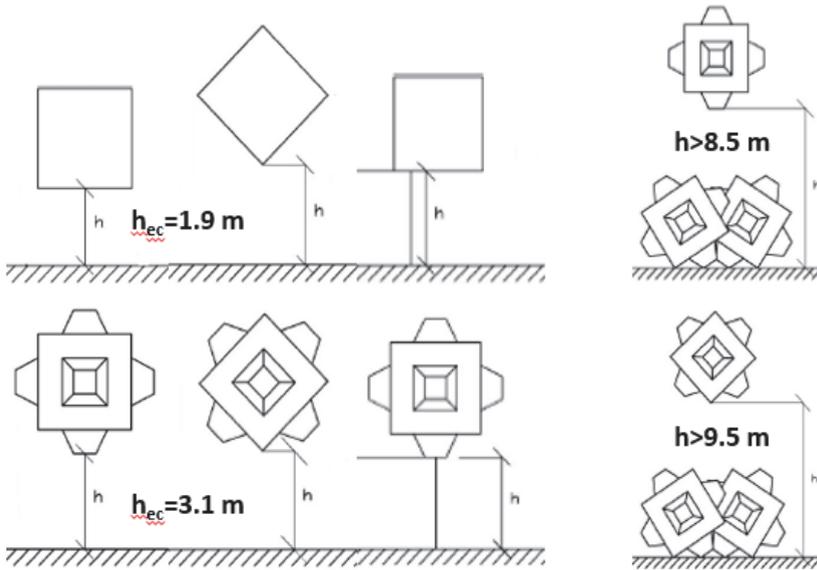


Figura 4.3 Tipos de caída libre (AD, ED y RD) y caídas extremas (EAD y EED).

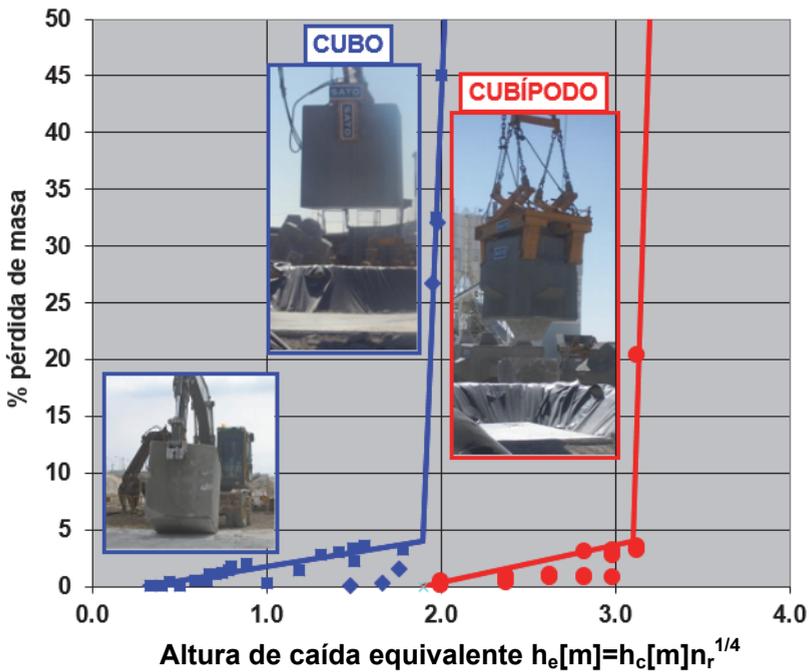


Figura 4.4 Pérdida de masa de bloques en caída libre sobre plataforma rígida.

### 4.3. Hormigón para fabricar Cubípodos. Resistencia a tracción

De los ensayos de caída de cubos y Cubípodos, de similar tamaño y fabricados con el mismo hormigón, descritos por Medina y otros (2011), puede deducirse que la robustez de los Cubípodos es similar a la de los bloques cúbicos convencionales. Por otro lado, el proceso de fabricación (encofrados verticales y tiempo de desmolde), la manipulación (pinzas de presión) y el acopio de Cubípodos (múltiples alturas) resulta similar al de los bloques cúbicos. Por consiguiente, cabe esperar límites de rotura análogos al de los bloques cúbicos y debe exigirse una resistencia a tracción del hormigón similar al de los bloques cúbicos que se han fabricado, manipulado y colocado con éxito en las décadas pasadas.

Dado que el hormigón en masa es un material con una resistencia a compresión muy superior a su resistencia a tracción, las roturas de piezas vienen asociadas a solicitaciones que generan tracciones en el hormigón que sobrepasan un cierto límite. Además, las roturas de las piezas de hormigón en masa son siempre frágiles ya que una vez abierta la brecha en el núcleo de la pieza, las tensiones de tracción locales aumentan bruscamente hasta partir la pieza. La tensión de tracción máxima que hay que considerar en el hormigón de una pieza depende, además del cuidado con el que se manipule, de su geometría y tamaño. Para piezas del mismo tamaño, las formas geométricas esbeltas generan mayores tensiones de tracción. Para una misma forma geométrica, las piezas de mayor tamaño generan mayores tensiones ya que las cargas estáticas crecen con el cubo del tamaño mientras que la resistencia solo crece con el cuadrado del tamaño.

Así pues, los bloques de mayor tamaño requieren ser fabricados con un hormigón de una resistencia a tracción mayor que la de los bloques de menor tamaño. Esta resistencia mínima a tracción exigible condicionará la resistencia mínima a compresión exigible ya que son variables relacionadas. Como la resistencia a tracción del hormigón es una variable aleatoria, es razonable caracterizarla en este caso con el percentil del 5%, denominado resistencia característica a tracción  $f_{ct,k}$  que puede relacionarse con la resistencia característica a compresión  $f_{ck}$  por medio de la ecuación propuesta por la EHE-08 (Eurocódigos):  $f_{ct,k}[\text{MPa}] = 0.21 f_{ck}[\text{MPa}]^{2/3}$ , válido para hormigones con  $f_{ck}[\text{MPa}] < 50$ . Considerando una resistencia  $f_{ck}[\text{MPa}] = 31$  ( $f_{ct,k}[\text{MPa}] = 2.1$ ) para el hormigón utilizado en los bloques de 150t ( $D_n[\text{m}] = 4.00$ ) de Punta Langosteira (ver Burcharth y otros, 2015), se pueden calcular la resistencia característica a tracción exigibles (proporcional al tamaño) y la resistencia característica a compresión necesaria que debe utilizarse en la fabricación de bloques cúbicos y Cubípodos. Tomando  $f_{ct,k}[\text{MPa}] = 2.1 D_n[\text{m}] / 4.00$ , tenemos  $f_{ck}[\text{MPa}] = 10.4 f_{ct,k}[\text{MPa}]^{1.5} = 3.9 D_n[\text{m}]^{1.5}$ .

La Figura 4.5 muestra la resistencia característica exigible a tracción (y a compresión correspondiente) para que se mantenga el margen de seguridad a rotura de los bloques cúbicos colocados en el dique principal de Punta Langosteira ( $W[t] = 150$ ,  $D_n[\text{m}] = 4.00$  y  $f_{ck}[\text{MPa}] = 31$  que se corresponde con  $f_{ct,k}[\text{MPa}] = 0.21 f_{ck}^{2/3} = 2.1$ ). Con este modelo lineal de resistencias a tracción con el tamaño, los bloques cúbicos y Cubípodos de menos de

140t ( $D_n[m]=3.8$  m) pueden fabricarse con hormigón de  $f_{ck}[MPa]<30$  y los que tienen menos de 60t ( $D_n[m]=2.94$  m) pueden fabricarse con hormigón de  $f_{ck}[MPa]<20$ .

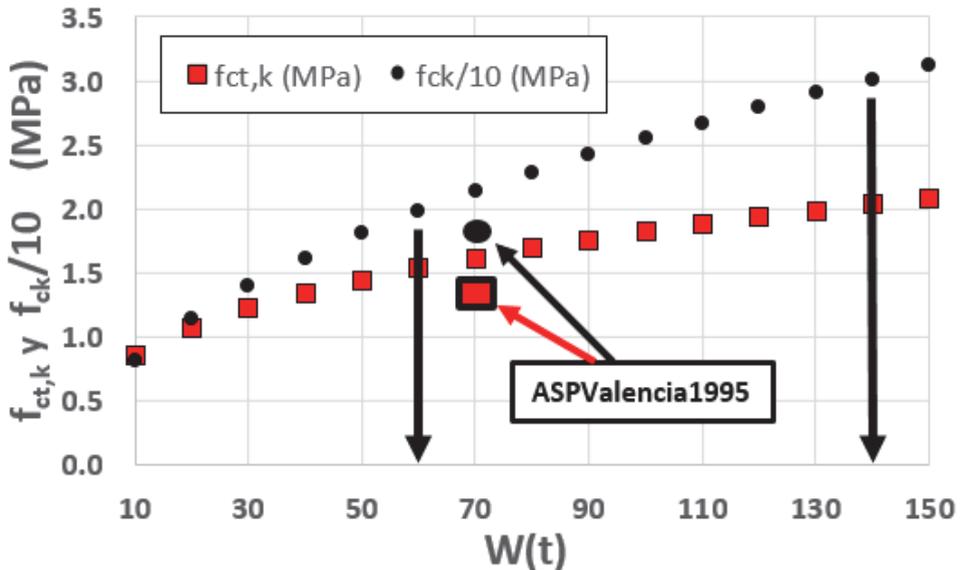


Figura 4.5 Resistencias características a tracción y compresión exigibles en piezas masivas.

Dado que la norma de hormigón aplicable en España (EHE-08-Eurocódigos) impone unas cuantías mínimas de cemento que fuerzan la utilización de un hormigón de mayor resistencia de la necesaria, es conveniente comprobar con experiencias constructivas del pasado (sin las cuantías mínimas actuales) el criterio descrito anteriormente. Por ejemplo, durante la construcción del manto principal del dique de abrigo de la Ampliación Sur del Puerto de Valencia (1991-1995), se fabricaron y colocaron satisfactoriamente bloques cúbicos de hormigón convencionales de 70t ( $D_n[m]=3.1$ ) con hormigón de resistencia característica a compresión  $f_{ck}[MPa]=18$  ( $f_{ct,k}[MPa]=0.21f_{ck}^{2/3}=1.4$ ). Dado que los bloques se fabricaron, manipularon y colocaron sin problemas y durante dos décadas se han comportado correctamente, tenemos una comprobación en el Mediterráneo que deja el criterio propuesto del lado de la seguridad ( $f_{ct,k}[MPa]=1.4<1.6$  MPa exigibles). Estas obras reales confirman la idoneidad de utilizar hormigón en masa de baja resistencia ( $f_{ck}[MPa]=20$ ) para cubos y Cubípodos de menos de 60t ( $25\text{ m}^3$ ) y

$f_{ck}[MPa]>3.9 D_n[m]^{1.5}\approx 2.6W[t]^{0.5}$  para cubos y Cubípodos de más de 60t ( $25\text{ m}^3$ ).

La tabla 4.1 muestra la resistencia característica mínima a tracción y compresión exigible a los cubos y Cubípodos para disponer del margen de seguridad a rotura de los bloques de 150t utilizados en Punta Langosteria. Para bloques grandes ( $>25\text{ m}^3$ ), no es recomendable aumentar mucho el margen de seguridad a rotura señalado para los blo-

ques de 150t porque al aumentar la dosificación de cemento se aumenta el coste y también los problemas asociados con el calor de fraguado.

**Tabla 4.1 Resistencia característica mínima a tracción y compresión exigible a 28 días para fabricación de cubos y Cubipodos.**

$\gamma_r$ [t/m <sup>3</sup> ]=2.35		$f_{ck}(D_n[m]=4.00)=31$ MPa	
W[t]	$D_n$ [m]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctk}$ [MPa]
200	4.40	36	2.3
180	4.25	34	2.2
160	4.08	32	2.1
150	4.00	31	2.1
130	3.81	29	2.0
110	3.60	27	1.9
90	3.37	24	1.8
80	3.24	23	1.7
70	3.10	21	1.6
60	2.94	20	1.5
50	2.77	18	1.4
40	2.57	16	1.3

Fuente: Elaboración propia



# Capítulo 5

## Fabricación, manipulación y acopio de Cubípodos

### 5.1. Introducción

Para reducir al mínimo los costes y restricciones logísticas, los técnicos de SATO han diseñado diversos encofrados superiores verticales (desplazamiento vertical tipo “flanera”), según el tamaño de pieza, para conseguir los ratios de fabricación del bloque cúbico convencional (dos a cuatro puestas/día para ciclos de trabajo de 12 y 24 h/día). La Figura 5.1 muestra encofrados superiores articulados de  $19 \text{ m}^3$  (45t) con las bases correspondientes.



Figura 5.1 Encofrados verticales del Cubípedo® de  $19 \text{ m}^3$  con sus bases.

El proceso de fabricación habitual se describe a continuación. Primero, el encofrado superior vertical se coloca sobre una base y se abre por la parte superior; después, se vierte hormigón (desde camión pera en andén superior) y se vibra con vibradores industriales. En segundo lugar, se cierran las articulaciones superiores, se vierte un poco más de hormigón y se vibra manualmente. Transcurridas 6 horas, el encofrado superior se abre por las articulaciones laterales y se eleva verticalmente y se traslada a otra base para repetir el ciclo. Transcurridas 24 horas, el Cubípodo® alcanza la resistencia suficiente para ser trasladado (con pinzas de presión) a la zona de acopio. La base donde se apoyaba el Cubípodo® queda liberada para otro uso. Con este procedimiento se pueden fabricar hasta tres Cubípodos por encofrado superior y día, si se dispone de tres bases por cada encofrado superior.

Para manipular las piezas siempre es posible utilizar eslingas; sin embargo, es muy conveniente utilizar pinzas de presión, ya que ellas permiten alejar las personas de las situaciones de peligro derivadas de colocar eslingas o quitar eslingas atrapadas. Las pinzas de presión reducen el riesgo físico del personal en la obra y permiten obtener mayores rendimientos en las operaciones de manipulación. Para la manipulación de Cubípodos en parque se utilizan pinzas dobles de presión como la de la Figura 5.2.



**Figura 5.2 Pinzas de presión dobles para la manipulación de Cubípodos.**

La pinza de presión doble adaptada a Cubípodos, tiene un diseño semejante a la pinza de presión simple que se suele utilizar para los bloques cúbicos convencionales; se corresponde con dos pinzas de cubos unidas por un marco. El marco cuadrado se corresponde con una de las protuberancias tronco-piramidales cuadradas del Cubípodo® y la pinza doble sujeta el cuerpo del Cubípodo® como lo hace la pinza simple con el cubo. El funcionamiento y operatividad de la pinza adaptada es semejante a la pinza simple de cubos convencionales. La manipulación de piezas con pinzas de presión se considera un requisito fundamental para facilitar el manejo rápido y seguro de las piezas de hormigón de gran volumen. El uso de pinzas de presión permite manipular los

Cubípodos con eficiencia desde la grúa, con poco personal y alejando las personas de las situaciones de riesgo.

A las 24 horas, los Cubípodos alcanzan la resistencia suficiente para ser manipulados con pinzas de presión y se trasladan a la zona de acopio donde esperarán hasta alcanzar la resistencia exigida en proyecto (generalmente 28 días). El espacio necesario para el almacenamiento de piezas prefabricadas depende del tamaño de dique, del clima marítimo (paradas de invernada) y del plazo de ejecución de la obra. Una vez definidos los equipos de fabricación y de colocación en obra, se deberá diseñar un parque de fabricación y acopio que permita acumular las piezas necesarias para independizar el proceso de fabricación de la colocación, sin cuellos de botella logísticos que incrementen innecesariamente los costes. Las Figuras 5.3 y 5.4 muestran parques de Cubípodos atendidos con grúas móviles (Puerto de Málaga) y con puentes grúa (Puerto Exterior de A Coruña en Punta Langosteira).



**Figura 5.3 Acopio a cinco alturas en el parque de Cubípodos del Puerto de Málaga.**



**Figura 5.4 Parque de Cubípodos atendido con puentes grúa (Punta Langosteira).**

## 5.2. Encofrados y fabricación de Cubípodos en parque

El sistema de encofrado del Cubípodo® consta de tres elementos: (1) una base estática, (2) un encofrado superior con dos elementos articulados superiores y (3) cuatro elementos articulados laterales que pueden estar unidos a la base o al encofrado superior. Este sistema de encofrado permite llenar y vibrar en dos fases y desencofrar verticalmente cada 6 horas. La Figura 5.5 muestra una fila de encofrados de Cubípodos de 25t (10.6 m<sup>3</sup>). En primer plano se ve una base estática con las cuatro articulaciones inferiores cerradas. Detrás de la base se ven tres encofrados verticales con articulaciones superiores abiertas colocados sobre bases con articulaciones inferiores cerradas. Uno de los encofrados verticales está próximo a ser izado verticalmente por el puente grúa. La fila continúa con una decena de Cubípodos de 25t colocados sobre las bases a los que ya se ha retirado el encofrado superior (han transcurrido más de 6 horas desde su vibrado). La Figura 5.5 muestra al fondo Cubípodos de 25t acopiados a tres alturas.



**Figura 5.5 Encofrados y línea de producción de Cubípodos de 25t (10.6 m<sup>3</sup>).**

Con este sistema de encofrado descrito anteriormente (ver Corredor y otros, 2013), en otoño de 2012 se consiguieron tres puestas/día en Punta Langosteira, trabajando en ciclo continuo (24 horas/día); se necesitaron tres bases por cada encofrado superior. En la Figura 5.1 se puede ver un encofrado más pequeño, utilizado para Cubípodos de 16t (7 m<sup>3</sup>) o menores, donde todos los elementos articulados están unidos al encofrado vertical; el procedimiento de fabricación y los rendimientos son similares.

Se aconseja siempre la fabricación de piezas con encofrados superiores de desplazamiento vertical tipo “flanera” (cubo y Cubípodo), frente al encofrado de apertura horizontal (piezas esbeltas), ya que la línea de producción requiere mucho menos espacio y

el trabajo no sufre interrupciones debidas a los residuos de obra y las irregularidades del suelo que afectan mucho más a los movimientos horizontales apoyados en el suelo. Las piezas esbeltas son menos resistentes desde el punto de vista estructural y requieren una mayor resistencia a tracción del hormigón en todas sus fases, especialmente en el desencofrado y transporte con eslingas a zona de acopio. Por el contrario, las piezas masivas como el cubo o Cubípedo® adquieren con rapidez (24 horas) la resistencia necesaria para su manejo con pinzas de presión, eliminando el riesgo de trabajar con eslingas.

Los encofrados verticales tipo “flanera” y las piezas robustas permiten mantener un ritmo de fabricación elevado (dos a cuatro puestas/día para cubos y Cubípodos frente a una puesta/día para piezas esbeltas) lo que reduce los costes económicos y disminuye la necesidad de espacio en el parque de bloques. Para generar el ritmo de producción (piezas/día) deseado, los encofrados verticales con varias puestas/día (cubos y Cubípodos) requieren menos encofrados y menos espacio por encofrado que los encofrados horizontales de una puesta al día (piezas esbeltas). Este ahorro de espacio en la línea de producción permite aumentar los rendimientos y, en su caso, utilizar equipos de alto rendimiento (puentes grúa) en parques de bloques compactos que permiten reducir costes y simplificar los procesos (menores desplazamientos y menor consumo de energía y tiempo). El vertido del hormigón se realiza normalmente desde camión para circulando sobre vial elevado junto a la línea de producción.

El cálculo del número de encofrados superiores y número de bases que serán necesarios para una determinada producción, será uno de los primeros cálculos a realizar. Este número dependerá del número de piezas/día que pueda producir cada encofrado (dos puestas en ciclos de una sola jornada y hasta cuatro puestas en ciclos de 24 h/día) y de la producción diaria requerida. Una vez determinado el número de encofrados de cada tipo que son necesarios para la obra, se calculará el espacio requerido y su ubicación junto a un vial elevado (colocación a una o dos caras) para la descarga del hormigón. Finalmente, según el espacio disponible, se determinará el manejo de encofrados y piezas con grúas móviles (parque extensivo) o puentes grúa (parque intensivo).

Para facilitar la operación de desencofrado y que la fabricación de Cubípodos pueda tener rendimientos similares al bloque cúbico convencional, es necesario que el diseño del encofrado permita desencofrar verticalmente con facilidad. Esto se consigue dándole a las caras verticales una ligera inclinación (3.5%), tal y como se suele hacer con los encofrados de los bloques cúbicos convencionales. La Figura 5.6 muestra las dimensiones reales de los prototipos de Cubípodos de 16t (7 m<sup>3</sup>). La base tiene dimensiones algo mayores y al tirar verticalmente del encofrado superior las caras verticales de hormigón tienden a separarse simultáneamente de las caras verticales del encofrado.

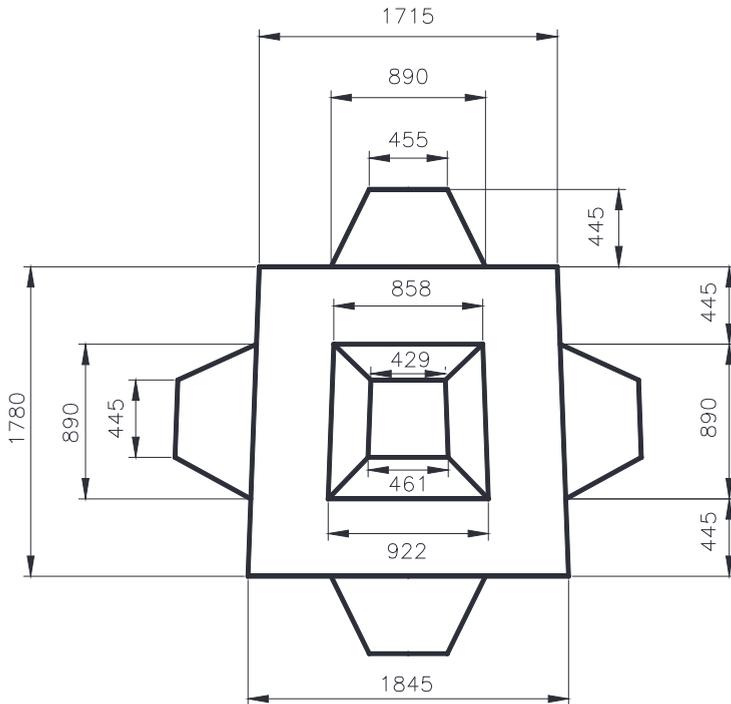


Figura 5.6 Dimensiones (mm) del Cubípodo® de 16t (7 m<sup>3</sup>).

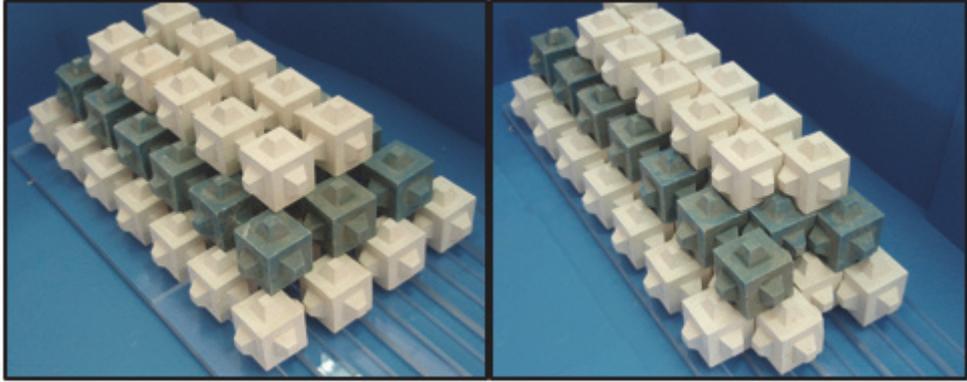
### 5.3. Acopio de Cubípodos. Diseño del parque de bloques

Los Cubípodos que salen de la línea de producción deben acopiarse durante semanas (tal vez meses) hasta que alcancen la resistencia requerida en proyecto (28 días) y sean requeridos para su colocación en el manto principal del dique. La Figura 5.7 muestra el parque de Cubípodos utilizado para el Dique de San Andrés (Puerto de Málaga). Las restricciones de espacio forzaron colocar el parque de bloques de la obra dentro de una parcela rectangular delimitada. El vial elevado para el vertido de hormigón desde camión para se dispuso en el perímetro; los camiones hormigonera rodeaban el perímetro del parque, descargando el hormigón en el encofrado correspondiente. La línea de encofrados se dispuso en la cara interior del vial perimetral, en la zona más alejada del centro urbano. Grúas móviles sobre ruedas eran las encargadas de mover los encofrados (de una base a otra), acopiar los Cubípodos a cinco alturas y, una vez transcurrido el tiempo apropiado, cargar los Cubípodos en camiones plataforma (góndola) para su traslado al punto de colocación.



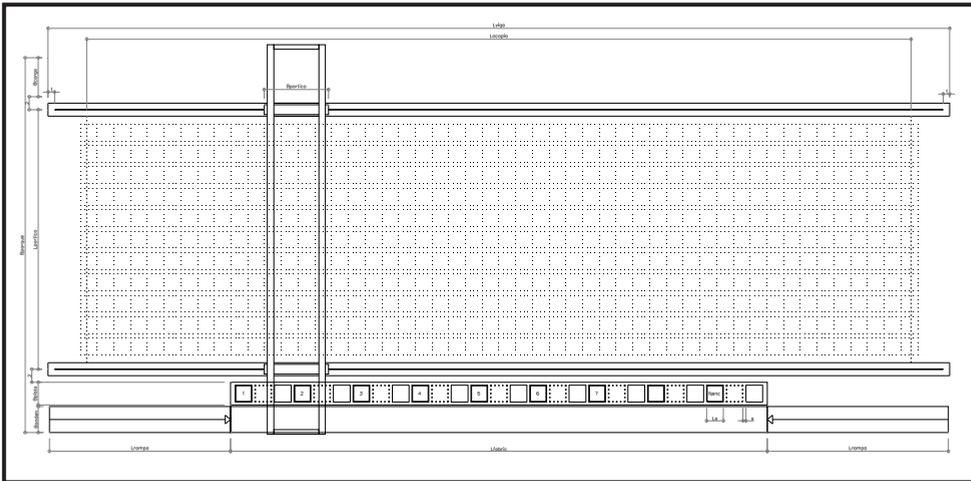
**Figura 5.7 Parque extensivo de Cubípodos con grúas móviles en el Puerto de Málaga.**

Dependiendo del tamaño de los Cubípodos, las restricciones espaciales y los equipos disponibles, existen diversas formas de acopiar Cubípodos de forma eficaz. De las disposiciones posibles, la Figura 5.8 muestra las de menor y mayor compacidad, denominadas por Corredor y otros (2008) como disposición abierta (porosidad 50%) y disposición cerrada (porosidad 30%). Como regla general, se coloca una capa de material granular permeable sobre la que se disponen los Cubípodos del nivel inferior, después de excavar pequeños huecos o zanjas para colocar en ellas las protuberancias inferiores de los Cubípodos del nivel inferior o primera capa. Una vez colocados los Cubípodos de la primera capa, las siguientes capas o niveles se colocan con facilidad apoyándose en las inferiores.



**Figura 5.8 Acopio de Cubípodos en disposición abierta y cerrada.**

Cuando la producción es elevada, suele ser recomendable el diseño de un parque intensivo de bloques atendido por puentes grúa, por la mayor rapidez, seguridad y flexibilidad de las operaciones. La Figura 5.9 muestra la planta de un parque de bloques típico con andén elevado para el vertido de hormigón (desde camión pera) en un lateral, línea de producción a un lado del andén elevado y puente grúa cubriendo la zona de producción y de acopio.



**Figura 5.9 Diseño esquemático en planta de parque intensivo de bloques con puente grúa.**

Finalmente, la última operación es la carga de bloques en camiones góndola para su transporte a la zona de colocación. La Figura 5.10 muestra la carga final de Cubípodos con grúa móvil sobre ruedas en el parque extensivo de Cubípodos de la Figura 5.7.



**Figura 5.10 Carga de Cubípodos sobre góndola para su transporte a la zona de colocación.**



# Capítulo 6

## Colocación de Cubípodos en el manto

### 6.1. Introducción

La colocación de las piezas en el manto (aleatoria, adoquinadas, ordenadas, trabadas, etc.) es un factor fundamental que condiciona el comportamiento del manto frente al oleaje y los asientos diferenciales. Las piezas masivas de hormigón en masa (cubos y paralelepípedos) se han utilizado desde hace más de un siglo como escollera artificial, colocadas aleatoriamente en dos capas. Las piezas que se colocan adoquinadas (mosaico), trabadas u ordenadas de alguna forma, suelen exigir un control de colocación en obra muy estricto, ya que su estabilidad depende en buena medida del conjunto y no solo de las piezas individuales. Como regla general, las piezas masivas que resisten por gravedad y fricción lateral se colocan aleatoriamente y las piezas que resisten por trabazón se colocan con un cierto orden para garantizar una cierta fiabilidad constructiva (relación modelo-prototipo). Por otro lado, los mantos monocapa exigen mejor control de colocación que los mantos bicapa ya que un error importante de colocación tiene consecuencias mucho menos graves en el caso de mantos bicapa.

El tipo de colocación (aleatoria, trabada, etc.) y la porosidad del manto (ver Medina y otros, 2015) son factores que afectan de manera relevante el comportamiento del dique. Estabilidad hidráulica, remonte, rebase y, en su caso, fuerzas sobre el espaldón, van a verse afectados por la forma de colocar las piezas prefabricadas en el manto. Como regla general, una menor porosidad aumenta la estabilidad hidráulica del manto pero también aumenta el coste, el rebase y las fuerzas sobre el espaldón. Por consiguiente, es de especial relevancia controlar la porosidad y forma de colocación de piezas en los

prototipos y en los ensayos físicos a escala reducida, para que los efectos de modelo sean aceptables. Esto es más fácil de conseguir con Cubípodos ya que la colocación es aleatoria y tiende a mantener la porosidad inicial en el tiempo con pocas variaciones.

El Cubípodo® es una pieza masiva que resiste fundamentalmente por gravedad y se coloca en talud de forma aleatoria en una o dos capas. Además, la acción del oleaje y los pequeños cambios de porosidad y asientos diferenciales con el paso del tiempo, tienden a generar pequeños movimientos relativos entre los Cubípodos y ligeros cambios aleatorios de orientación. El diseño geométrico del Cubípodo® reduce en gran medida la compactación heterogénea que se observa en otras piezas masivas (boque cúbico, cubo Antifer, etc.), manteniendo una porosidad poco variable a lo largo de la vida útil. La Figura 6.1 muestra el manto monocapa de Cubípodos de 25t recién colocados en el morro del Dique Sur de Punta Langosteira (Fase 1 del contradique del Puerto Exterior de A Coruña) en diciembre de 2012.



**Figura 6.1** Cubípodos en una sola capa colocados en el Dique Sur de Punta Langosteira.

La colocación en obra de piezas prefabricadas de hormigón en masa suele ser el proceso crítico de la construcción de los grandes diques en talud. Por un lado, los movimientos y tamaños de las piezas y medios de transporte y colocación imponen unos requerimientos de seguridad estrictos que las pinzas de presión facilitan su cumplimiento. Por otro lado, una buena parte de la construcción se suele realizar bajo el agua, sin visibilidad y con una cierta acción del oleaje y el viento sobre la pieza colgada y la grúa que la sostiene.

Para la colocación de Cubípodos en el manto, se definen unas mallas de colocación tipo diamante y se aprovecha el posicionamiento GPS de la cabeza de la grúa para situar cada pieza en las coordenadas definidas X-Y (ver Pardo y otros, 2015). La porosidad inicial dependerá de la malla de colocación y las condiciones climáticas de colocación. Conseguir que los Cubípodos tengan orientación aleatoria está casi garantizado por la facilidad de colocación y tendencia del Cubípedo® a auto-organizarse girando hasta cubrir homogéneamente el talud con orientaciones aleatorias. La Figura 6.2 muestra el proceso de colocación de Cubípodos con grúa móvil sobre orugas en el Dique de San Andrés (Puerto de Málaga).



**Figura 6.2 Colocación de Cubípodos. Dique de San Andrés (Puerto de Málaga).**

Como regla general, los Cubípodos llegarán a la zona de colocación en góndola desde la zona de acopio circulando por la coronación del dique en construcción (a una cota suficiente para minimizar el riesgo de que el rebase durante la fase constructiva alcance el camión). La góndola se coloca dentro de la zona de alcance de la grúa que cogerá los Cubípodos con pinza de presión, elevándolos para su traslado. Los moverá después hasta posicionarlos en las coordenadas prefijadas por la malla (según plan de colocación) y los hará descender con suavidad hasta tocar el talud. Al perder tensión, las pinzas se abren, liberando la pieza, y se repite el ciclo. Además del operador de grúa, solo es necesario un operario para tocar ligeramente las pinzas abiertas suspendidas para que encajen en los Cubípodos antes de izarlos. El ciclo de colocación puede durar entre 4 y 8 minutos, dependiendo del tamaño de los Cubípodos y las condiciones meteorológicas y logísticas.

## 6.2. Berma de pie y protección contra la socavación

El manto principal suele apoyarse en una berma de pie, sobre todo si el manto principal está constituido por piezas prefabricadas de hormigón. El manto principal siempre hay que apoyarlo en una berma de pie si se trata de un manto monocapa. La correcta construcción de la berma de pie (generalmente de escollera) influye en la colocación de la primera fila de piezas del manto y ella sobre el resto de filas, ya que las piezas de cada fila se apoyan en las de la fila que tienen debajo. La Figura 6.3 muestra la sección tipo de un dique en talud con manto principal apoyado en berma de pie sobre banqueta de protección contra la socavación.

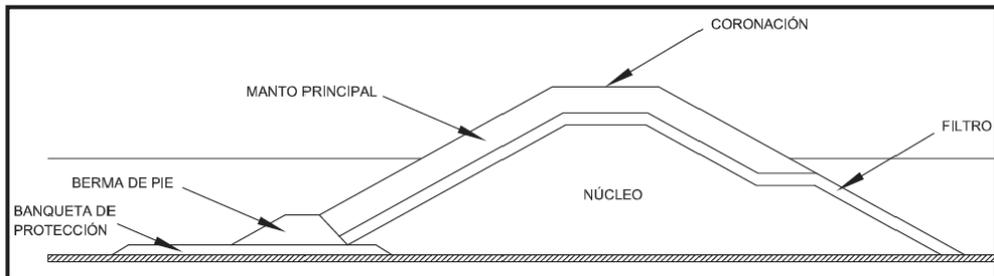


Figura 6.3 Sección tipo de un dique con manto apoyado en berma de pie.

La banqueta contra la socavación es necesaria cuando el dique se construye sobre material sedimentario fino (arena) ya que la superficie de arena suele estar en equilibrio dinámico con las corrientes marinas de la zona (sin dique) y la construcción del dique suele alterar ese equilibrio dinámico generando nuevas corrientes que pueden socavar el fondo marino sedimentario. El nuevo dique forma una clara barrera que suele aumentar significativamente las corrientes longitudinales en el pie del dique lo que tiende a erosionar el fondo arenoso junto al dique y generar deposiciones en zonas un poco alejadas de la estructura. Al verter material granular grueso (banqueta contra la socavación) debajo de la berma de pie y en la zona próxima, no se alteran mucho las corrientes, pero sirve para resistir las corrientes fuertes de fondo que se generarán en el momento se construya el dique. De ese modo, la socavación se frena porque el material granular es más grueso que la arena y la posible socavación se aleja de la berma de pie; la banqueta contra socavación protegerá la berma de pie y en la berma se apoya el manto principal.

Como regla general, la berma de pie suele tener una forma trapezoidal como la que señala la Figura 6.3 y el peso de la escollera de la berma de pie suele ser del 10% al 20% del peso de las piezas del manto, dependiendo de la profundidad del dique y de la profundidad de la berma. La profundidad de la coronación de la berma de pie no suele exceder  $h_c = 1.5 H_{sd}$ , el ancho de la berma en coronación suele ser  $B = 3$  a  $4 D_{n50}$  y el espesor suele ser  $2 D_{n50}$  y  $3 D_{n50}$  para mantos monocapa y bicapa, respectivamente, siendo  $D_{n50}$  el diámetro nominal de la escollera de la berma de pie.

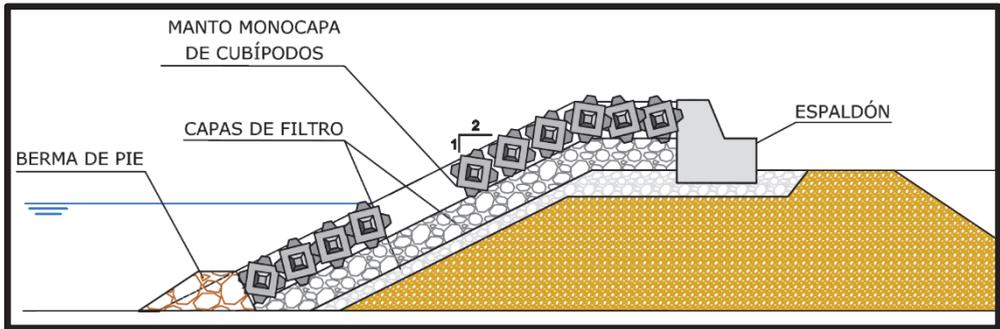


Figura 6.4 Manto monocapa de Cubípodos apoyado en berma de pie.

Cuando el dique se construye a mucha profundidad, la berma de pie que apoya el manto está situada en la zona superior alejada del fondo marino, y la zona inferior ( $h > 1.5 H_{sd}$ ) suele protegerse con una capa de escollera de menor tamaño (similar a la capa de filtro superior) ya que las acciones del oleaje en la zona profunda se debilitan significativamente.

En general, la berma de pie es una parte muy pequeña de la estructura y suele tener un coste reducido; por esta razón, suele diseñarse con un margen de seguridad muy superior al del manto principal. Para estimar los daños que caben esperar en una berma de pie determinada, puede utilizarse la fórmula de Van der Meer (1998) propuesta por CIRIA y otros (2007). La Figura 6.5 muestra la sección de CIRIA y otros (2007) para calcular la berma de pie con la Ecuación 6.1 (válida si  $0.4 < h_t/h < 0.9$ ), donde las variables principales son:  $h_s$ =profundidad a pie de dique y  $h_t$ =profundidad de la berma de pie.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left( 2 + 6.2 \left( \frac{h_t}{h_s} \right)^{2.7} \right) N_{od}^{0.15} \quad 6.1$$

La variable  $N_{od}$  indica el daño en la berma (número de piedras extraídas en una banda de anchura  $D_{n50}$ ); el criterio de CIRIA y otros (2007) es:  $N_{od}=0.5$  (inicio de averías en la berma), 2.0 (daños moderados) y 4.0 (destrucción). Así pues, en aguas profundas (oleaje sin limitación de fondo), normalmente se diseñará la berma de pie para tener un nivel de averías  $N_{od}=0.5$  (inicio de averías en berma de pie) con el temporal de cálculo que en el manto produce el Inicio de Destrucción (IDe). De ese modo se dispone de un coeficiente de seguridad adicional de  $(4/0.5)^{0.15}=1.37$  a la destrucción de la berma. Si se requiere un tamaño de piedra superior, puede construirse una berma más ancha ( $B/D_{n50} \gg 3$ ) y utilizar la fórmula de Van Gent y otros (2015) para estimar la erosión de la berma; en este caso, la berma puede soportar un  $N_{od}$  muy superior a lo especificado por CIRIA y otros (2007) ya que su mayor anchura le proporciona un margen de seguridad mucho mayor (antes de que el manto pierda su apoyo en la berma de pie).

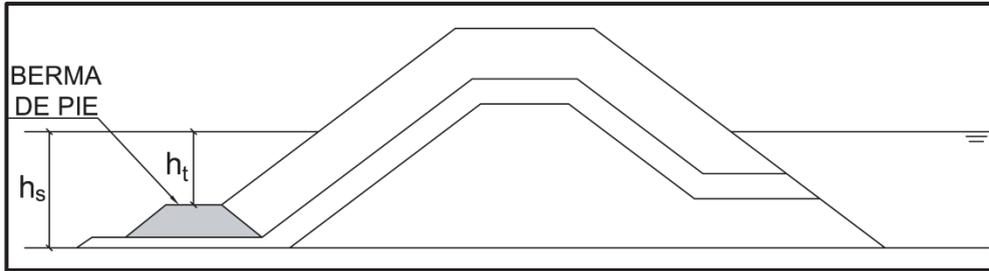


Figura 6.5 Sección tipo de CIRIA y otros (2007) para diseñar bermas de pie.

Si el oleaje está limitado por fondo, la berma hay que situarla en el fondo (sobre la banqueta contra la socavación).

En zonas someras con pendiente fuerte y oleaje limitado por fondo, las bermas de pie pueden tener un número de estabilidad muy inferior al de las piezas del manto principal. En estas condiciones, las fórmulas de cálculo de bermas de pie que ofrece la literatura científica no son aplicables y los ensayos físicos resultan necesarios.

### 6.3. Colocación de Cubípodos en tronco

La colocación de Cubípodos en el tronco se realiza siguiendo una malla de colocación prefijada tipo diamante. La malla determina las coordenadas X-Y de cada pieza en el plano horizontal; se comienza a colocar la fila de piezas inferior (apoyada en la berma de pie) y después se van colocando las filas superiores apoyadas en las inferiores. En la colocación idónea de Cubípodos, cada pieza se coloca entre dos de la fila inferior; la Figura 6.6 muestra una malla de colocación fija convencional y una malla progresiva para tener en cuenta el reacondicionamiento natural de las piezas sobre el talud. El parámetro “a” es la distancia horizontal entre piezas de la misma fila y el parámetro “b” es la distancia horizontal entre filas.

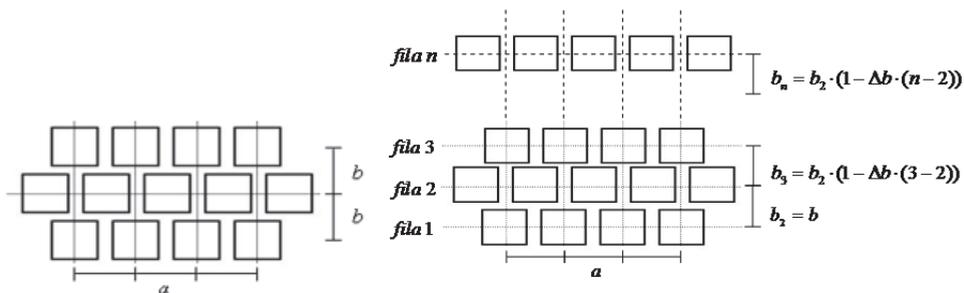
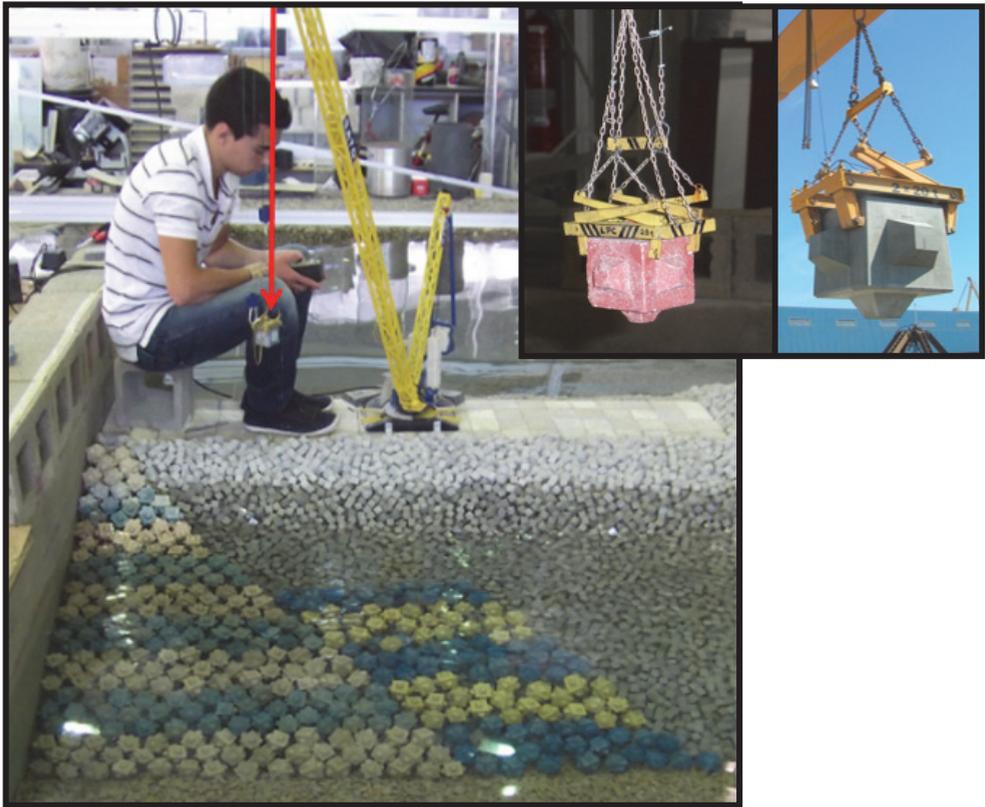


Figura 6.6 Malla de colocación fija y progresiva.

Pardo y otros (2014) estudian las mallas de colocación óptimas para bloques cúbicos y Cubípodos en tronco y morro, utilizando para ello ensayos físicos de construcción realista de mantos. En estos ensayos se utilizan grúas radiales, oleaje, piezas y pinzas de presión a escala reducida. La Figura 6.7 muestra la colocación ciega de un Cubípedo® bajo el agua en los ensayos de construcción realista de mantos (siguiendo una malla X-Y prefijada) y pinzas de presión reales y a escala reducida (E: 1/50).



**Figura 6.7 Construcción realista de mantos. Tronco recto.**

Como regla general, para todo tipo de piezas y forma de colocación, la porosidad del manto es una variable de capital importancia, ya que afecta directamente el consumo de hormigón (más porosidad = menos consumo), la logística de la obra (nº de piezas necesarias) y la respuesta estructural (más porosidad = menos estabilidad hidráulica). El control de la porosidad en obra y en los ensayos a escala de validación es uno de los aspectos que deben cuidarse para evitar las incertidumbres asociadas a los efectos de modelo. La forma geométrica del Cubípedo® restringe las variaciones posibles de porosidad, pero una malla adecuada permite optimizar su colocación y reducir al mínimo el número de piezas mal colocadas. Si el producto “a”x”b” en la malla fija se

reduce, la porosidad tiende a reducirse (mayor densidad de piezas por unidad de superficie); sin embargo, si la densidad de colocación es excesiva, las piezas no se pueden colocar correctamente y se sitúan fuera de la capa del manto en construcción. Así pues, existen combinaciones óptimas de “a” y “b” para obtener porosidades mínimas sin pérdida de piezas.

En troncos rectos funciona correctamente (colocación ciega con oleaje moderado) la malla fija de Cubípodos:  $a/D_n=1.58$  y  $b/D_n=1.02$  para talud  $\cot\alpha=1.5$  y  $a/D_n=1.61$  y  $b/D_n=1.05$  para talud  $\cot\alpha=2.0$ . La porosidad que se obtiene en capas de Cubípodos colocados con estas mallas resulta  $40 < p[\%] < 43$  ( $0.57 < \Phi < 0.60$ ). Como regla general, la primera capa de Cubípodos (manto monocapa sobre escollera) tiene porosidades más bajas que la segunda capa de Cubípodos, ya que el menor tamaño de los elementos de la capa inferior favorece los movimientos de reordenación de Cubípodos.

Para los troncos en curva, la idoneidad de la malla depende de la curvatura. En efecto, la primera fila de Cubípodos se debe apoyar en la berma y las filas sucesivas deben apoyarse en las inferiores; sin embargo, en cotas superiores el radio se reduce y con él las distancias entre las piezas. Si la curvatura es muy grande se producen cabalgamientos de piezas que obligan a rehacer la malla. Para radios de curvatura moderados ( $R/D_n \approx 110$ ) es suficiente con aumentar ligeramente la distancia horizontal entre piezas “a” (2%) y mantener las distancias entre filas.

Otras recomendaciones a considerar son:

1. Construir y perfilar correctamente la berma de pie, ya que sobre ella se apoya la primera fila de piezas, la que afecta en mayor medida toda la colocación.
2. Las grúas de colocación deben estar equipadas con GPS diferencial en cabeza y un programa de colocación que permita al operador de grúa identificar las piezas que se han colocado en cada momento siguiendo un plan definido previamente. Antes de iniciar los trabajos de colocación de piezas debe realizarse una prueba de chequeo en seco sobre punto de coordenadas X-Y conocidas.
3. La primera fila de piezas debe colocarse con cuidado ya que condiciona significativamente la colocación de las filas superiores.
4. Perfilar correctamente la capa de filtro en la que se apoya el manto principal ya que influye en la calidad de la colocación del manto.
5. Se pueden utilizar mallas progresivas para considerar la auto-compactación de las piezas durante la colocación, pero se ha visto que las mallas fijas indicadas anteriormente son más sencillas de aplicar y dan buenos resultados.
6. Al aumentar la curvatura del tronco, resulta más difícil colocar las piezas con una malla fija. Los problemas de colocación con malla fija son insolubles si la curvatura es muy grande (morros). En el caso de morros es necesario cambiar de metodología y utilizar mallas encadenadas (ver apartado 6.4).

7. El Cubípedo® tiene una cierta capacidad de auto-ordenación sobre el talud tendiendo a la porosidad constante alrededor del 41%-42% pero es aconsejable realizar ensayos de construcción realista de mantos para estudiar la colocación en zonas especiales (arranques, entronques, zonas curvas, etc.).

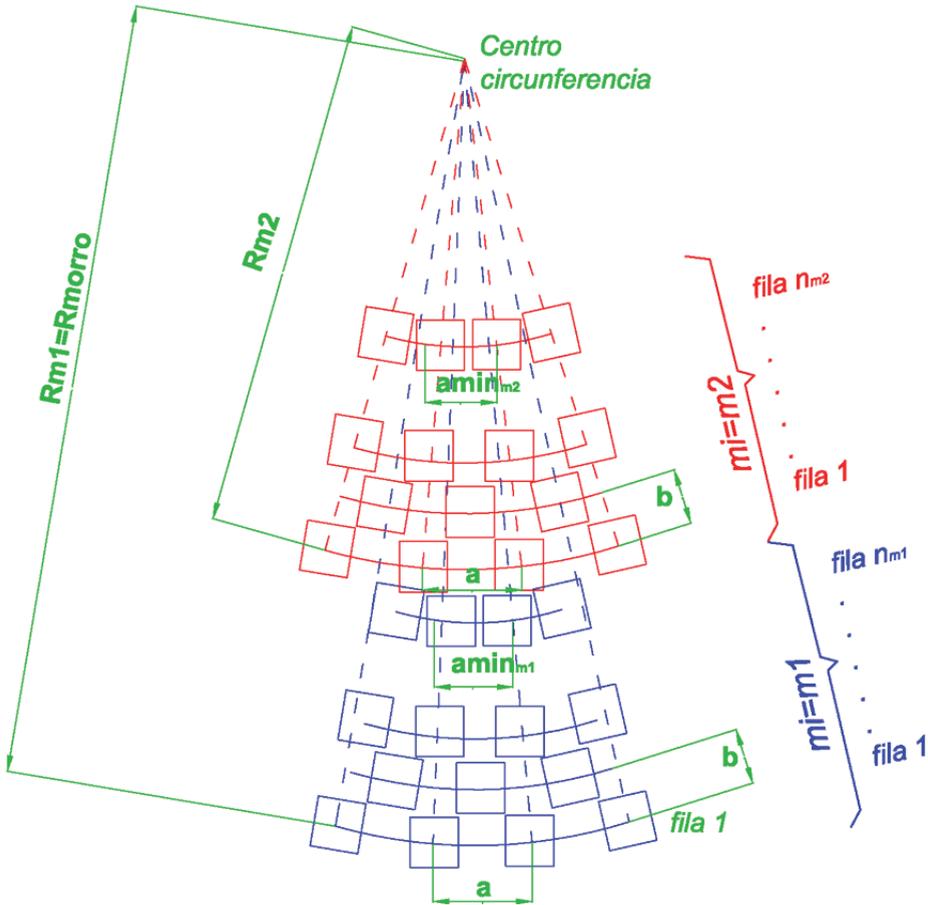
#### 6.4. Colocación de Cubípodos en morro

Aunque la colocación de piezas en el morro se realiza de forma análoga al tronco, la colocación en el morro tiene la dificultad específica de que la malla ortogonal no puede extenderse indefinidamente hacia arriba porque el radio se reduce significativamente. En efecto, la berma de pie tiene una traza circular y las filas de piezas también; la distancia horizontal entre piezas (“a”) a lo largo de la circunferencia se puede mantener constante en la fila inferior, pero se tendrá que reducir en las fila siguiente (el radio es menor). Si el morro tiene mucha curvatura (situación habitual) y se intenta la colocación estándar (cada pieza apoyada en dos de la fila inferior), pronto se alcanzará una fila en la que la distancia entre piezas será demasiado pequeña y se producirán cabalgamientos (piezas descolocadas situadas unas encima de otras).

Para optimizar la colocación de Cubípodos en morro, se han realizado ensayos de construcción realista de morros (ver Pardo y otros, 2014) con diferentes radios y taludes  $\cot\alpha=1.5$  y  $2.0$ . La solución obtenida es la de mallas encadenadas como la mostrada en la Figura 6.8, empezando con una distancia entre piezas de la primera fila “a” y colocando encima el número de filas obtenido con la Ecuación 6.2.

$$n_{mi} = \frac{R_{mi}}{b} \left( 1 - \frac{(a_{\min}/D_n)_{mi}}{a/D_n} \right) + 1 \quad 6.2$$

Donde “mi” es el número de malla expandida ( $mi=1,2,3,\dots$ ), “ $n_{mi}$ ” es el número de filas que se pueden colocar en la expansión “mi” y “ $(a_{\min}/D_n)_{mi}$ ” es el espaciamiento mínimo de la expansión “mi”. El radio inicial de cada malla es  $R_{mi}=R_{\text{morro}}-bn_f$ , donde “ $R_{mi}$ ” es el radio de la primera fila de la malla expandida “mi”, “ $R_{\text{morro}}$ ” es el radio inicial del morro, “b” es la distancia horizontal entre filas y  $n_f$  es el número total de filas colocadas antes de la expansión “mi”.



**Figura 6.8 Malla de colocación de Cubípodos encadenada.**

Se recomiendan valores  $b/D_n$  similares a los de los troncos ( $b/D_n=1.02$  y  $1.05$  para taludes  $\text{cota}=1.5$  y  $\text{cota}=2.0$  respectivamente). Los valores iniciales “ $a/D_n$ ” son superiores a los valores recomendados para troncos (porque la distancia se reduce en filas superiores) y dependen de la curvatura del morro. Para  $15 < R_{m1}/D_n < 20$  puede usarse valores en el rango  $1.68 < a/D_n < 1.76$  y obtener porosidades  $41 < p[\%] < 43$  ( $0.57 < \Phi < 0.59$ ).

Las Figuras 6.9 y 6.10 muestran ensayos de construcción realista de mantos. Con grúa y pinza realista se ensayan diversas mallas y se calculan porosidades obtenidas y, en su caso, número de piezas descolocadas, para definir las mallas óptimas.

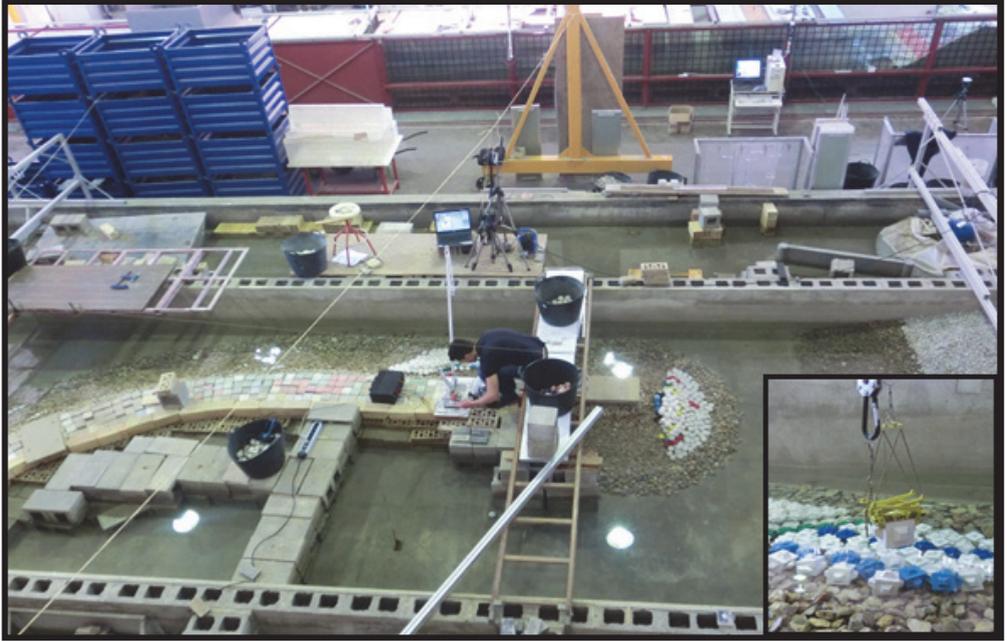


Figura 6.9 Colocación realista de Cubípodos en tronco y morro a escala reducida.



Figura 6.10 Área de referencia para calcular la porosidad del manto en el morro.

## 6.5. Transiciones en cambios de espesor de manto

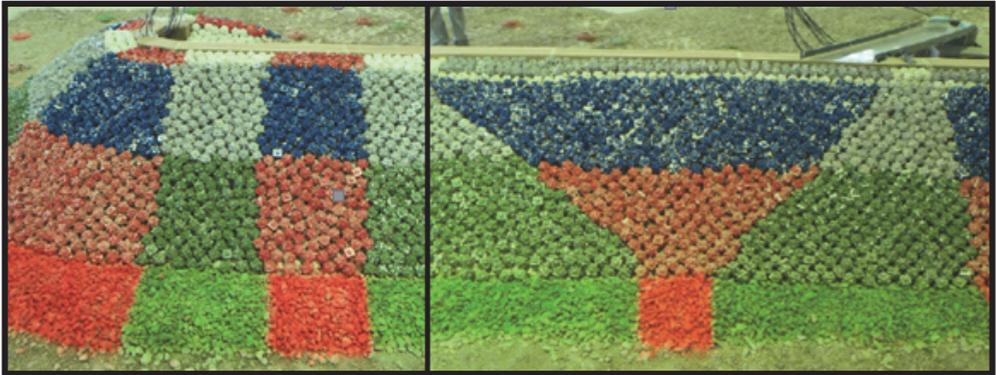
La colocación de piezas en el tronco y morro descrita anteriormente, resuelve las situaciones de colocación más frecuentes. Sin embargo, existen otras dos situaciones que afectan a pocas piezas pero que suelen plantearse habitualmente en el diseño y construcción de diques rompeolas: (1) cambio en el tamaño de la pieza del manto y (2) cambio en el espesor del manto. Estas situaciones especiales exigen definir transiciones adecuadas para que el comportamiento del dique sea el adecuado.

Dado que el tamaño de las piezas del manto depende de las características de oleaje y la batimetría de la zona, es habitual definir el manto principal con varios tamaños de pieza, cada una adecuada para un tramo de dique; por ejemplo, un tamaño para el arranque, otro para el cuerpo y un tercero para el morro. En general, no es bueno diseñar el dique con muchos tamaños de piezas, ya que ello incrementa los costes logísticos; el óptimo económico suele exigir el proyecto con escollera y muy pocos tamaños de piezas diferentes. Un ligero sobredimensionamiento suele tener ventajas económicas frente al diseño con múltiples tamaños de piezas.

Si el tamaño de pieza requerido en un tramo es muy pequeño, suele ser habitual sustituirlo por escollera (menor coste de suministro) de un tamaño mayor y la misma capacidad resistente. Así pues, en un dique de Cubípodos es habitual pasar de manto de escollera (bicapa) a manto de Cubípodos (monocapa o bicapa) pequeños y, en otra zona, pasar de manto de Cubípodos pequeños a grandes. Aunque no se cambie de tamaño de Cubípodo, puede también ser necesario pasar de manto monocapa a manto bicapa de Cubípodos. En todos estos casos, el espesor del manto cambia de manera sustancial (especialmente en la transición monocapa-bicapa).

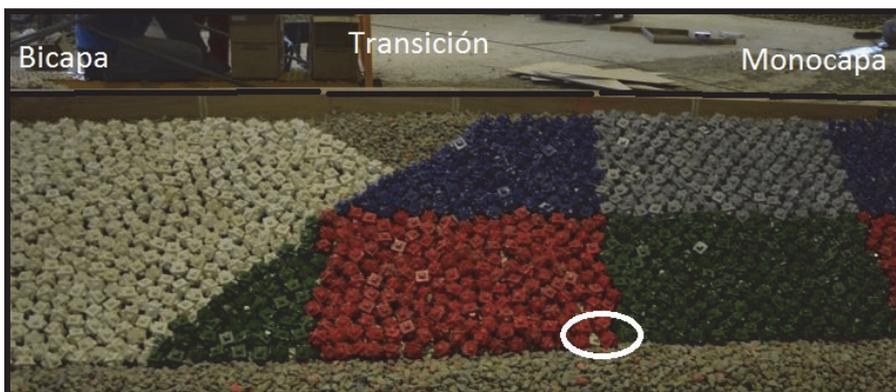
Para definir la transición apropiada es necesario tener en cuenta varios factores hidráulicos y constructivos, para cualquier tipo de pieza utilizado. En primer lugar, es conveniente remarcar que no es bueno que el perfil exterior del dique sufra cambios bruscos ya que las corrientes longitudinales y las olas correderas pueden generar acciones significativas adicionales en la transición. Por otro lado, la construcción eficiente del dique implica verter piedra para formar las capas de filtro con perfil exterior de talud uniforme y avanzando a 45°, con las capas interiores por delante (núcleo más avanzado, primera capa de filtro después, etc.). Además, hay que considerar que si el manto principal tiene piezas de mayor tamaño, es muy posible que la capa de filtro inferior (escollera bicapa) también tenga un espesor diferente.

**Transición monocapa-bicapa de Cubípodos.** El cambio de espesor en esta transición es muy relevante; se aconseja aumentar el espesor de la capa de filtro hasta alcanzar la diferencia de espesores de manto que se tiene que compensar. La Figura 6.11 muestra una transición monocapa-bicapa sin cambiar el tamaño de pieza.



**Figura 6.11 Transición monocapa-bicapa del manto de Cubípodos.**

Dado que las diferentes capas del dique se vierten avanzando con las capas más interiores y los bloques del manto principal se apoyan sobre los inferiores, el manto avanza por el exterior en cuña de  $45^\circ$  aproximadamente. Para conseguir que los elementos más pequeños se apoyen sobre los más grandes (escollera sobre Cubípodos), no solo es necesario que la protección monocapa avance en cuña de  $45^\circ$  (con un filtro de mayor espesor) sobre el bicapa, sino que también la protección bicapa debe avanzar en cuña de  $45^\circ$  sobre el monocapa. Cuando se alcancen la primera capa del bicapa y la monocapa (siguiendo planos paralelos separados por el incremento de grosor del filtro), se puede rellenar con piedra de filtro la cuña superior y continuar la colocación del manto monocapa sobre el filtro y primera capa de Cubípodos. La Figura 6.12 muestra el avance de la protección monocapa sobre la primera capa, ya colocada, del tramo bicapa. Exteriormente, el manto monocapa forma un plano sin discontinuidades hasta cubrir la primera capa y constituir con ella un manto bicapa; si se retirara esa protección exterior monocapa de Cubípodos, se podría ver un manto bicapa de escollera (filtro) apoyado sobre un manto monocapa de Cubípodos.



**Figura 6.12 Avance de la protección monocapa sobre filtro Cubípodos.**

La transición descrita cumple todas las condiciones requeridas: (1) la piedra se vierte avanzando en cuña de unos 45°, (2) los Cubípodos se colocan apoyándose en los de las filas inferiores y generando un avance en cuña de unos 45°, (3) se mantiene la continuidad del plano correspondiente a la capa exterior de Cubípodos que protege el dique y (4) la piedra de filtro se apoya en los Cubípodos y no al revés.

**Transición escollera bicapa-Cubípodos monocapa.** Esta transición se resuelve aumentando el espesor de la capa de filtro del manto monocapa de Cubípodos y apoyando la escollera sobre los Cubípodos que son más resistentes. Esto obliga a colocar los Cubípodos con la cuña de 45° hacia el manto de escollera y rellenando la cuña superior de contacto con escollera (apoyada en los Cubípodos).

**Transiciones por cambios de tamaño de Cubípodo.** La forma correcta de construir las transiciones es similar a la descrita anteriormente, ligero aumento del espesor de la capa de filtro para mantener la continuidad del plano exterior del manto y, sobre todo, apoyar los Cubípodos más pequeños sobre los más grandes. Esto proporciona la mínima interferencia hidráulica y la máxima estabilidad en la transición.

Además de los descritos anteriormente, puede ser necesario construir otros tipos de transiciones. En todo caso, es conveniente mantener la continuidad del plano exterior del manto y apoyar siempre los Cubípodos o piedras de menor estabilidad hidráulica sobre las de mayor estabilidad.

# NOTACIÓN

## Símbolos:

$a$ [m]	= distancia horizontal entre piezas del manto de la misma fila
$A_c$ [m]	= cota de coronación del manto principal
$(a_{\min}/D_n)_{mi}$ [-]	= espaciamiento mínimo de la expansión “mi” de la malla de morros
$b$ [m]	= distancia horizontal entre las distintas filas de piezas del manto
$B$ [m]	= ancho de la berma de pie, medido horizontalmente
$B_a$ [m]	= ancho de la berma superior, medido horizontalmente
$B_e$ [m]	= anchura de la base del espaldón
$C_B$ [€/m <sup>3</sup> ]	= precio unitario de cubos
$C_C$ [€/m <sup>3</sup> ]	= precio unitario de Cubípodos
$C_R$ [-]	= $H_R/H_I$ o $H_{sr}/H_{si}=m_{0r}/m_{0i}$ , coeficiente de reflexión
$\cot\alpha$ [-]	= talud de la estructura
$D_e$ [-]	= daño adimensional equivalente
$D_n$ [m]	= $(W/\gamma_r)^{1/3}$ , lado del cubo equivalente o diámetro nominal de la pieza
$D_{ni}$ [m]	= $(W_i/\gamma_i)^{1/3}$ , diámetro nominal de la escollera de la capa $i$
$D_{n50}$ [m]	= diámetro nominal de la escollera
$e_i$ [m]	= espesor de la capa $i$
$f_{ck}$ [MPa]	= resistencia característica a compresión del hormigón
$f_{ct,k}$ [MPa]	= resistencia característica a tracción del hormigón
$f_p$ [s <sup>-1</sup> ]	= frecuencia de pico del oleaje
$F_h$ [kN/m]	= fuerza horizontal máxima
$F_v$ [kN/m]	= fuerza vertical asociada a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima ( $F_v(F_h)$ )
$g$ [m/s <sup>2</sup> ]	= aceleración de la gravedad (=9.81)

$h$ [m]	= profundidad del agua
$h_t$ [m]	= profundidad del agua sobre la berma de pie
$h_c$ [m]	= altura de caída medida desde el punto más bajo de la pieza que se deja caer en ensayos de caída libre de prototipos
$h_e$ [m]	= altura equivalente de caída en ensayos de caída libre de prototipos
$h_{ec}$ [m]	= altura equivalente crítica de caída en ensayos de caída libre de prototipos
$h_f$ [m]	= altura del espaldón
$h_s$ [m]	= profundidad a pie de dique
$H$ [m]	= altura de ola regular de cálculo en la fórmula de Hudson (1959)
$H_{inc}$ o $H_I$ [m]	= altura de ola media incidente observada en oleaje regular
$H_{m0}$ [m]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa estimada con el espectro
$H_R$ [m]	= altura de ola media reflejada observada en oleaje regular
$H_s$ [m]	= altura de ola significativa
$H_{sd}$ [m]	= altura de ola significativa de cálculo a pie de dique
$H_{si}$ [m]	= $H_{m0i}$ , altura de ola significativa incidente observada en oleaje irregular
$H_{sr}$ [m]	= $H_{m0r}$ , altura de ola significativa reflejada observada en oleaje irregular
HOR [€/m <sup>3</sup> ]	= coste en euros del m <sup>3</sup> de hormigón suministrado
$I_r$ [-]	= $\tan\alpha/(H_I/L_0)^{0.5}$ , número de Iribarren en oleaje regular
$I_{rp}$ [-]	= $\tan\alpha/(H_{m0}/L_{0p})^{0.5}$ , número de Iribarren asociado al periodo de pico
$k$ [rad/m]	= $2\pi/L$ , número de onda angular
$kh$ [-]	= $2\pi h/L$ , profundidad relativa
$K_D$ [-]	= coeficiente de estabilidad hidráulica
$L$ [m]	= $gT^2 \tanh(2\pi h/L)/2\pi$ , longitud de onda
$L_b$ [m]	= longitud del dique
$L_0$ [m]	= $gT^2/2\pi$ , longitud de onda en aguas profundas
$L_{01}$ [m]	= $gT_{01}^2 \tanh(2\pi h/L_{01})/2\pi$ , longitud de onda media
$L_{0p}$ [m]	= $gT_p^2/2\pi$ , longitud de onda de pico en aguas profundas
$m$	= índice de tamaño de los cubos ( $m=1, 2, \dots, M$ )

---

$m_i$	= número de malla expandida o expansión ( $m_i=1,2,3,\dots$ )
$M$	= número total de tamaños de cubos distintos
$n$	= índice de tamaño de los Cubípodos ( $n=1, 2,\dots, N$ )
$n_c$	= número de capas del manto
$n_f$	= número total de filas colocadas antes de la expansión “mi”
$n_{mi}$	= número de filas que se pueden colocar en la expansión “mi”
$n_r$	= número de repeticiones de caída libre de prototipos desde la misma altura de caída
$N$	= número total de tamaños de Cubípodos distintos
$N_s [-]$	= $H_s/(\Delta D_n)$ , número de estabilidad
$N_{sd} [-]$	= $H_{sd}/(\Delta D_n)$ , número de estabilidad de diseño
$N_s(\text{IDa})$	= Número de estabilidad que produce IDa
$N_s(\text{IDa}5\%)$	= Número de estabilidad a IDa que tiene un 5% de probabilidades de no ser superado
$N_s(\text{IDa}50\%)$	= Mediana de los números de estabilidad a IDa
$N_s(\text{IDe})$	= Número de estabilidad que produce IDe
$N_s(\text{IDe}5\%)$	= Número de estabilidad a IDe que tiene un 5% de probabilidades de no ser superado
$N_s(\text{IDe}50\%)$	= Mediana de los números de estabilidad a IDe
$p [-]$	= porosidad del manto principal
$q [\text{m}^3/\text{s}/\text{m}]$	= caudal unitario de rebase medio por unidad de ancho de dique
$Q [-]$	= caudal adimensional de rebase
$R [\text{m}]$	= radio de curvatura del dique
$R_c [\text{m}]$	= francobordo de la estructura (cota de coronación del dique-PMVE)
$R_{mi} [\text{m}]$	= radio de la primera fila de la malla expandida “mi”
$R_{morro} [\text{m}]$	= radio inicial del morro
$R_u [\text{m}]$	= nivel de remonte medido verticalmente respecto del NMM
$R_{uv} [\text{m}]$	= remonte visual
$s_{0p} [-]$	= $H_{m0}/L_{0p}$ , peralte del oleaje
$S(n\Delta t) [\text{kN}/\text{m}]$	= $(W_e - F_v(n\Delta t))\mu - F_h(n\Delta t)$ , función de fallo del espaldón

$S_d$ [kN/m]	= $\min[S(n\Delta t)]$ = mínimo valor de $S(n\Delta t)$
$S_1$ [kN/m]	= $(W_e - F_v(F_h))\mu - F_h$ , función de fallo del espaldón asociado al empuje horizontal máximo $F_h = \max(F_h(n\Delta t))$
SF(IDa)	= $N_s(\text{IDa})/N_{sd}$ , coeficiente de seguridad a IDa
SF(IDE)	= $N_s(\text{IDE})/N_{sd}$ , coeficiente de seguridad a IDE
t [unidad]	= tonelada fuerza o tonelada masa
T [s]	= periodo del oleaje
$T_m$ [s]	= periodo medio del oleaje
$T_p$ [s]	= $1/f_p$ , periodo de pico espectral del oleaje
$T_{01}$ [s]	= $m_0/m_1$ , periodo medio orbital del oleaje
V [m <sup>3</sup> ]	= volumen de hormigón del manto principal
$V_B$ [m <sup>3</sup> ]	= volumen total de hormigón utilizado en fabricación de cubos
$V_B \times C_B$ [€]	= coste total del manto de cubos
$V_C$ [m <sup>3</sup> ]	= volumen total de hormigón utilizado en fabricación de Cubípodos
$V_C \times C_C$ [€]	= coste total del manto de Cubípodos
$V_m$ [m <sup>3</sup> ]	= volumen de cubos a colocar de tamaño m (m=1, 2, ..., M)
$V_n$ [m <sup>3</sup> ]	= volumen de Cubípodos a colocar de tamaño n (n=1, 2, ..., N)
$w_c$ [m]	= cota de cimentación del espaldón
$W$ [t] = $W_0$ [t]	= peso de las unidades del manto principal
$W_B$ [t]	= peso de los bloques cúbicos de hormigón
$W_C$ [t]	= peso de los Cubípodos de hormigón
$W_e$ [kN/m]	= peso unitario del espaldón
$W_i$ [t]	= peso de la escollera de la capa de filtro i
$W_m$ [t]	= peso de los cubos de tamaño m (m=1, 2, ..., M)
$W_n$ [t]	= peso de los Cubípodos de tamaño n (n=1, 2, ..., N)

---

$\alpha$ [rad o °]	= ángulo del talud de la estructura
$\beta$ [-]	= pendiente del fondo
$\gamma_f$ [-]	= factor de rugosidad del manto asociado a tipo de pieza
$\gamma_i$ [t/m <sup>3</sup> ]	= peso específico de las unidades de la capa i
$\gamma_r$ [t/m <sup>3</sup> ]	= peso específico del hormigón
$\gamma_w$ [t/m <sup>3</sup> ]	= peso específico del agua
$\Delta$ [-]	= peso específico relativo sumergido = $(\gamma_r/\gamma_w)-1$
$\Delta h$ [m]	= carrera de marea (PMVE-BMVE)
$\theta$ [°]	= oblicuidad del oleaje
$\mu$ [-]	= coeficiente de rozamiento entre escollera y espaldón
$\rho_r$ [t/m <sup>3</sup> ]	= densidad del hormigón
$\rho_w$ [t/m <sup>3</sup> ]	= densidad del agua
$\Phi$ [-]	= densidad de empaquetamiento (“packing density”)

**Acrónimos:**

AAU	= <i>Aalborg University</i> (DK)
AD	= Caída libre cara contra cara
BMVE	= Bajamar viva equinocial
De	= Destrucción
EAD	= Caída extrema cara contra cara
ED	= Caída libre en arista
EED	= Caída extrema en arista
GIOC	= Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas (IH Cantabria, ES)
IDa	= Inicio de Avería
IDe	= Inicio de Destrucción
INHA	= Instituto de Hidrodinámica Aplicada (P. T. del Vallés, Barcelona, ES)
LPC	= Laboratorio de Puertos y Costas de la UPV
NMM	= Nivel medio del mar

PMVE	= Pleamar viva equinocial
RD	= Caída libre aleatoria
SATO	= Sociedad Anónima de Trabajos y Obras (Grupo OHL)
SF	= Coeficiente de seguridad
UDC	= <i>Universidade da Coruña</i> (ES)
UPV	= <i>Universitat Politècnica de València</i> (ES)

# REFERENCIAS

- Bruce, T., Van del Meer, J., Allsop, W., Franco, L., Kortenhaus, A., Pullen, T. and Schüttrumpf, H. (2009). "Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters". *Coastal Engineering*, 56(2), 166-179.
- Burcharth, H. F., Howell, G. L., y Liu, Z. (1991). "On the determination of concrete armour unit stresses including specific results related to dolosse". *Coastal Engineering*, 15(1-2), 107-165.
- Burcharth, H.F., Andersen, T.L. y Medina, J.R. (2010). "Stability of Cubipod armoured roundheads in short crested waves". ASCE, Paper No. 259 / structures.39
- Burcharth, H. F., Maciñeira-Alonso, E. y Noya-Arquero, F. (2015). "Design, construction and performance of the main breakwater of the new outer port at Punta Langosteira, La Coruña, Spain". In *Design of Coastal Structures and Sea Defences*, Kim, Y.C. (Ed.), Series on Coastal and Ocean Engineering Practice: Vol. 2, World Scientific, 23-76.
- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2<sup>nd</sup> edition)*. C683, CIRIA, London.
- Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. y Medina, J.R. (2008). "CUBÍPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos". *III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas: Innovación en la construcción y explotación portuaria*, Puertos del Estado, 187-211.
- Corredor, A., Santos, M., Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. (2012). "Placement of Cubipod Armor Units in San Andrés Breakwater (Port of Malaga, Spain)". *Proc. of 33<sup>rd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, 33(2012)*, structures.6.
- Corredor, A., Santos, M., Peña, E., Maciñeira, E., Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2013). "Designing and Constructing Cubipod Armored Breakwaters in the Ports of Malaga and Punta Langosteira (Spain)". *Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2013. From Sea to Shore - Meeting the Challenges of the Sea*, ISBN: 9780727759757, ICE Publishing.

- EHE-08 (2008). *Instrucción de hormigón estructural*. Ministerio de la Presidencia, España. REAL DECRETO 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08). B.O.E. Nº 203 (22/08/2008).
- EurOtop (2007). *European Manual for the Assessment of Wave Overtopping*. Eds. Pullen, T. Allsop, N.W.H. Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H. y Van der Meer, J.W. Descargado de [www.overtopping-manual.com](http://www.overtopping-manual.com).
- Gómez-Martín, M.E y Medina, J.R. (2014). “Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units”. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 140(1), 100-108.
- Hudson, R.Y. (1959). “Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters”. *Journal of Waterways and Harbors Division*, ASCE, 89(WW3): 93-121.
- Iribarren, R. (1938). *Una fórmula para el cálculo de diques de escollera*. Ed. M. Bermejillo Usabiaga (Pasajes), julio de 1938.
- Lomónaco, P., Vidal, C., Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E, (2009). “Evolution of Damage on Roundheads Protected with Cube and Cubipod Armour Units”. *Proc. Coastal, Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE-Thomas Telford Ltd., Vol. 1, 169-180+186-188.
- Medina, J.R., González-Escrivá, J.A., Garrido, J.M. y De Rouck, J. (2002). “Overtopping Analysis using Neural Networks”. *Proc. 28<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 2165-2177.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A. y Santos, M. (2010). “Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos”. *Revista de Obras Públicas*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. 157(3515), 37-52.
- Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., y Santos, M. (2011). “Prototype Drop Tests of Cube and Cubipod Armor Units”. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 137(2):54-63.
- Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2012). “ $K_D$  and safety factors of concrete armor units”. *Proc. 33<sup>rd</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, 1(33), structures.29.
- Medina, J.R., Molines, J, y Gómez-Martín, M.E. (2015). “Influence of armour porosity on the hydraulic stability of cube armour layers”. *Ocean Engineering*, ELSEVIER, 88(2015), 289-297.
- Molines, J. (2009). *Estabilidad de espaldones de diques en talud con mantos de cubos y Cubípodos. Aplicación al dique de abrigo en Gandia*

- (Valencia). Proyecto Fin de Carrera de la ETSICCP de la Universidad Politécnica de Valencia, Sep. 2009.
- Molines, J. (2010). *Estabilidad de los espaldones de diques en talud con mantos de cubos y Cubipodos*. Premio Modesto Vigueras 2010, Asociación Técnica de Puertos y Costas, Madrid 24/07/2010.
- Molines, J. (2011). "Stability of crownwall of cube and Cubipod armoured mound breakwaters". *PIANC E-Magazine* N° 144-2011, pp. 29-43.
- Molines, J. y Medina, J.R. (2015). "Calibration of overtopping roughness factors for concrete armor units in non-breaking conditions using the CLASH database". *Coastal Engineering*, ELSEVIER, 96(2015), 62-70.
- Muttray, M., Reedijk, J.S., Vos-Rovers, I. y Bakker, P. (2005). "Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armour units". *ICE Coastlines, Structures and Breakwaters*. London, April 2005.
- Pardo, V., Herrera, M.P., Molines, J., y Medina, J.R. (2014). "Placement Tests, Porosity and randomness of Cube and Cubipod Armor Layer". *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 140(5), 04014017.
- ROM 0.0-00 (2001). *ROM 0.0 Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Ente Público de Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (España).
- ROM 0.5-05 (2006). *ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias*. Ente Público de Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (España).
- Smolka, E., Zarranz, G. y Medina, J.R. (2009). "Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubipodos". *Libro de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, pp. 803-809 (in Spanish).
- SPM (1975). *Shore Protection Manual*, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia.
- Van der Meer, J.W. (1998). "Geometrical Design of Coastal Structures". Chapter 9 in: *Seawalls, dikes and revetments*. Edited by K.W. Pilarczyk. Balkema, Rotterdam.
- Van der Meer, J.W. y Sigurdarson, S. (2014). "Geometrical design of berm breakwaters". *Proc. 34<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, 1(34), structures.25.
- Van Gent, M.R.A. y Van der Werf, I.M. (2015). "Rock toe stability of rubble mound breakwaters". *Coastal Engineering*, 83(2015), 166–176.



# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Cubípodos de 6t en el manto bicapa del Dique de San Andrés (Puerto de Málaga).....	4
Figura 1.2 Cubípodos de 16t y bloques cúbicos de 15t en el Puerto de Alicante.....	6
Figura 1.3 Sección de un dique en talud protegido con manto monocapa de Cubípodos.....	7
Figura 1.4 Construcción de un dique en talud con manto monocapa de Cubípodos.....	8
Figura 1.5 Vista de los frentes de cantera.....	10
Figura 1.6 Suministro de hormigón para fabricación de Cubípodos de 25t.....	12
Figura 1.7 Encofrado SATO para fabricar Cubípodos de 7 m <sup>3</sup> (16t).....	15
Figura 1.8 Fabricación y acopio de Cubípodos en el parque de bloques del Puerto de Málaga.....	16
Figura 1.9 Sección tipo para el análisis paramétrico de costes.....	18
Figura 1.10 Diferentes tipos de costes ( $L_b=1000$ m, $h_t=15$ m, $W=20t$ ).....	18
Figura 2.1 Piezas de hormigón en masa para construir mantos monocapa.....	22
Figura 2.2 Representación esquemática de $N_{sd}$ y los coeficientes de seguridad.....	23
Figura 2.3 Número de estabilidad de IDa e IDe para cubos y Cubípodos bicapa.....	25
Figura 2.4 Números de estabilidad de IDa e IDe para mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en tronco.....	27
Figura 2.5 Modelos 3D de morros protegidos con bicapa de Cubípodos.....	29
Figura 2.6 $N_s$ (IDa) y $N_s$ (IDe) de los morros bicapa de cubos y Cubípodos.....	31
Figura 2.7 Modelo 3D de doble morro protegido con monocapa de Cubípodos.....	32
Figura 2.8 Número de estabilidad de IDe para morros monocapa de Cubípodos.....	34
Figura 2.9 Detalle de la berma de pie y la sección completa del modelo 2D con manto bicapa de Cubípodos, ensayado con oleaje a rotura por fondo.....	35
Figura 2.10 Daño equivalente $D_e$ en función de la profundidad relativa.....	37

Figura 2.11 Variables geométricas a considerar en el diseño a rotura por fondo.....	37
Figura 3.1 Sección del modelo para los ensayos 2D de rebase (cotas en cm).....	40
Figura 3.2 Remonte visual adimensional $R_{uv}/H_{inc}$ observado (oleaje regular).....	42
Figura 3.3 Remonte visual adimensional $R_{uv}/H_{inc}$ observado en mantos bicapa de cubos y Cubípodos (oleaje regular).....	44
Figura 3.4 Sección tipo de los ensayos 2D de rebase.....	44
Figura 3.5 Remonte visual adimensional $R_{uv}/H_{inc}$ observado en mantos bicapa de cubos y monocapa de Cubípodos (oleaje regular).....	47
Figura 3.6 Sección tipo de los ensayos 2D de rebase.....	47
Figura 3.7 Ejemplo de $F_h$ y $F_v(F_h)$ medido en modelo con manto bicapa de cubos.....	49
Figura 3.8 Esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón.....	50
Figura 3.9 Coeficiente de reflexión $C_R(kh)=H_R/H_I$ observado (oleaje regular).....	52
Figura 3.10 Energía reflejada $C_R^2(kh)=(H_R/H_I)^2$ observada (oleaje regular).....	53
Figura 3.11 Coeficiente de reflexión $C_R(Ir)=H_R/H_I$ observado (oleaje regular).....	54
Figura 4.1 Plataforma de volteo de hormigón armado (10.0x7.5x0.9 m).....	57
Figura 4.2 Cubípodo® sobre plataforma de caída rígida (5.0x5.0x1.15 m).....	59
Figura 4.3 Tipos de caída libre (AD, ED y RD) y caídas extremas (EAD y EED).....	60
Figura 4.4 Pérdida de masa de bloques en caída libre sobre plataforma rígida.....	60
Figura 4.5 Resistencias características a tracción y compresión exigibles en piezas masivas.....	62
Figura 5.1 Encofrado superior vertical articulado del Cubípodo® y dos bases.....	65
Figura 5.2 Pinzas de presión dobles para la manipulación de Cubípodos.....	66
Figura 5.3 Acopio a cinco alturas en el parque de Cubípodos del Puerto de Málaga.....	67
Figura 5.4 Parque de Cubípodos atendido con puentes grúa (Punta Langosteira).....	67
Figura 5.5 Encofrados y línea de producción de Cubípodos de 25t (10.6 m3).....	68
Figura 5.6 Dimensiones (mm) del Cubípodo® de 16t (7 m3).....	70
Figura 5.7 Parque extensivo de Cubípodos con grúas móviles en el Puerto de Málaga.....	71
Figura 5.8 Acopio de Cubípodos en disposición abierta y cerrada.....	72

Figura 5.9 Diseño esquemático en planta de parque intensivo de bloques con puente grúa. ....	72
Figura 5.10 Carga de Cubípodos sobre góndola para su transporte a la zona de colocación. ....	73
Figura 6.1 Cubípodos en una sola capa colocados en el Dique Sur de Punta Langosteira. ....	76
Figura 6.2 Colocación de Cubípodos. Dique de San Andrés (Puerto de Málaga). ....	77
Figura 6.3 Sección tipo de un dique con manto apoyado en berma de pie. ....	78
Figura 6.4 Manto monocapa de Cubípodos apoyado en berma de pie. ....	79
Figura 6.5 Sección tipo de CIRIA y otros (2007) para diseñar bermas de pie. ....	80
Figura 6.6 Malla de colocación fija y progresiva. ....	80
Figura 6.7 Construcción realista de mantos. Tronco recto. ....	81
Figura 6.8 Malla de colocación de Cubípodos encadenada. ....	84
Figura 6.9 Colocación realista de Cubípodos en tronco y morro a escala reducida. ....	85
Figura 6.10 Área de referencia para calcular la porosidad del manto en el morro. ....	85
Figura 6.11 Transición monocapa-bicapa del manto de Cubípodos. ....	87
Figura 6.12 Avance de la protección monocapa sobre filtro Cubípodos. ....	87



# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Resistencia característica mínima a compresión y tracción exigible a 28 días para fabricación de cubos y Cubípodos. ....	13
Tabla 2.1 $K_D$ y coeficientes de seguridad asociados a diferentes piezas.....	24
Tabla 2.2 Coeficientes de seguridad. Mantos bicapa de cubos y Cubípodos.....	25
Tabla 2.3 Coeficientes de seguridad a IDa e IDe (percentiles 5% y 50%) para mantos monocapa y bicapa de Cubípodos en tronco. ....	28
Tabla 2.4 Coeficientes de seguridad. Mantos bicapa de cubos y Cubípodos en tronco y morro.....	31
Tabla 4.1 Resistencia característica mínima a tracción y compresión exigible a 28 días para fabricación de cubos y Cubípodos. ....	63