

# UNIVERSIDAD DE GRANADA

Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica  
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos

Programa de Doctorado Dinámica de los Flujos Biogeoquímicos y  
sus Aplicaciones

## TESIS DOCTORAL

Procesos hidrodinámicos en diques mixtos y efectos de  
escala

Presenta Dulce María Pérez Romero  
Tutores Dr. Miguel Ángel Losada Rodríguez  
Dr. Miguel Ortega Sánchez

*Diciembre, 2008*

Editor: Editorial de la Universidad de Granada  
Autor: Dulce María Pérez Rodríguez  
D.L.: GR. 2753-2008  
ISBN: 978-84-691-8255-0



## RESUMEN

El trabajo trata del estudio de la interacción de ondas de gravedad con diques mixtos y espaldones de cara a la optimización de los diseños. Se abordan tres temas centrales: 1) la interacción de un tren de ondas con un dique permeable, 2) las leyes de presiones y subpresiones en diques mixtos y, 3) la incidencia oblicua del oleaje y su efecto en el diseño de espaldones.

**Interacción de un tren lineal de ondas con un dique vertical permeable y efectos de escala.** Se presenta un método simple para evaluar el comportamiento de un dique permeable cuando interactúa con un tren de ondas regular sin rotura. Utilizando un modelo potencial para la propagación de una onda en un medio poroso y una serie de experimentos en un dique rectangular permeable construido con diámetro de piedra uniforme, se ha obtenido un diagrama de fricción característico considerando el balance de energía en la sección. Los resultados muestran que el proceso de reflexión alcanza un régimen de saturación para una determinada anchura del dique dentro del rango de  $0.2 < x/L < 0.45$ , siendo  $x$  la distancia de propagación de la onda dentro del dique. Para anchuras mayores, el coeficiente de reflexión se mantiene constante, con excepción de las condiciones resonantes. En todos los casos la transmisión decrece de manera exponencial. Bajo estas condiciones, es posible asumir que la propagación de la onda a través del medio poroso depende de solamente del diámetro relativo ( $D/L$ ) y de la porosidad del material; la dependencia con la anchura relativa ( $B/L$ ) y el cociente del diámetro entre la altura de ola ( $D/H$ ) es débil. El diagrama que se ha obtenido pretende ser una herramienta simple para la evaluación preliminar de la eficiencia de diques, así como para la adecuada selección de diámetro del material para minimizar el efecto escala en ensayos de laboratorio.

**Presiones y subpresiones en un dique mixto y efectos de escala.** Mediante una serie de ensayos realizados en el canal de ola-corriente de la Universidad de Granda, se estudian las variaciones en las leyes de presión y subpresión en un modelo de dique mixto idealizado para condiciones de oleaje sin rotura. Se varía la cota de cimentación del cajón y el tamaño de las piedras con las que se construye el macizo donde descansa la estructura. Los resultados del coeficiente de reflexión muestran que cuando la cimentación del cajón coincide con el nivel del mar de cálculo, la reflexión del oleaje se produce principalmente en el macizo rocoso. Por lo que, al igual que para el caso del dique poroso, existe un estado

de saturación de la reflexión que se presenta en el rango de  $0.2 < x/L < 0.45$  siendo  $x$  la distancia de propagación de la onda. Para valores mayores de  $x$ , el coeficiente de reflexión mantiene un valor constante. Cuando la cota de cimentación se encuentra por debajo del nivel del mar de cálculo, la reflexión de la onda se produce principalmente en el cajón por lo que los valores del coeficiente de reflexión son cercanos a la unidad. En el caso de las distribuciones de subpresión se observó que cuando la cimentación del cajón coincide con el nivel del mar de referencia, se presenta una pérdida de carga “abrupta” en la parte inicial del dique. Los resultados muestran que la influencia del tamaño de las piedras que forman la cimentación se debilita a medida que aumenta la sumergencia del cajón. Una conclusión importante es que la presión en la parte final del cajón no es nula como se supone en la mayoría de los manuales de diseño. La presión en el tacón depende de la cota de cimentación del cajón, siendo despreciable solamente cuando el cajón está prácticamente cimentado en el fondo. En el análisis de los efectos de escala en la medición de subpresiones se observó que en la parte inicial del dique ( $x/L < 0.4$ ) las mediciones de presión entre modelo y prototipo presentan una buena aproximación, sobre todo en los casos en los que la porosidad del modelo y prototipo es muy similar. Las mayores distorsiones se presentan en la parte final del dique, donde las pérdidas que ha sufrido el flujo al propagarse al interior del medio ocasionan grandes diferencias entre modelo y prototipo.

**Efectos de la incidencia oblicua del oleaje.** Se analizan los procesos de transformación que tienen lugar cuando un tren de ondas alcanza un dique en talud con gran oblicuidad, así como sus repercusiones en la estabilidad de las piezas del manto principal y del espaldón. El estudio se realiza utilizando datos provenientes de dos series de ensayos para verificar el comportamiento de las obras propuestas para la ampliación del Puerto de Gijón, a cargo de la Universidad de Granada y el laboratorio HR Wallingford. Se presta especial atención a la distorsión que sufren los trenes de onda en las cercanías al dique, fenómeno que tiene su origen en el desarrollo de un patrón de reflexión no lineal que genera una ola que se propaga paralelamente a la estructura modificando sustancialmente la hidrodinámica. Los resultados muestran una disminución en los procesos de ascenso y descenso máximo sobre el talud debido a la orientación de la rotura. La estabilidad de las piezas del manto se ve afectada por la acción conjunta de fuerzas de arrastre longitudinales y pequeñas fuerzas transversales de ascenso y descenso inducidas por la rotura. Esta combinación da lugar a que el flujo ejerza un esfuerzo tangencial sobre las piezas que tiende a separarlas del manto. Aunque el dique presenta mayor estabilidad bajo estas condiciones, una vez ocurrida la avería su progreso es mucho más rápido que para incidencia normal. El proceso de rebase también sufre modificaciones, la lámina de agua que rebasa asciende por el talud, se apila en la parte frontal del espaldón y se desborda. Este comportamiento indica la ausencia de la presión dinámica, característica de los impactos frontales. Para verificar esta hipótesis se analizan las distribuciones de presión sobre un espaldón para tres ángulos de incidencia:  $\theta = 12^\circ$ ,  $43^\circ$  y  $82^\circ$ . Los resultados indican que la presión dinámica disminuye a medida que el

ángulo de incidencia se incrementa. Este comportamiento abre la posibilidad de modificar el diseño de los espaldones. En este trabajo se modifican las formulaciones de diseño propuestas por Martín (1995) para su aplicación en condiciones de oleaje oblicuo y muy oblicuo, y se presenta un caso de aplicación.



# ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>III</b>
<b>Lista de símbolos</b>	<b>i</b>
<b>Lista de figuras</b>	<b>v</b>
<b>Lista de Tablas</b>	<b>x</b>
<b>1 Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Motivación del trabajo	1
1.2 Objetivo general	2
1.2.1 Objetivos específicos	2
1.3 Organización del estudio	3
<b>2 Interacción del oleaje con estructuras permeables y efectos de escala</b>	<b>5</b>
2.1 Introducción	5
2.2 Antecedentes y metodología	8
2.2.1 Metodología	8
2.2.2 Datos experimentales	9
2.3 Resultados	10
2.3.1 Diagrama de fricción	14
2.3.2 Comparación con Requejo et al. (2002)	15
2.4 Ejemplos de aplicación	18
2.4.1 Ejemplo 1.	18
2.4.2 Ejemplo 2.	19
2.4.3 Efecto escala	20
2.4.4 Extensión a oleaje irregular	20
2.5 Conclusiones	20
<b>3 Presiones y subpresiones en un dique mixto y efectos de escala</b>	<b>23</b>
3.1 Introducción	23
3.2 Metodología	25
3.2.1 Dispositivo experimental	25
3.2.2 Adquisición de datos	26
3.2.3 Ensayos realizados	27
3.2.3.1 Oleaje regular	27
3.2.3.2 Oleaje irregular	27
3.2.4 Análisis de datos	28
3.3 Análisis dimensional	29
3.4 Resultados	32
3.4.1 Coeficientes de reflexión y transmisión	32
3.4.1.1 Oleaje regular	32
3.4.1.2 Oleaje irregular	37
3.4.2 Distribución vertical de presión máxima instantánea	41
3.4.2.1 Oleaje regular: Ascenso de la ola ( $\eta$ )	41
3.4.2.2 Oleaje regular: Presión máxima instantánea $P_2$	45
3.4.2.3 Oleaje irregular: Ascenso de la ola ( $\eta$ )	48
3.4.2.4 Oleaje irregular: Presión máxima instantánea $P_2$	53
3.4.3 Relaciones entre $\eta$ , $P_1$ y $P_2$	56
3.4.4 Subpresiones en la base del cajón	58

3.4.4.1	Oleaje regular	58
3.4.4.2	Oleaje irregular	62
3.5	<i>Cuantificación del efecto escala</i>	67
3.5.1	Metodología	67
3.5.1.1	Oleaje regular	67
3.5.1.2	Oleaje irregular	71
3.6	<i>Conclusiones</i>	74
<b>4</b>	<b>Diseño de espaldones con oleaje oblicuo</b>	<b>76</b>
4.1	<i>Introducción</i>	76
4.2	<i>Descripción de los procesos de transformación con incidencia oblicua</i>	77
4.2.1	Incidencia oblicua $\theta < \theta_{Brewster}$	78
4.2.2	Incidencia muy oblicua $\theta \geq \theta_{Brewster}$	80
4.3	<i>Diseño de espaldones con incidencia normal del oleaje</i>	85
4.3.1	Bases para el diseño	86
4.3.2	Formulaciones de diseño	88
4.3.2.1	Método de Martín et al. (1999)	88
4.4	<i>Diseño de espaldones con incidencia oblicua del oleaje</i>	91
4.4.1	Ensayos HRW	91
4.4.1.1	Análisis de los registros de presión para las posiciones 3, 4 y 5	92
4.4.1.2	Eventos máximos	93
4.4.1.3	Modificación de la presión dinámica para los 1/250 eventos mayores	107
4.4.2	Modificación del Método de diseño de Martín et al. (1999)	109
4.4.2.1	Intervalo $\theta < 15^\circ$	109
4.4.2.2	Intervalo $15^\circ \leq \theta < 60^\circ$	112
4.4.2.3	Intervalo $\theta \geq 60^\circ$	113
4.5	<i>Caso de aplicación</i>	114
4.5.1	Metodología	115
4.5.2	Ensayos UGR: Eventos de rebase	116
4.5.3	Curvas experimentales	118
4.5.4	Extensión de los resultados a oleaje irregular	122
4.5.4.1	Distribuciones de probabilidad del rebase	122
4.5.5	Diseño del espaldón	125
4.6	<i>Conclusiones</i>	129
<b>5</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>130</b>
5.1	<i>Futuras líneas de investigación</i>	131
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>134</b>
	<b>ANEJO I: Teoría lineal de ondas e interacción con estructuras</b>	<b>138</b>
	<i>Propagación de un tren de ondas en un medio poroso: solución de Sollit y Cross (1972)</i>	138
	<i>Interacción de un tren de ondas con un dique vertical permeable: Darlymple et al (1991)</i>	139
	<i>Interacción de un tren de ondas con un dique vertical permeable coronado por un espaldón Losada et al. (1993)</i>	143
	<b>ANEJO II: Canal de ola corriente CEAMA-UGR</b>	<b>150</b>
	<i>Características técnicas</i>	150
	<i>Limitaciones técnicas en el laboratorio: soluciones adoptadas</i>	150
	<b>ANEJO III: Ensayos UGR</b>	<b>154</b>

<i>Prototipo</i>	154
<i>Modelo</i>	155
<b>ANEJO IV. Ensayos HR Wallingford</b>	<b>158</b>
<i>Modelo</i>	158



## Lista de símbolos

### Capítulo 2

$a$	coeficiente de la ecuación de Forchheimer
$b$	coeficiente de la ecuación de Forchheimer
$c$	coeficiente de la ecuación de Forchheimer
$f$	coeficiente de fricción
$f_c$	coeficiente de fricción característico
$g$	aceleración de la gravedad
$h$	profundidad
$h_0$	profundidad en los ensayos de laboratorio
$k$	número de onda
$s$	coeficiente de masa añadida
$t$	tiempo
$u$	velocidad de descarga del fluido en un medio poroso
$x$	distancia de propagación de la onda dentro del dique
$B$	anchura del dique
$B_1$	anchura del modelo 1 experimentos de Scarcella et al. (2006).
$B_2$	anchura del modelo 2 experimentos de Scarcella et al. (2006).
$C_f$	coeficiente de fricción turbulenta
$D$	diámetro característico del material
$D_*$	coeficiente de disipación
$D_{50}$	diámetro característico
$D_{85}$	diámetro característico
$H$	altura de ola
$H_{gen}$	Altura de ola generada en el canal de oleaje
$H_I$	altura de ola incidente
$H_R$	altura de ola reflejada
$H_T$	altura de ola transmitida
$H_0$	altura de ola total
$I$	gradiente hidráulico
$K_f$	asperity roughness parameter
$K_p$	permeabilidad del medio
$K_R$	coeficiente de reflexión
$K_{Re}$	coeficiente de reflexión experimental
$K_{Rt}$	coeficiente de reflexión teórico
$K_{Rs}$	coeficiente de reflexión en saturación
$K_T$	coeficiente de transmisión
$K_{Te}$	coeficiente de transmisión experimental
$K_{Tt}$	coeficiente de transmisión teórico
$L$	longitud de onda
$T$	periodo
$W$	peso

---

$\varepsilon$	porosidad
$\varphi$	fase del coeficiente de reflexión
$\varphi_s$	fase del coeficiente de reflexión en saturación
$\rho$	densidad
$\rho_0$	densidad del material seco
$\Delta t$	duración de los ensayos de laboratorio

### Capítulo 3

$g$	aceleración de la gravedad
$h$	profundidad
$h_b$	altura del medio poroso
$h_0$	profundidad en los ensayos de laboratorio
$k$	número de onda
$f$	coeficiente de fricción
$s$	Coefficiente de masa añadida
$t$	tiempo
$x$	distancia de propagación de la onda dentro del dique
$B$	anchura del dique
$D$	diámetro característico del material
$D_{50}$	diámetro característico
$D_{85}$	diámetro característico
$H$	altura de ola
$H_e$	altura de ola experimental
$H_I$	altura de ola incidente
$H_R$	altura de ola reflejada
$H_T$	altura de ola transmitida
$H_s$	altura de ola significativa
$H_{sp}$	altura de ola significativa a pie de dique
$I$	función de profundidad
$K_f$	asperity roughness parameter
$K_p$	permeabilidad del medio
$K_R$	coeficiente de reflexión
$K_{Re}$	coeficiente de reflexión experimental
$K_{Rt}$	coeficiente de reflexión teórico
$K_{Rs}$	coeficiente de reflexión en saturación
$K_T$	coeficiente de transmisión
$K_{Te}$	coeficiente de transmisión experimental
$K_{Tt}$	coeficiente de transmisión teórico
$L$	longitud de onda
$P_u$	subpresión
$P_1$	presión máxima (nivel del mar de referencia)
$P_2$	presión en la base del cajón (paramento frontal)

$P_{1/250}$	presión promedio de los 250 eventos máximo
$T$	periodo
$T_p$	periodo pico
$W$	peso
$\varepsilon$	porosidad
$\eta$	ascenso de la ola sobre la pared vertical
$\varphi$	fase del coeficiente de reflexión
$\rho$	densidad
$\rho_0$	densidad del material seco
$\sigma$	frecuencia angular
$\Delta t$	duración de los ensayos de laboratorio
$\Phi_1$	potencial de velocidades en la zona 1
$\Phi_2$	potencial de velocidades en la zona 2

#### Capítulo 4

$d$	profundidad
$g$	aceleración de la gravedad
$h$	profundidad máxima
$p$	función de densidad tipo Rayleigh
$s$	coordenada a lo largo del dique
$w_f$	cota de cimentación del espaldón
$A_c$	distancia vertical de la superficie libre hasta la berma
$A_u$	coeficiente experimental para determinar el ascenso máximo
$B$	berma
$B_u$	coeficiente experimental para determinar el ascenso máximo
$C$	celeridad de la onda
$CS_{deslizamiento}$	coeficiente de seguridad ante el deslizamiento
$CS_{vuelco}$	coeficiente de seguridad ante el vuelco
$F_b$	francobordo de la sección sobre el nivel del mar
$F_{rw}$	número de Froude para evaluar la afectación de la viscosidad en la velocidad de propagación de la onda
$F_{Pr}$	fuerza asociada a la presión reflectiva
$F_{Spr}$	fuerza asociada a la subpresión reflectiva
$H$	altura de ola
$H_g$	altura de ola generada por el sistema del tanque de oleaje
$H_{max}$	altura de ola máxima
$H_p$	altura de ola a pie de dique
$H_{rms}$	altura de ola cuadrática media
$H_s$	altura de ola significativa
$H_{tr}$	altura de ola del tren de ondas regular ensayado en el tanque
$I_r$	número de Iribarren

---

$I_{r\theta}$	número de Iribarren en el sentido de propagación
$L$	longitud de onda
$M_{Pr}$	momento asociado a la presión reflectiva
$M_{SPr}$	momento asociado a la subpresión reflectiva
$P$	función de distribución tipo Rayleigh
$P_d$	presión dinámica
$P_r$	presión reflectiva
$P_{1/250}$	presión de los 250 eventos máximos
$R_b$	altura de la lámina que rebasa medida a partir de la cota de coronación del espaldón
$Re_w$	número de Reynolds para evaluar la afectación de la viscosidad en la velocidad de propagación de la onda
$Ru$	ascenso máximo
$S_{pd}$	subpresión asociada a la presión dinámica
$S_{pr}$	subpresión asociada a la presión reflectiva
$S_o$	altura de la lámina de agua que alcanza al espaldón
$T$	periodo de oleaje
$T_z$	periodo pico del oleaje
$W$	peso
$\alpha$	parámetro adimensional
$\beta$	pendiente del talud
$\gamma_w$	peso específico del hormigón
$\chi$	parámetro para la reducción de la presión dinámica
$\eta_t$	altura total máxima de lámina de agua medida desde el nivel del mar
$\lambda$	parámetro para la reducción de la presión dinámica
$\mu$	parámetro experimental para la determinación de la presión reflectiva
$\theta$	ángulo de incidencia del oleaje
$\rho$	densidad
$\zeta$	coeficiente experimental

# Lista de figuras

Figura 1.1. Ejemplos de diques de abrigo: izquierda dique vertical, derecha dique en talud sin espaldón.	1
Figura 2.1. Esquema del dispositivo experimental.	10
Figura 2.2. Resultados experimentales y teóricos en función de $B/L$ para los modelos $B_1$ y $B_2$ y los cinco diámetros de material. Rango de los parámetros experimentales: $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .	12
Figura 2.3. Módulo (izquierda) y fase (derecha) del coeficiente de reflexión saturado en función de $Dk$ , válido para $B/L > (x/L)_c$ . Rango de los parámetros experimentales: $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .	13
Figura 2.4. Distancia de propagación de la onda dentro del medio poroso para alcanzar el punto de saturación de la reflexión. En de $Dk$ , válido para $B/L > (x/L)_c$ . Rango de los parámetros experimentales: $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .	13
Figura 2.5. Coeficiente de reflexión en el punto de saturación en función de la porosidad. Rango de los parámetros experimentales: $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .	14
Figura 2.6. Coeficiente de fricción característico en función de $B/L$ para los cinco diámetros considerados. Rango de los parámetros experimentales: $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .	15
Figura 2.7. Diagrama del coeficiente fricción característico. Rango de los parámetros experimentales: $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .	16
Figura 2.8. Comparación entre los resultado de Requejo et al. (2002) con $K_R$ calculado a partir del diagrama de fricción y el modelo de Darlymple et al. (1991).	17
Figura 3.1. Esquema de un dique mixto.	23
Figura 3.2. Variación temporal de la presión en función del peralte $H/L$ (Losada et al. 1995).	24
Figura 3.3. Dispositivo experimental.	27
Figura 3.4. Esquema del dique vertical idealizado ensayado en el canal CEAMA-UGR.	31
Figura 3.5. Oleaje regular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de $B/L$ para la altura de cimentación $h_b = 0.4$ m y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	33
Figura 3.6. Oleaje regular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de $B/L$ para la altura de cimentación $h_b = 0.2$ m y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	35
Figura 3.7. Oleaje regular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de $B/L$ para la altura de cimentación $h_b = 0.1$ m y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	36
Figura 3.8. Oleaje irregular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de $B/L$ para la altura de cimentación $h_b = 0.4$ m y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	38
Figura 3.9. Oleaje irregular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de $B/L$ para la altura de cimentación $h_b = 0.2$ m y los cinco diámetros de piedra considerados.	

Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	39
Figura 3.10. Oleaje irregular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de $B/L$ para la altura de cimentación $h_b = 0.1$ m y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	40
Figura 3.11. Esquema de la forma de las distribuciones de presión en el paramento frontal del modelo.	41
Figura 3.12. Oleaje regular: variación de $\eta$ (medio, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	43
Figura 3.13. Oleaje regular: variación de $\eta$ (medio, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	44
Figura 3.14. Oleaje regular: variación de $\eta$ (medio, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	45
Figura 3.15. Oleaje regular: variación de la presión $P_2$ (media, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	47
Figura 3.16. Oleaje regular: variación de la presión $P_2$ (media, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	48
Figura 3.17. Oleaje irregular: variación de $\eta$ (medio, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	50
Figura 3.18. Oleaje irregular: variación de $\eta$ (medio, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	51
Figura 3.19. Oleaje irregular: variación de $\eta$ (medio, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	52
Figura 3.20. Oleaje irregular: variación de la presión $P_2$ (media, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	54
Figura 3.21. Oleaje irregular: variación de la presión $P_2$ (media, cota máxima y mínima) en función de $Dk$ para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	55
Figura 3.22. Comparación entre la presión $P_2$ experimental y calculada para la 2da. configuración.	57
Figura 3.23. Comparación entre la presión $P_2$ experimental y calculada para la 3ra. configuración.	57
Figura 3.24. Residual de $P_2$ para la 2da. configuración.	58
Figura 3.25. Residual de $P_2$ para la 3ra. configuración.	58
Figura 3.26. Oleaje regular: variación de la subpresión promedio $P_u$ en función de $x/L$ para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	60

Figura 3.27. Oleaje regular: variación de la subpresión promedio $P_u$ en función de $x/L$ para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	61
Figura 3.28. Oleaje regular: variación de la subpresión promedio $P_u$ en función de $x/L$ para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	62
Figura 3.29. Oleaje irregular: variación de la subpresión promedio $P_u$ en función de $x/L$ para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	64
Figura 3.30. Oleaje irregular: variación de la subpresión promedio $P_u$ en función de $x/L$ para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	65
Figura 3.31. Oleaje irregular: variación de la subpresión promedio $P_u$ en función de $x/L$ para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales: $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ; $0.07 \leq h/L \leq 0.3$ y $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ; $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .	66
Figura 3.32. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra configuración. Relación de porosidades: $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .	68
Figura 3.33. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra. configuración. Relación de porosidades: $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .	69
Figura 3.34. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración. Relación de porosidades: $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .	69
Figura 3.35. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración. Relación de porosidades: $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .	70
Figura 3.36. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración. Relación de porosidades: $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .	70
Figura 3.37. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración. Relación de porosidades: $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .	71
Figura 3.38. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra configuración. Relación de porosidades: $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .	72
Figura 3.39. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra. configuración. Relación de porosidades: $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .	72
Figura 3.40. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración. Relación de porosidades: $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .	73
Figura 3.41. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración. Relación de porosidades: $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .	73
Figura 3.42. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración. Relación de porosidades: $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .	74
Figura 3.43. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración. Relación de porosidades: $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .	74
Figura 4.1. Esquema de la nueva pendiente considerada para incidencia oblicua.	79
Figura 4.2. Esquema de los distintos patrones de reflexión, Wiegel (1960).	80
Figura 4.3. Alineación del frente de onda del tren incidente ensayos UGR. H12T15FN15W.	81
Figura 4.4. Secuencia de imágenes que ilustran el proceso de rotura de la ola corredera.	82
Figura 4.5. Avería de Iribarren sección D para $H = 10$ m – $T = 15$ s, N (primera tanda).	83
Figura 4.6. Destrucción del dique sección D para $H = 10$ m – $T = 15$ , N (segunda tanda).	83
Figura 4.7. Ocurrencia de rebase, ensayos UGR (Anejo III).	84
Figura 4.8. Esquema de los procesos involucrados en diferentes tipologías de diques de abrigo, cuando la incidencia del oleaje supera el ángulo de Brewster.	85

Figura 4.9. Principales modos de fallo en espaldones (Günbak et al., 1984).	87
Figura 4.10. Esquema de las distribuciones de presión en el espaldó. Método de Martin et. al. (1999).	89
Figura 4.11. Posición de los sensores de presión en 5 secciones del espaldón, ensayos HRW.	92
Figura 4.12. Colocación de los sensores de presión para las posiciones 4 y 5.	93
Figura 4.13. Registros de altura de ola y presión en los tres sensores frontales para el máximo evento, posición 5 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	94
Figura 4.14. Diagrama adimensional de la fuerza total en el espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	95
Figura 4.15. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza para el máximo evento, posición 5 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	96
Figura 4.16. Registro de altura de ola y presión en la base del espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	97
Figura 4.17. Diagrama adimensional de la fuerza total en la base del espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	97
Figura 4.18. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza en la base del espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	98
Figura 4.19. Registros de altura de ola y presión en los tres sensores frontales para el máximo evento, posición 4 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	99
Figura 4.20. Diagrama adimensional de la fuerza total en el espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	99
Figura 4.21. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza para el máximo evento, posición 4 $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	100
Figura 4.22. Registro de altura de ola y presión en la base del espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	101
Figura 4.23. Diagrama adimensional de la fuerza total en la base del espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	101
Figura 4.24. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza en la base del espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	102
Figura 4.25. Colocación de los sensores de presión para la posición 3.	102
Figura 4.26. Registros de altura de ola y presión en los tres sensores frontales para el máximo evento, posición 3 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	103
Figura 4.27. Diagrama adimensional de la fuerza total en el espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	104
Figura 4.28. Distribución de presión en el espaldón asociada al pico del diagrama de fuerza para el máximo evento, posición 3 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	104
Figura 4.29. Registro de altura de ola y presión en la base del espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	105
Figura 4.30. Diagrama adimensional de la fuerza total en la base del espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	106
Figura 4.31. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerzas en la base del espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .	106
Figura 4.32. Distribuciones de presión promedio para los 1/250 eventos mayores, posición 5.	107
Figura 4.33. Distribuciones de presión promedio para los 1/250 eventos mayores, posición 4.	108
Figura 4.34. Distribuciones de presión promedio para los 1/250 eventos mayores, posición 3.	108
Figura 4.35. Distribuciones de presión propuesta para el diseño de espaldones cuando $\theta < 15^\circ$ .	109

Figura 4.36. Curva de ajuste para obtener la ecuación del parámetro $\chi$ , posición 5.	111
Figura 4.37. Esquema de la nueva pendiente para incidencia oblicua.	112
Figura 4.38. Curva de ajuste para obtener la ecuación del parámetro $\chi$ , posición 4.	113
Figura 4.39. Esquema del apilamiento de la ola en la parte frontal del espaldón para incidencia muy oblicua.	114
Figura 4.40. Distribución de presión reflectiva propuesta para el diseño de espaldones cuando $\theta > 60^\circ$ .	114
Figura 4.41. Vista en planta del dique Torres (Ampliación del Puerto de Gijón).	115
Figura 4.42 Definición de las variables $F_b$ , $R_b$ y $H_p$ .	117
Figura 4.43 Curva envolvente $H_p(s)/H_I$ para $T = 18$ s dirección Norte.	119
Figura 4.44 Curva envolvente $H_p(s)/H_I$ para $T = 15$ s dirección Norte.	119
Figura 4.45 Curva envolvente $H_p(s)/H_I$ para $T = 18$ s dirección N15W.	119
Figura 4.46 Curva envolvente $H_p(s)/H_I$ para $T = 15$ s dirección N15W.	120
Figura 4.47. Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T18FN.	120
Figura 4.48. Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T15FN.	121
Figura 4.49. Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T18FN15W.	121
Figura 4.50 Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T15FN15W.	121
Figura 4.51 Función de distribución de probabilidad para $H_s = 9.5$ m.	123
Figura 4.52 Función de distribución de probabilidad $H_p$ sección D T18FN.	124
Figura 4.53 Función de distribución de probabilidad $R_b$ sección D T18FN.	124
Figura 4.54 Función de distribución de probabilidad $H_p$ sección D T15FN.	124
Figura 4.55 Función de distribución de probabilidad $R_b$ sección D T15FN.	125
Figura 4.56 Configuración actual sección D.	126
Figura 4.57 Dimensiones propuestas para el espaldón Sección D.	127
Figura I.5.1. Esquema del dique vertical poroso (Darlymple et al., 1991).	140
Figura I.5.2. Definición del problema	143
Figura II.5.3. Canal ola-corriente CEAMA –UGR.	150
Figura II.5.4. Rampa disipadora de energía canal ola-corriente CEAMA-UGR.	151
Figura II.5.5. Disipadores de onda transversal en el canal ola-corriente CEAMA-UGR.	152
Figura II.5.6. Ondas generadas por una pala tipo pistón (Goda, 1997).	153
Figura III.5.7. Disposición en planta de la ampliación del Puerto de Gijón.	154
Figura III.5.8. Modelo experimental dique Torres. Laboratorio de la Universidad de Granada (tomado de Informe final MO2v2, 2006).	155
Figura III.5.9 Configuración en planta del modelo (tomado de Informe final MO2v2, 2006).	156
Figura III.5.10. Construcción de la transición entre las secciones E y F.	156
Figura III.5.11 Disposición en planta de los sensores (tomado de Informe final MO2v2, 2006).	157
Figura III.5.12 Disposición de las cámaras para la monitorización (tomado de Informe final MO2v2, 2006)	157
Figura IV.5.13. Vista en planta de la ampliación del Puerto de Gijón.	158
Figura IV.5.14. Fotografía del modelo de la ampliación del Puerto de Gijón ensayado en la empresa HRWallingford	159

# Lista de Tablas

Tabla 2.1. Características del material pétreo: densidad de material seco, parámetro de Fourier, diámetro característico, parámetro “sorting” y porosidad del medio.	9
Tabla 2.2. Características de los trenes de ondas ensayados: periodo (T), altura de ola generada (Hgen) y duración de los ensayos.	9
Tabla 2.3. Resultados del Ejemplo1: Coeficiente de reflexión, transmisión y disipación para el prototipo y el modelo a escala 1:30.	18
Tabla 2.4. Resultados del Ejemplo 1. Iteraciones para obtener el diámetro en el modelo para evitar el efecto escala.	19
Tabla 2.5. Resultados del Ejemplo 2.	19
Tabla 2.6. Resumen de las formulaciones propuestas.	21
Tabla 3.1. Alturas de cimentación consideradas en los ensayos.	26
Tabla 3.2. Características del material granular utilizado en los ensayos.	26
Tabla 3.3. Características del oleaje regular ensayado.	28
Tabla 3.4. Características del oleaje irregular ensayado.	28
Tabla 3.5. Relación entre los tamaños de cada material y la escala geométrica para cada prototipo.	67
Tabla 4.1. Coeficientes experimentales de ajuste para el ascenso y descenso máximo en taludes con distintas piezas en el manto.	90
Tabla 4.2. Ensayos elegidos para analizar los eventos de presión en el espaldón.	93
Tabla 4.3. Comparación entre los valores del parámetro $\lambda$ , calculado y experimental para la posición 5.	110
Tabla 4.4. Comparación entre los valores del parámetro $\lambda$ , calculado y experimental para la posición 4.	113
Tabla 4.5 Ensayos que presentaron rebase en algunos tramos del dique.	116
Tabla 4.6. Resultados de altura de ola medida por los sensores de nivel y del rebase obtenido con las imágenes.	118
Tabla 4.7 Valores de rebase para un 90% de probabilidad de no excedencia.	125
Tabla III.5.1. Principales características del dique Torres.	155

# 1 Introducción

## 1.1 Motivación del trabajo

Los diques de abrigo son estructuras marítimas que se construyen con la finalidad de proveer áreas protegidas del oleaje para realizar operaciones portuarias relacionadas con el transporte marítimo, la actividad náutica-deportiva, etc. Existen diferentes tipologías de diques de abrigo siendo las más comunes el dique vertical, el dique mixto y el dique en talud con o sin espaldón; en la Figura 1.1 se presentan dos ejemplos. Los criterios para la selección de la tipología más adecuada para un proyecto en particular dependen, desde el punto de vista técnico, de los procesos de transformación del oleaje que se deseen potenciar y/o mitigar ya que, las proporciones de energía reflejada, transmitida y disipada dependen de la tipología, la disposición en planta y de las características de la oscilación.

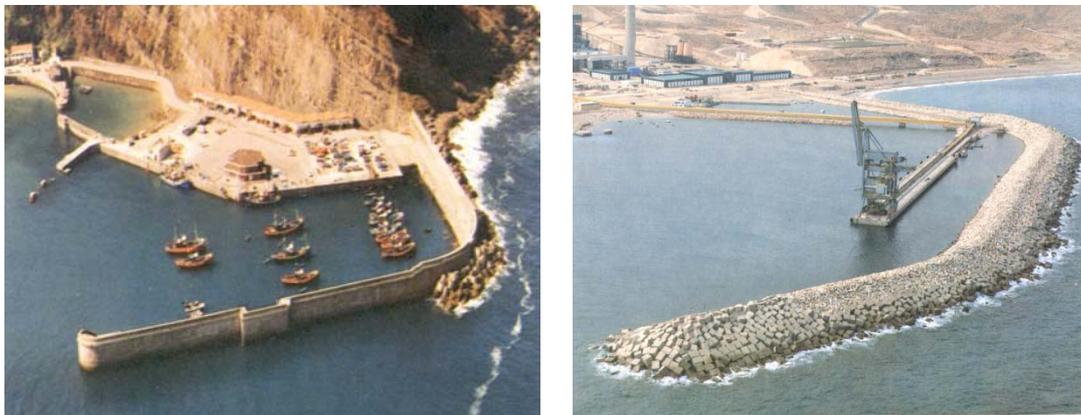


Figura 1.1. Ejemplos de diques de abrigo: izquierda dique vertical, derecha dique en talud sin espaldón.

El fenómeno de la transferencia de energía entre el oleaje y la estructura involucra tantos procesos y tan complejos, que la mayoría de las formulaciones que se han desarrollado para estimar las sollicitaciones hidrodinámicas en diques de abrigo se basan en la experimentación. En los últimos años ha habido importantes desarrollos en el ámbito del modelado, matemático y numérico, en los que se amplía el entendimiento de las magnitudes cinemáticas y dinámicas de las ondas y su interacción con la estructura (Van Gent, 1994, 1995; Kobayashi et *al.*, 1987). No obstante, los modelos a escala reducida siguen siendo una herramienta esencial en el diseño y optimización de estructuras costeras.

Un modelo físico, adecuadamente escalado, es capaz de reproducir de manera confiable interacciones entre el oleaje y la estructura que los modelos matemáticos no incorporan o lo hacen de manera simplificada. No obstante, siempre existe la posibilidad de que los resultados de la modelación no sean extrapolables al prototipo debido a la presencia de efectos de escala.

En la literatura existe una gran variedad de formulaciones para el diseño de las distintas partes de un dique de abrigo. En el caso de diques mixtos, las hipótesis y los planteamientos en que se basan los métodos para el cálculo son aún objeto de discusión. Esto se debe fundamentalmente a que las formulaciones de diseño son empíricas o semi-empíricas y, dada su naturaleza experimental, conllevan una incertidumbre intrínseca asociada a los posibles efectos de escala que se pudieron haber presentado. Además, las formulaciones desarrolladas han sido principalmente para incidencia normal del oleaje. Sin embargo, en la realidad los diques de abrigo pocas veces están alineados perpendicularmente a la dirección de propagación del oleaje. Normalmente se pueden distinguir hasta 5 tramos distintos, sujetos a diferentes sollicitaciones (arranque, alineación principal, alineaciones secundarias, transición y morro). Esto indica que en todo caso existirá al menos un tramo de dique sometido a oleaje con incidencia oblicua o muy oblicua. A pesar de ellos existe poca información sobre los efectos de la oblicuidad del oleaje y su posible incorporación en el diseño.

## 1.2 Objetivo general

El objetivo general de la tesis es realizar aportaciones que mejoren el entendimiento de los procesos que tienen lugar en la interacción de un tren de ondas con estructuras reflejantes, en particular diques mixtos y espaldones. Se abordan tres problemáticas:

- 1) la resistencia al flujo en el medio poroso y sus efectos de escala
- 2) la variación de las distribuciones de presión y subpresión cuando varía la cota de cimentación del cajón y/o el tamaño de la escollera y los efectos de escala
- 3) la incidencia oblicua del oleaje.

La tesis pretende obtener resultados aplicables a la práctica de la ingeniería en forma de herramienta para el diseño. Por ello, para cada uno de los temas se aportan recomendaciones sobre aspectos que aún no se encuentran suficientemente desarrollados en los manuales de diseño convencionales.

### 1.2.1 Objetivos específicos

**Interacción de un tren lineal de ondas con un dique vertical permeable y efectos de escala**

- Estudiar los procesos de interacción que tiene lugar cuando un dique poroso se interpone en la propagación de un tren lineal de ondas.
- Con una serie de datos experimentales (Scarcella et al., 2006), estudiar el comportamiento de los coeficientes de reflexión, transmisión y disipación de un dique poroso en función de su anchura y el diámetro de los elementos que lo conforman.
- Plantear una metodología sencilla que permita cuantificar la resistencia al flujo mediante un coeficiente de fricción, constante a lo largo del dique, para dotar a los ingenieros proyectistas de una herramienta sencilla que les permita analizar la eficiencia de este tipo de estructuras.
- Discutir el problema del efecto de escala en ensayos de laboratorio y proponer posibles soluciones para mitigarlo.

### **Presiones y subpresiones en un dique mixto y efectos de escala**

- Mediante una serie de ensayos experimentales específicamente realizados para este efecto, se estudia la modificación que sufren las leyes de presión cuando varía la cota de cimentación del cajón y el diámetro de las piedras del cuerpo de escollera.
- Cuantificar la pérdida de carga por la resistencia al flujo que opone el medio poroso.
- Discutir el problema del efecto escala en la medición de presiones en ensayos de laboratorio.

### **Efectos de la incidencia oblicua del oleaje**

- Describir las modificaciones que sufren los procesos que están presentes en la interacción del oleaje con un dique de abrigo (reflexión, transmisión, ascenso máximo, rebase, etc.) cuando varía el ángulo de incidencia del oleaje.
- Analizar la variación en la ley de presiones instantánea en un espaldón, con diferentes ángulos de incidencia del oleaje.
- Modificar el método de diseño de Martín (1995) para extender su aplicación a condiciones de oleaje oblicuo.
- Evaluar la metodología desarrollada mediante su aplicación en un caso real.

## **1.3 Organización del estudio**

El trabajo desarrollado se ha estructurado en los siguientes capítulos:

## **Capítulo 2**

Se presenta un diagrama de fricción para modelar la interacción de un tren de ondas lineal con un dique vertical permeable. El diagrama se obtiene a partir de la calibración del coeficiente de fricción utilizando la teoría de Darlymple et al. (1991) y los datos experimentales obtenidos por Scarcella et al. (2006).

## **Capítulo 3**

En este capítulo se analizan los resultados de una serie de ensayos de laboratorio para evaluar las subpresiones en diques mixtos para distintas profundidades del medio impermeable y distintos diámetros de material para el medio poroso. Se analizan los cambios que se presentan en las leyes de presión y subpresión con las distintas configuraciones ensayadas. Se analizan también los efectos de escala que presentan las mediciones de presión cuando se varía el tamaño de las piedras del medio poroso.

## **Capítulo 4**

Se presenta un análisis de la variación que existe en las distribuciones de presión ejercidas sobre un espaldón para varios ángulos de incidencia. El análisis se hace con resultados de ensayos realizados por el laboratorio HR Wallingford para el Puerto de Gijón. Se presenta un caso de aplicación que consiste en el diseño de un espaldón del dique Torres utilizado las formulaciones desarrolladas en este trabajo.

## **Capítulo 5.**

Se presentan las conclusiones finales del trabajo y las futuras líneas de investigación.

## 2 Interacción del oleaje con estructuras permeables y efectos de escala

### 2.1 Introducción

Las estructuras permeables se suelen construir con una serie de capas compuestas de materiales de diferentes granulometrías y/o piezas bien naturales o bien prefabricadas (p. ej. los diques rompeolas). En particular, el diseño de estos últimos se basa principalmente en: 1) la determinación del tamaño de las piezas que se colocan en el manto exterior para que resistan la ola de diseño para un determinado modo de fallo definido a priori y 2) la determinación del tamaño de las piezas y/o material granular que compone los mantos secundarios para que exista una transición adecuada entre capas que permita la máxima disipación de energía (Goda, 1988; Losada, 1990).

En el caso de diques rompeolas no rebasables, al interacciones con el dique la energía incidente se distribuye en: a) energía reflejada y devuelta al mar, b) energía transmitida a través de la sección propagándose a sotamar del dique, c) energía disipada y por tanto extinguida y d) energía transferida a otros modos oscilatorios o generadora de otros movimientos circulatorios. En el ámbito de la ingeniería civil el reparto de la energía incidente se suele hacer aplicando Teoría Lineal, es decir, considerando solamente la energía reflejada, transmitida y disipada, lo que suele proporcionar resultados deficientes. Entre alguna de las causas se encuentra el no tener en cuenta la transferencia de energía entre componentes no lineales (ROM 1.1, borrador).

Uno de los objetivos del prediseño es elegir la tipología de dique de abrigo que cumple con las necesidades de control del flujo de la energía incidente requeridas por el proyecto. Para ello, es necesario determinar su eficiencia a través de los coeficientes de transmisión ( $K_T$ ), reflexión ( $K_R$ ) y disipación ( $D^*$ ), definidos como

$$K_T = \frac{H_T}{H_I}, \quad (2.1)$$

$$K_R = \frac{H_R}{H_I}, \quad (2.2)$$

$$D_* = 1 - K_R^2 - K_T^2, \quad (2.3)$$

donde  $H_I$ ,  $H_R$  y  $H_T$  son las alturas de ola incidente, reflejada y transmitida, respectivamente. Estos coeficientes varían en función de las características del oleaje incidente, la geometría de la estructura de abrigo y el régimen del flujo dentro del medio poroso. Su determinación se puede hacer por métodos analíticos, numéricos o experimentales (Madsen, 1974; Allsop et al., 1988; Troch et al., 1999; Silva et al., 2000; Burcharth et al., 2006) siendo éstos últimos los más empleados dada la complejidad de los fenómenos involucrados.

En la modelación de la interacción del oleaje con estructuras permeables, la calidad y validez de los resultados recae principalmente en la capacidad de describir con precisión las fuerzas de fricción que ejerce el medio poroso sobre la onda durante su propagación. La evaluación incorrecta de estas fuerzas afecta la modelación del flujo dentro y fuera del medio, obteniéndose valores erróneos de  $K_T$ ,  $K_R$  y  $D_*$  y, por lo tanto, del comportamiento general del dique. En el caso de modelos físicos, si el tamaño del material se escala siguiendo la ley de Froude, existe un incremento en las fuerzas resistivas que reducen el flujo que entra y sale de las capas secundarias y del núcleo, (Burcharth et al., 1999; Benedicto, 2004) modificando el flujo de energía reflejado, transmitido y disipado (Scarcella et al. 2006).

En general, la resistencia al flujo se evalúa mediante la ecuación unidimensional no estacionaria del flujo en el medio poroso o ecuación extendida de Forchheimer, que se define como

$$I = au + b|u|u + c \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.4)$$

donde  $I$  representa el gradiente hidráulico y  $u$  es la velocidad característica, que generalmente corresponde a la velocidad de descarga del fluido, esto es, la velocidad necesaria para que, distribuida en todo el volumen del medio poroso, produzca la misma descarga que la velocidad de filtración a través de los huecos. Los coeficientes dimensionales  $a$ ,  $b$  y  $c$  han sido analizados en detalle por van Gent (1995), Burcharth y Andersen (1995) y Requejo et al. (2002). Su determinación depende del número de Reynolds, de las variables relacionadas con las características del material, como la porosidad ( $\varepsilon$ ), y las variables dependientes de las características del flujo como el coeficiente de masa añadida ( $s$ ), el coeficiente de fricción turbulenta ( $C_f$ ) y la permeabilidad del medio ( $K_p$ ). Solamente la porosidad puede determinarse a partir de las características geométricas del medio poroso; los demás coeficientes dependen del flujo, por lo que no son constantes y, en principio, deben ser tratados como cantidades instantáneas incluso en condiciones de flujo oscilatorio. Sin embargo, dada la complejidad de su determinación, se les suele asignar un valor constante hasta en los códigos numéricos más avanzados.

En el rango de escalas comúnmente utilizadas en los ensayos de estabilidad en los diques de abrigo (1/30-1/50) se presenta el problema del “efecto escala”. La mayoría de las soluciones que se han propuesto sugieren un incremento en el diámetro del material para disminuir las fuerzas resistivas y alcanzar la turbulencia en el flujo. Burcharth et al. (1999) propusieron seleccionar el diámetro del núcleo y las capas secundarias para satisfacer la Ley de Froude con una velocidad característica, calculada con la ecuación de Forchheimer, asumiendo una distribución de presión de poro empírica dentro de la estructura y valores adecuados de los coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$ .

En la práctica ingenieril, la determinación de los coeficientes de la ecuación de Forchheimer puede ser demasiado complicada, sobre todo si se trata de encontrar una respuesta rápida y fiable a preguntas como: 1) ¿son los coeficientes de reflexión y transmisión del dique prototipo los mismos que los obtenidos en el tanque de oleaje? y 2) ¿cuánto cambian los coeficientes de reflexión y de transmisión si el núcleo y las capas secundarias se construyen con material del doble de tamaño que el especificado en el proyecto?

Trabajos realizados en el pasado han intentado dar respuesta a estas preguntas; sin embargo, desde un punto de vista ingenieril, las soluciones suelen ser demasiado complicadas. En este capítulo se presenta una nueva aproximación para cuantificar la resistencia al flujo en un dique permeable, basada en (1) la teoría lineal de la propagación de ondas en un medio poroso (Darlymple et al., 1991) y (2) la aplicación de un coeficiente de fricción característico, constante en el espacio y en el tiempo. Los resultados demuestran que este coeficiente de fricción depende principalmente del monomio adimensional  $D/L$ , donde  $D$  representa el diámetro característico del material y  $L$  es la longitud de onda a pie de la estructura. La calibración del coeficiente de fricción se realiza con los resultados experimentales derivados de una serie de ensayos realizados en el canal de ola-corriente del CEAMA-Universidad de Granada (véase sección de Resultados). Como resultado final se presenta un diagrama de fricción característico en términos de los parámetros del tren incidente y de las características geométricas del material. Este diagrama pretende ser una herramienta de uso simple para su aplicación en el ámbito de la ingeniería, en la evaluación preliminar del comportamiento y eficiencia de diques permeables así como en la determinación del efecto escala en laboratorio.

El capítulo se organiza de la siguiente manera. Después de hacer una breve revisión de los antecedentes y detallar la metodología, se presentan los datos experimentales de los coeficientes de reflexión y transmisión. La calibración del coeficiente de fricción se realiza ajustando los datos teóricos, obtenidos con la teoría lineal de Darlymple et al. (1991), a los resultados experimentales del coeficiente de transmisión. Para verificar la aplicación del diagrama de fricción se compara con los resultados experimentales de Requejo et al (2002). Se presentan dos ejemplos de aplicación que abren la discusión del tratamiento del efecto escala en el laboratorio. Finalmente, las principales conclusiones del trabajo se resumen en

las formulaciones desarrolladas, que pueden utilizarse para responder de forma, rápida y fiable a preguntas de carácter ingenieril relacionadas con la propagación de ondas en un medio poroso.

## 2.2 Antecedentes y metodología

Sollit y Cross (1972) desarrollaron un modelo teórico para el estudio de la interacción de un tren de ondas con una estructura vertical permeable compuesta de material grueso. Esta teoría ha servido de base para el desarrollo de diversos modelos (Madsen, 1983; Darlymple et al., 1991; Scarcella et al., 2006) y diversos estudios experimentales demuestran su validez (Losada et al., 1995; Scarcella et al., 1993); en el Anejo I se presentan las ecuaciones de gobierno. La teoría se basa en la descomposición de las variables instantáneas del flujo y de las características espaciales y temporales de las ecuaciones no estacionarias que describen el movimiento. Estas ecuaciones tienen solución analítica cuando las fuerzas de fricción se introducen mediante un factor o coeficiente de fricción,  $f$ , linealizado de acuerdo a la condición de trabajo equivalente de Lorentz, y un coeficiente inercial ( $s$ ) linealmente proporcional a la aceleración del fluido. El procedimiento más utilizado para obtener  $f$  consiste en resolver la condición de trabajo equivalente de Lorentz (Anejo I) mediante un proceso iterativo, seleccionando los valores de  $s$ ,  $\varepsilon$ ,  $C_f$  y  $K_p$  a partir de trabajos como los de van Gent (1995), Burcharth y Andersen (1995) o Requejo et al (2002), entre otros. No obstante, en aplicaciones ingenieriles este coeficiente de fricción usualmente se asume constante, y en principio puede variar desde cero hasta infinito.

### 2.2.1 Metodología

Se han utilizado los datos experimentales de Scarcella (2004) y Scarcella et al. (2006) para obtener un coeficiente de fricción característico,  $f_c$ , estacionario en el periodo de la ola y uniforme a lo largo de la estructura. La calibración ha se realizado minimizando el error entre los datos experimentales y los resultados teóricos para el coeficiente de transmisión. El coeficiente de transmisión teórico ( $K_{Tt}$ ) se ha calculado resolviendo el modelo lineal de Darlymple et al. (1991) para los mismos tamaños de material y parámetros de oleaje de los experimentos. Se han utilizado cuatro modos evanescentes en el agua y dos en el medio poroso; el coeficiente inercial se ha mantenido constante ( $s=1$ ).

Los resultados muestran que el coeficiente de fricción característico depende de monomios adimensionales compuestos por variables conocidas a priori, tales como:

$$f_c = \Psi(B/L, Dk, D/H). \quad (2.5)$$

donde  $B$ ,  $D$ ,  $L$  y  $H$  representan la anchura del dique, el diámetro característico del material, la longitud de onda y la altura de ola, respectivamente.

### 2.2.2 Datos experimentales

Scarcella (2004) y Scarcella et al., (2006) realizaron una serie de ensayos en el canal de ola-corriente del CEAMA-Universidad de Granada, cuyas características pueden consultarse en el Anejo II. El modelo que utilizaron consistió en un dique vertical permeable de sección rectangular, construido con material de diámetro uniforme. Utilizaron dos modelos de diferentes longitudes,  $B_1=1\text{m}$  y  $B_2=1.5\text{m}$  y cinco diámetros de piedra diferentes. Las características del material pétreo, que se presentan en la Tabla 2.1, fueron obtenidas por Scarcella et al. (2004) siguiendo las recomendaciones del CIRIA-CUR (1991). El diámetro característico  $D$  se obtuvo con la siguiente formulación:

$$D = K_f \left( \frac{W}{\rho_0} \right)^{1/3} \quad (2.6)$$

donde  $W$  representa el peso promedio del material,  $\rho_0$  es la densidad del material seco y  $K_f$  es el denominado “Asperity Roughness Parameter”.

Material	$\rho (t/m^3)$	$K_f$	$D (mm)$	$D_{85}/D_{50} (mm)$	$n$
1	2.57	1.03	80	1.21	0.488
2	2.57	1.03	52	1.28	0.474
3	2.69	1.03	40	1.47	0.473
4	2.84	1.02	26	1.59	0.462
5	2.83	1.02	12	1.71	0.391

Tabla 2.1. Características del material pétreo: densidad de material seco, parámetro de Fourier, diámetro característico, parámetro “sorting” y porosidad del medio.

En total se realizaron 90 ensayos con oleaje regular (dos configuraciones, cinco materiales y nueve periodos de onda). La profundidad del agua se mantuvo constante e igual a  $h_0=0.4\text{m}$ . El rango de periodos permitió analizar condiciones de profundidades indefinidas, intermedias y someras. La duración de cada ensayo se determinó de modo que 50 ondas forzaran el dique. Las parejas de altura de ola-periodo ensayadas, así como la duración de los ensayos se muestran en la Tabla 2.2.

$T(s)$	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25	2.5	2.75	3
$H_{gen} (m)$	0.12	0.11	0.09	0.08	0.06	0.06	0.05	0.04	0.04
$\Delta t [min:s]$	1':00"	1':15"	1':30"	1':45"	2':00"	2':00"	2':15"	2':30"	2':45"

Tabla 2.2. Características de los trenes de ondas ensayados: periodo (T), altura de ola generada (Hgen) y duración de los ensayos.

El registro de la superficie libre se realizó mediante 9 sensores de nivel (S1-S9) localizados a lo largo del canal (véase Figura 2.1) con una frecuencia de muestreo de 20 Hz. Los sensores S1, S2 y S3 se utilizaron para determinar el coeficiente de reflexión experimental ( $K_{Re}$ )

mediante el método propuesto por Baquerizo (1995). El coeficiente de transmisión experimental ( $K_{Te}$ ) se calculó como el cociente de la altura de ola incidente ( $H_i$ ), obtenida de la calibración previa del canal, y la altura de ola transmitida ( $H_t$ ) registrada por el sensor S8.

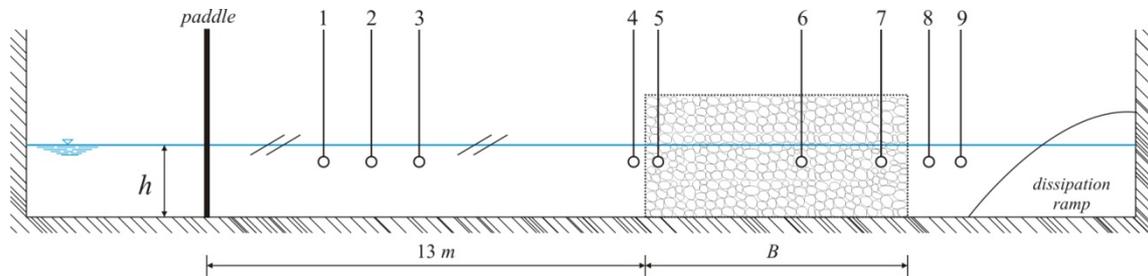


Figura 2.1. Esquema del dispositivo experimental.

## 2.3 Resultados

En la Figura 2.2 se presenta el efecto de la anchura relativa ( $B/L$ ) en los coeficientes de reflexión y transmisión experimentales, así como en los resultados teóricos (líneas continuas). El comportamiento de  $K_R$  y  $K_T$  se resume a continuación.

- Con el incremento de  $B/L$ , el coeficiente de reflexión crece hasta alcanzar un máximo en  $(x/L)_c$ , siendo  $x$  la distancia de propagación de la onda dentro del dique. Para anchuras mayores, el coeficiente de reflexión alcanza un régimen de saturación a partir del cual no se incrementa o, en su caso, lo hace ligeramente.
- En el régimen de saturación, el valor del coeficiente de reflexión depende del diámetro del material (porosidad) y débilmente de  $B/L$ . Si la anchura del dique excede la distancia de saturación  $(x/L)_c$ , puede aceptarse que el coeficiente de reflexión es constante. Solamente bajo condiciones de resonancia ( $B/L=1/4, 1/2, 3/4, 1, \dots$ ) en las que existe un acoplamiento perfecto entre la onda transmitida y reflejada, el coeficiente de reflexión alcanza sus valores máximos y mínimos.
- En los resultados se distinguen las dos zonas identificadas por Losada et al. (1995): 1) la zona de transición ( $x/L < 0.2$ ), donde  $K_R$  y  $K_T$  dependen de los parámetros del tren incidente, la geometría del dique y las características del material pétreo y, 2) la zona de transmisión,  $x/L > (x/L)_c$ , aguas abajo del punto de saturación.
- Para valores de  $B/L$  menores a 0.2, el régimen de saturación nunca se alcanza. En esta zona los coeficientes de reflexión, transmisión y disipación están gobernados, principalmente, por el cambio brusco en el régimen del flujo, similar a la pérdida de carga a la entrada de una placa ranurada o en el cambio brusco de sección en un canal (Losada et al., 1995).

- Por el contrario, para valores mayores de  $B/L > (x/L)_c$ , el coeficiente de transmisión siempre decrece con  $x/L$  y, además, lo hace de manera exponencial. Este comportamiento concuerda con (1) la disminución exponencial de la presión dentro del medio (Burcharth et al. 1999) y (2) el descenso de la envolvente de la altura de ola dentro del medio poroso propuesto por Scarcella et al. (2006).

En la Figura 2.3 se presenta la variación del módulo ( $K_{R_s}$ ) y la fase ( $\varphi_s$ ) del coeficiente de reflexión saturado y el correspondiente coeficiente de transmisión ( $K_{T_s}$ ) en función de  $Dk$ . Los resultados muestran que  $K_{R_s}$  decrece para ondas cortas y piedras grandes. En la Figura 2.4 se muestra la distancia a partir de la cual se alcanza el régimen de saturación  $(x/L)_c$  en función de  $Dk$ .

En la Figura 2.5 se representa la variación de  $K_{R_s}$  con la porosidad de los materiales utilizados en los ensayos. Para definir mejor la tendencia de los datos, se ha incorporado el valor de la reflexión perfecta ( $K_R = 1$ ) en una pared impermeable ( $\varepsilon = 0$ ) así como las ecuaciones de las curvas de mejor ajuste. Si la porosidad se incrementa (lo que implica un incremento del tamaño de las piedras), el módulo del coeficiente de reflexión decrece, la fase alcanza un valor constante alrededor de  $\pi$  y el coeficiente de transmisión aumenta. Cabe mencionar que la curva de ajuste de  $\varphi_s$  es simétrica con respecto a  $\pi$ , indicando que para valores pequeños de  $Dk$  la curva puede aproximarse a cero o a  $2\pi$ .

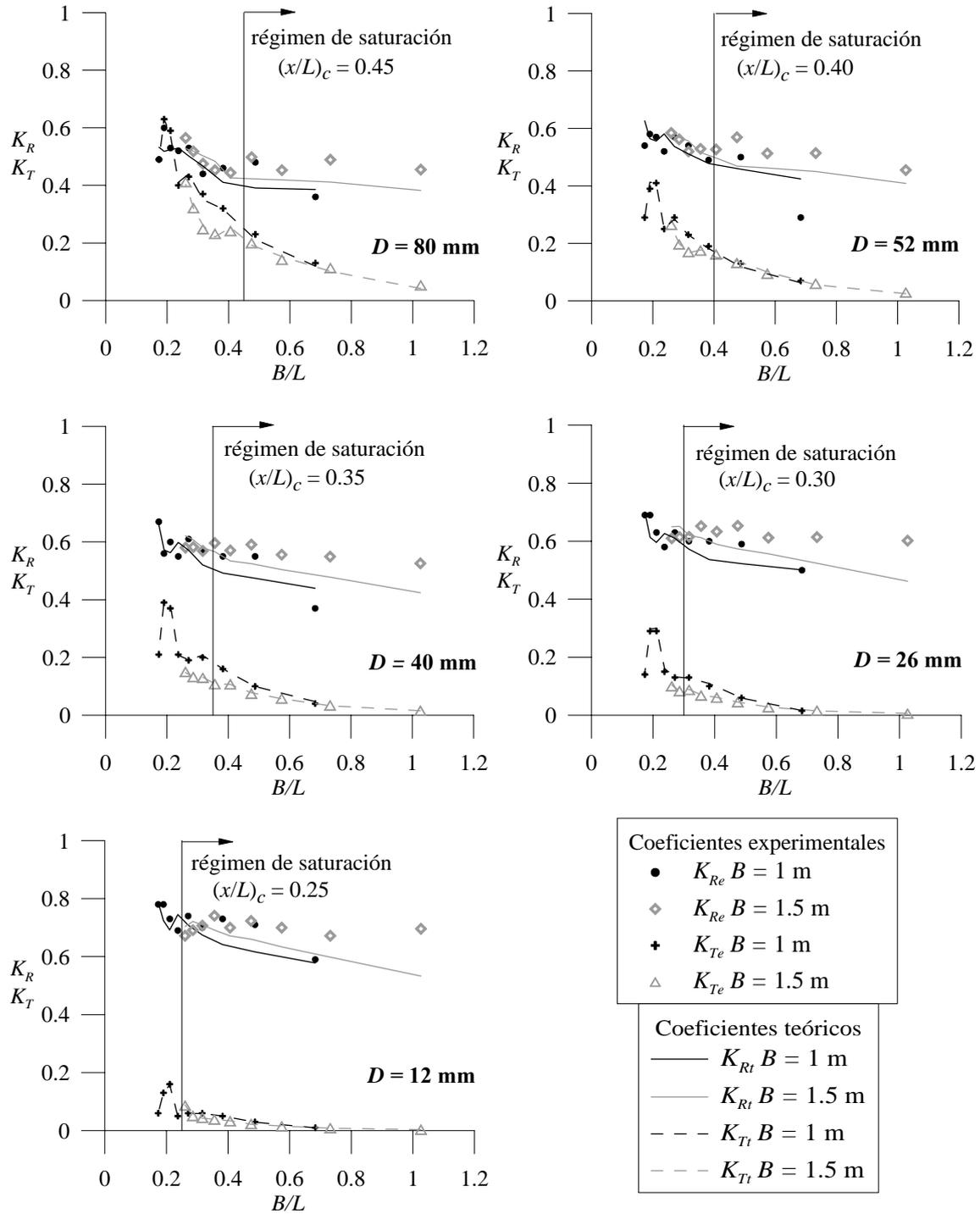


Figura 2.2. Resultados experimentales y teóricos en función de  $B/L$  para los modelos  $B_1$  y  $B_2$  y los cinco diámetros de material. Rango de los parámetros experimentales:  $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .

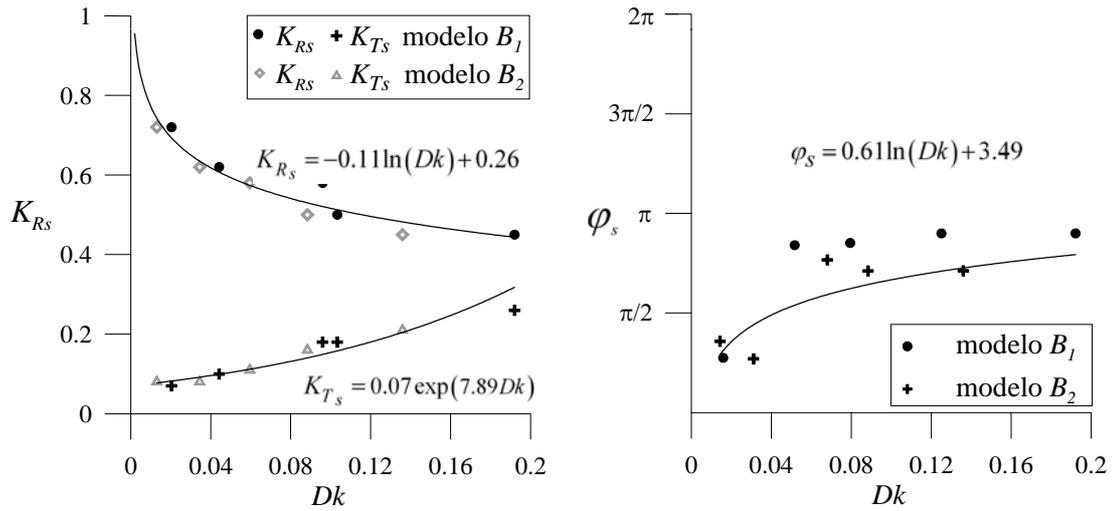


Figura 2.3. Módulo (izquierda) y fase (derecha) del coeficiente de reflexión saturado en función de  $Dk$ , válido para  $B/L > (x/L)_c$ . Rango de los parámetros experimentales:  $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .

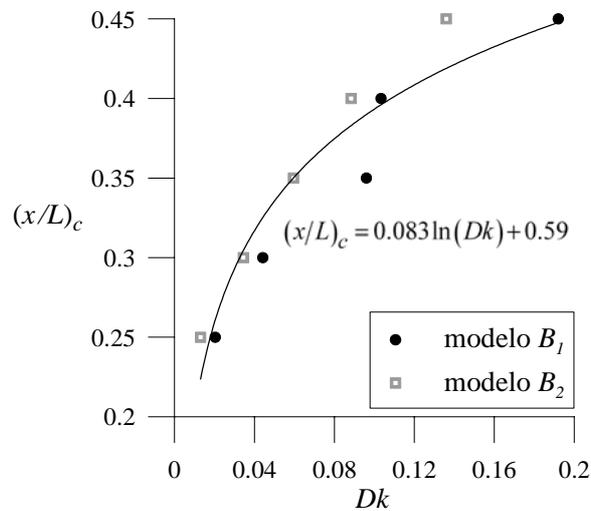


Figura 2.4. Distancia de propagación de la onda dentro del medio poroso para alcanzar el punto de saturación de la reflexión. En de  $Dk$ , válido para  $B/L > (x/L)_c$ . Rango de los parámetros experimentales:  $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .

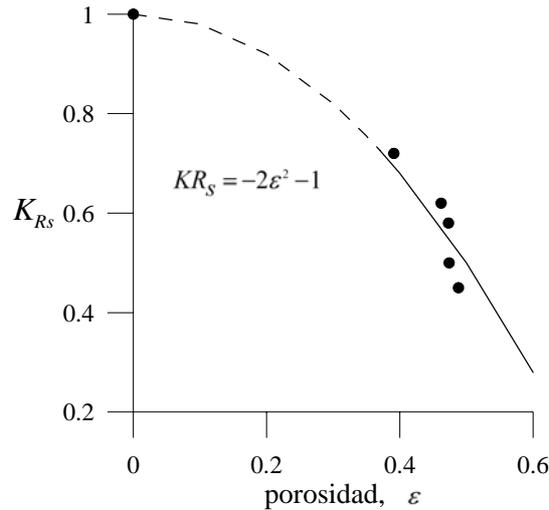


Figura 2.5. Coeficiente de reflexión en el punto de saturación en función de la porosidad. Rango de los parámetros experimentales:  $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 2.3.1 Diagrama de fricción

Scarcella et al. (2006) propone que el decaimiento de la envolvente de la altura de ola dentro de un estructura porosa sigue la ley

$$H(x) = H_0 \exp(-\beta x). \quad (2.7)$$

El coeficiente adimensional  $\beta$  se obtiene del diagrama propuesto por los autores en términos de  $Dk$  y  $D/H_I$ , donde  $H_I$  representa la altura de ola incidente,  $D$  es el diámetro característico del material,  $k$  el número de onda y  $H_0$  representa la altura de ola total (incidente más altura de ola reflejada obtenida con el módulo y la fase del coeficiente de reflexión) frente al dique. En consecuencia, el coeficiente de fricción característico se puede definir a partir de la siguiente ecuación funcional

$$f_c = \Psi(B/L, Dk, D/H). \quad (2.8)$$

En la Figura 2.6 se presenta la variación, en función de la anchura relativa, del coeficiente de fricción característico obtenido con la teoría lineal, a partir del mejor ajuste del coeficiente de transmisión experimental. Los datos en la zona de transición ( $B/L < 0.2$ ) son escasos, sin embargo la tendencia indica que el coeficiente de fricción debe incrementarse a medida que  $B/L$  decrece hasta alcanzar un máximo, e inmediatamente después debe decrecer cuando  $B/L$  tiende a cero. En la zona de transmisión  $f_c$  decrece gradualmente a medida que  $B/L$  se incrementa; este comportamiento se ve modificado localmente por las condiciones resonantes del sistema. En las dos regiones,  $f_c$  crece con la disminución del diámetro del material.

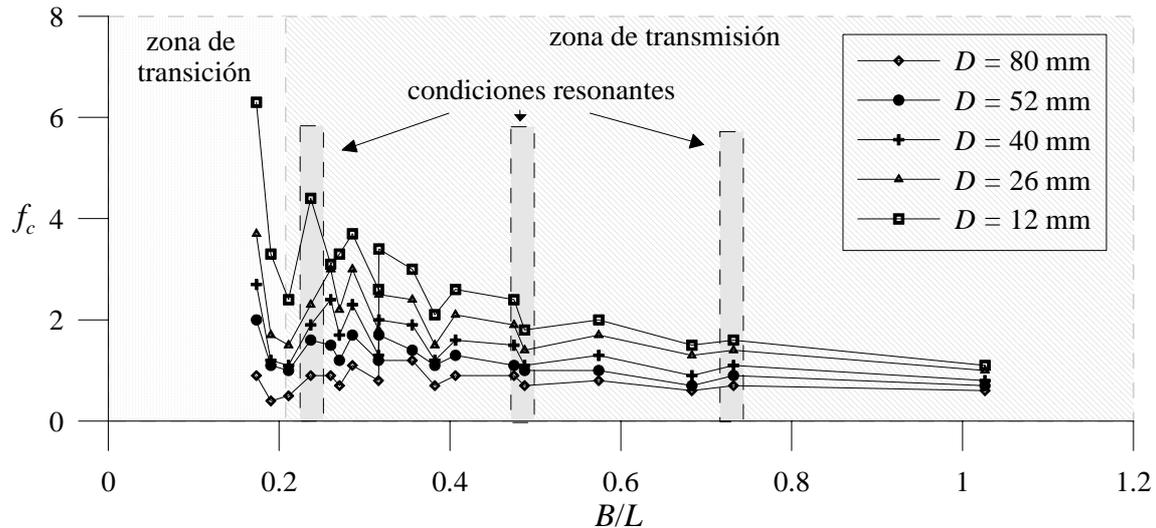


Figura 2.6. Coeficiente de fricción característico en función de  $B/L$  para los cinco diámetros considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .

La Figura 2.7 presenta el diagrama de fricción característico en función de  $Dk$ ; los datos se han agrupado en intervalos de  $D/H$ . Asimismo, se presentan las curvas de mejor ajuste y las bandas de confianza (inferior y superior) del 95%. Para aplicaciones ingenieriles es posible asumir que el parámetro  $D/H$  no influye significativamente en la determinación de  $f_c$ . Los escasos datos experimentales localizados en la zona de transición ( $B/L < 0.2$ ) se ajustan bien a la tendencia general; sin embargo, es necesario disponer de más datos experimentales para asegurar este comportamiento.

### 2.3.2 Comparación con Requejo et al. (2002)

Requejo et al. (2002) desarrollaron una serie de expresiones analíticas para calcular la reflexión, transmisión, disipación y estabilidad de un dique vertical poroso con una pantalla trasera impermeable. Para validar su modelo realizaron una serie de ensayos considerando dos anchuras de dique (0.56m y 1.12m) y dos tamaños de diámetro ( $D_{50} = 0.0105\text{m}$  y  $D_{50} = 0.0378\text{m}$ ). En ambos casos se caracterizó la porosidad mediante el valor  $\varepsilon = 0.5$ .

Para comparar los resultados obtenidos con el diagrama, los coeficientes de reflexión experimentales de Requejo et al. (2002) han sido calculados utilizando el diagrama de fricción y el modelo de Darlymple et al. (1991). Tres de los casos analizados presentaron condiciones de saturación (modelo 1:  $T = 12$  s y  $T = 17$  s; modelo 3:  $T = 12$  s, véase Figura 2.8). Para esos casos, el coeficiente de reflexión teórico fue sustituido por el coeficiente de reflexión saturado. No obstante, se calculó el coeficiente de reflexión en el punto de saturación para los demás casos sólo con el propósito de comparar.

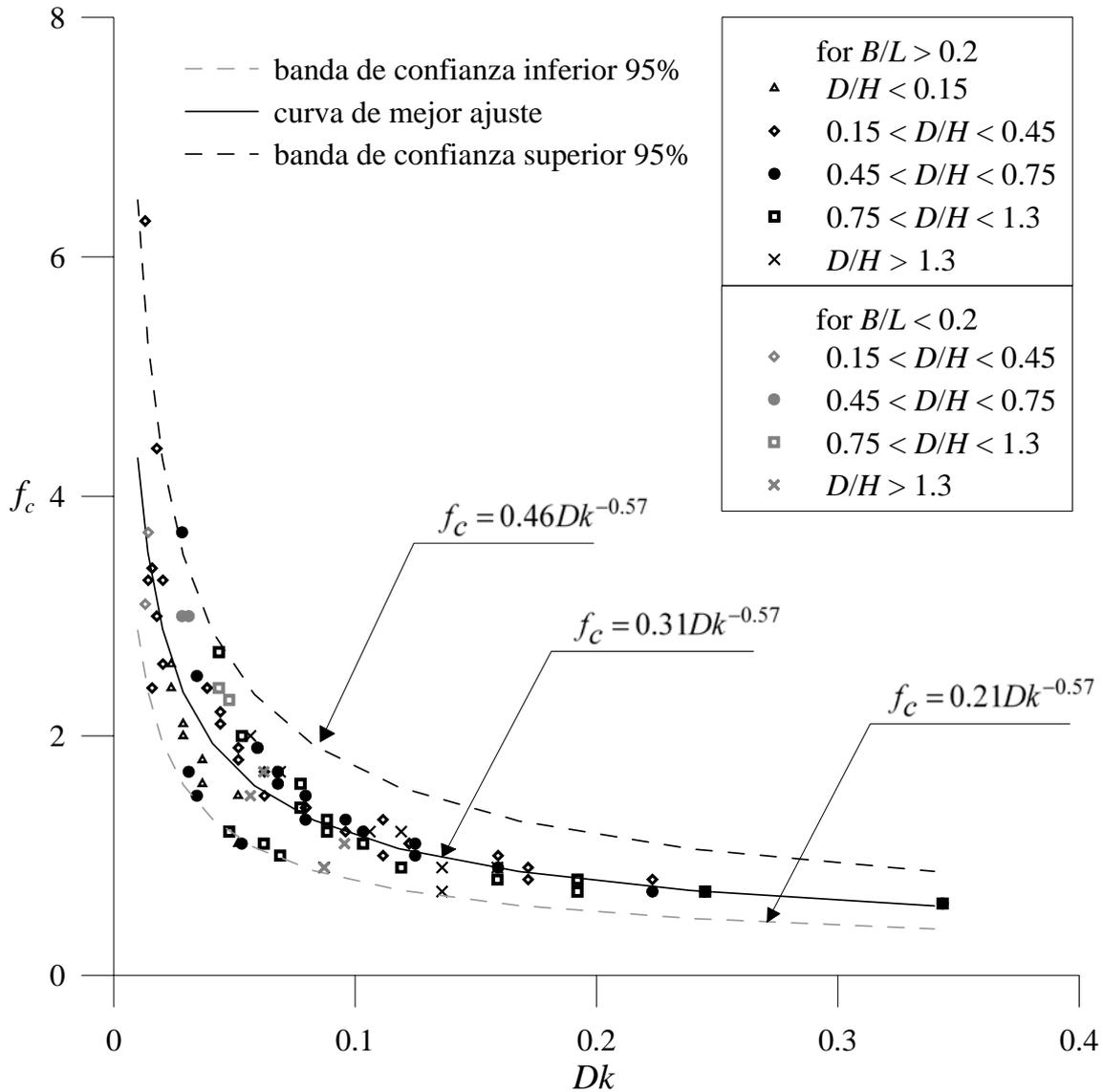


Figura 2.7. Diagrama del coeficiente fricción característico. Rango de los parámetros experimentales:  $0.006 \leq H/L \leq 0.095$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.173 \leq B/L \leq 1.02$ .

Los resultados que se presentan en la Figura 2.8 indican que para el dique más ancho la distancia donde ocurre la saturación de la reflexión es menor que la distancia que hay a la pared impermeable. Por esta razón, los resultados muestran una buena aproximación a pesar de que el modelo matemático no incluye el efecto de la pared impermeable. Por el contrario, en los casos donde las ondas de mayor longitud se propagan a través de la estructura más angosta construida con las piedras de mayor tamaño, el coeficiente de reflexión teórico es menor al experimental. En estos casos la anchura del dique es menor a la necesaria para alcanzar el régimen de saturación, por lo que el proceso de reflexión se ve reforzado por la presencia de la pared impermeable. Por ello, el método propuesto ayuda a predecir si una pared impermeable puede influir (o no) en el comportamiento del dique.

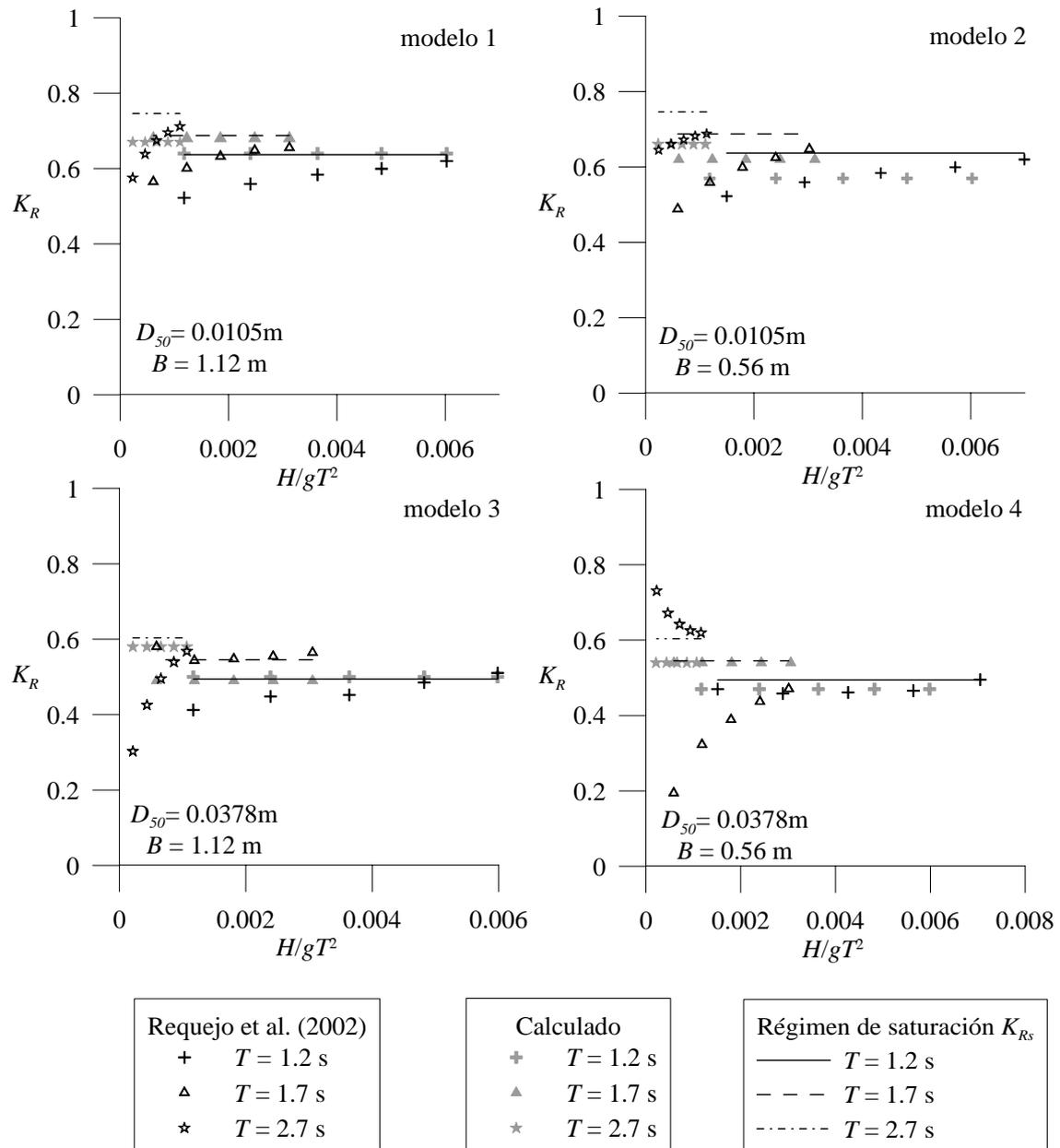


Figura 2.8. Comparación entre los resultado de Requejo et al. (2002) con  $K_R$  calculado a partir del diagrama de fricción y el modelo de Darlymple et al. (1991).

## 2.4 Ejemplos de aplicación

### 2.4.1 Ejemplo 1.

Un dique permeable se diseña con los siguientes parámetros:

- Profundidad,  $b = 15$  m
- Peso del material,  $W = 200$  kg
- Periodo de la ola  $T = 14$  s
- Ancho del dique,  $B = 10$  m.

y se realizan experimentos en un tanque de oleaje a escala 1:30.

El método que se ha presentado en este capítulo permite evaluar y comparar, antes de escoger la escala, los coeficientes de reflexión y transmisión en el modelo y en el prototipo. Se sabe que serán diferentes por la problemática del efecto escala, por lo que con ayuda del diagrama de fricción es posible determinar el coeficiente de fricción necesario en el laboratorio para obtener los mismos coeficientes de reflexión y transmisión que se tienen en el prototipo y, por consiguiente, el diámetro del material y la porosidad necesaria.

#### Solución

Los parámetros del modelo (escala 1:30) se han obtenido aplicando la ley de Froude a los parámetros del prototipo. La porosidad del prototipo y del modelo se ha determinado siguiendo las recomendaciones del CIRIA-CUR (1991). Todos los coeficientes se han calculado con el diagrama de fricción característico y la teoría de Darlymple et al. (1991). Los resultados se resumen en la Tabla 2.3.

	$D$ (m)	$\varepsilon$	$k$	$Dk$	$f_c$	$K_R$	$K_T$	$D^*$
Prototipo	0.430	0.450	0.039	0.0168	3.22	0.57	0.40	0.51
escala 1:30	0.014	0.398	1.169	0.0166	3.23	0.61	0.37	0.50

Tabla 2.3. Resultados del Ejemplo1: Coeficiente de reflexión, transmisión y disipación para el prototipo y el modelo a escala 1:30.

Los resultados muestran que el efecto escala se presenta debido a la diferencia en la porosidad entre el prototipo y el modelo. Como en el modelo la porosidad decrece, el coeficiente de reflexión se incrementa ligeramente y el coeficiente de transmisión decrece.

Por ello, es necesario aplicar el siguiente proceso iterativo para determinar el diámetro de las piedras necesario para eliminar el efecto escala.

- Se varía el coeficiente de fricción característico en el modelo teórico hasta que, con los parámetros del modelo, los coeficientes de reflexión y transmisión sean los mismos que los que se tienen en el prototipo.
- Conocido  $f_c$ , con la ecuación de la curva de mejor ajuste del diagrama de fricción, se determina  $Dk$  y por lo tanto el diámetro necesario en el modelo.
- Con el nuevo diámetro se determina la porosidad; con ella, se calculan los nuevos valores de  $K_R$  y  $K_T$ .

El proceso se repite hasta que no exista una variación significativa de  $f_c$ ,  $K_R$  y  $K_T$  entre cada iteración. Los resultados se muestran en la Tabla 2.4

	<i>Primera iteración</i>					<i>Segunda iteración</i>					
	$\varepsilon$	$f_c$	$k$	$K_R$	$K_T$	$Dk$	$D$ (m)	$\varepsilon$	$f_c$	$K_R$	$K_T$
1:30	0.398	2.63	1.169	0.57	0.42	0.024	0.02	0.402	2.66	0.57	0.42

Tabla 2.4. Resultados del Ejemplo 1. Iteraciones para obtener el diámetro en el modelo para evitar el efecto escala.

Como era de esperar, para evitar el efecto escala en laboratorio es necesario incrementar el diámetro de las piedras.

### 2.4.2 Ejemplo 2.

Utilizando los mismos parámetros de la estructura del ejemplo 1, se desea conocer los coeficientes de reflexión y transmisión para un modelo a escala 1:30 sólo que, en este caso, el núcleo del dique se construye (como suele ser habitual), con material de diámetro mucho menor al diámetro escalado. Se supone que el núcleo se construye con arena gruesa de  $D = 11$  mm.

#### Solución.

La porosidad se determina con las recomendaciones del CIRIA-CUR (1991) y los coeficientes de reflexión y transmisión se calculan utilizando el diagrama de fricción característico y la teoría de Darlymple et al. (1991). Los resultados se presentan en la Tabla 2.5.

	$D$ (m)	$\varepsilon$	$k$	$Dk$	$f_c$	$K_R$	$K_T$
Prototipo	0.430	0.450	0.039	0.0168	3.22	0.57	0.40
Modelo (arena gruesa)	0.011	0.374	1.169	0.0130	3.74	0.65	0.32

Tabla 2.5. Resultados del Ejemplo 2.

### 2.4.3 Efecto escala

Los ejemplos muestran que al escalar el diámetro de las piedras, la porosidad no se conserva. Como se muestra en el ejemplo 1, si el diámetro del material se escala siguiendo la ley de Froude y se determina la nueva porosidad en el modelo, el coeficiente de reflexión es mayor en el modelo que en el prototipo; lo contrario sucede con el coeficiente de transmisión. Como consecuencia, las características del flujo en el laboratorio (p. ej. las velocidades y aceleraciones frente y dentro de la estructura) no se reproducen correctamente. Más aún, la amplitud de las oscilaciones a barlomar (y el rebase asociado) y la transmisión dentro de la zona abrigada son incorrectas.

Los ejemplos ponen de manifiesto que para obtener los mismos coeficientes de reflexión y transmisión en el modelo y en el prototipo, el diámetro de las piedras en el modelo debe ser mayor al correspondiente valor escalado. Si el diámetro no se elige adecuadamente y se utiliza un material mucho más pequeño del que corresponde, las diferencias entre el modelo y el prototipo pueden ser significativas.

### 2.4.4 Extensión a oleaje irregular

Losada et al. (1997) extendieron la teoría de Darlymple et al. (1991) para su aplicación a oleaje irregular (sin rotura). Los resultados de su modelo dependen del espectro del oleaje incidente, la geometría del dique y las características del material. Con esta información los autores determinan un coeficiente de reflexión complejo, que contiene información no sólo del módulo de la reflexión para cada componente del espectro, sino también el cambio en la fase. En este capítulo se presentan los resultados para oleaje regular, sin embargo, dado el carácter lineal de la teoría y del coeficiente de fricción característico, los resultados obtenidos pueden extenderse a oleaje irregular siguiendo el trabajo de Losada et al. (1997).

## 2.5 Conclusiones

Con base en un modelo potencial para oleaje regular y resultados experimentales, se ha obtenido un diagrama de fricción característica considerando el balance de energía, en lugar de analizar las características internas del flujo. La calibración del coeficiente de fricción se ha realizado minimizando el error entre los coeficientes de transmisión experimentales y los obtenidos con el modelo teórico. Bajo estas condiciones el modelo reproduce satisfactoriamente los coeficientes de transmisión y reflexión. Los resultados muestran la existencia de un régimen de saturación para el coeficiente de reflexión dentro del rango de  $0.2 < x/L < 0.45$ . Si la anchura del dique es mayor que ese intervalo,  $K_R$  mantiene un valor constante excepto en condiciones de resonancia. Cuando se alcanza este régimen, el coeficiente de reflexión depende solamente de la porosidad del material y ligeramente de  $B/L$ . Las formulaciones desarrolladas en este trabajo se resumen en la Tabla 2.6.

<p>Coeficiente de fricción característico</p>	<p><math>f_c = 0.31Dk^{-0.57}</math> valor central</p> <p><math>f_c = 0.46Dk^{-0.57}</math> banda superior</p> <p><math>f_c = 0.21Dk^{-0.57}</math> banda inferior</p>
<p>Régimen de saturación (<math>x/L &gt; (x/L)_c</math>)</p>	<p><math>K_{Rs} = -0.11\ln(Dk) + 0.26</math> modulo del coeficiente de reflexión saturado</p> <p><math>\varphi_s = 0.61\ln(Dk) + 3.49</math> fase del coeficiente de reflexión saturado</p> <p><math>(x/L)_c = 0.083\ln(Dk) + 0.59</math> localización del punto de saturación</p> <p><math>\varepsilon = \sqrt{\frac{1 - K_{Rs}}{2}}</math> porosidad</p>

Tabla 2.6. Resumen de las formulaciones propuestas.

La comparación con los resultados experimentales de Requejo et al. (2002) demuestra la capacidad del diagrama como herramienta simple para evaluar el coeficiente de fricción en la interacción de un tren lineal de ondas con una estructura permeable. Además, el diagrama ha demostrado ser útil en la elección del tamaño del material para el núcleo y las capas secundarias en los experimentos a escala reducida, para evitar el efecto escala.



### 3 Presiones y subpresiones en un dique mixto y efectos de escala

#### 3.1 Introducción

Los diques mixtos consisten en un cajón vertical o casi vertical, o un muro formado por bloques apilados, que reposan generalmente sobre un macizo de escolleras (véase Figura 3.1). La característica principal de este tipo de diques es que, dependiendo del nivel de agua y de las características del oleaje incidente, éste puede trabajar como reflejante, disipativo o ambos. El oleaje puede romper contra la estructura debido a la presencia de la berma de escollera sobre la que se cimienta el dique. En estos casos la intensidad y duración de los esfuerzos que el oleaje ejerce sobre el dique serán función de las características geométricas del dique, de las características del oleaje y del tipo de impacto oleaje-estructura.

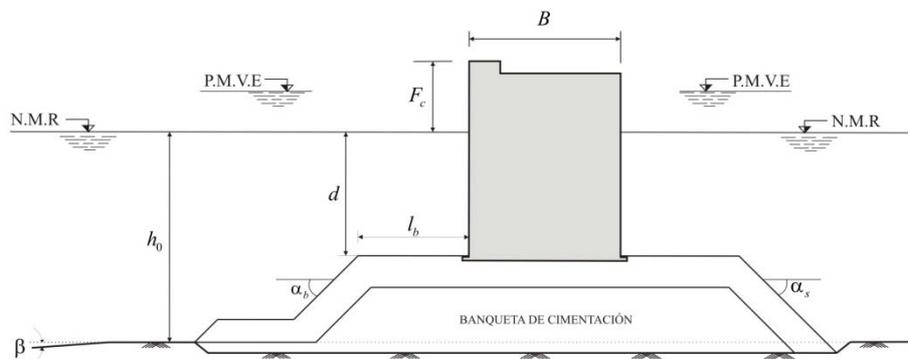


Figura 3.1. Esquema de un dique mixto.

Los factores más importantes a considerar en el diseño de diques mixtos son el establecimiento de las leyes de presiones y subpresiones inducidas por la “ola de diseño”. Numerosos autores han estudiado el fenómeno de la transferencia energética en la interacción oleaje-estructura. Se sabe que las series temporales de presión en una pared impermeable dependen del peralte ( $H/L$ ) y la forma de impacto de la ola, como se muestra en la Figura 3.2. Se observa que cuando la ola pierde su carácter lineal, el registro de presiones muestra un doble pico. El primer pico se debe a la desaceleración del frente de onda y es función principalmente, de la celeridad del mismo. El segundo pico es debido a la

acumulación de agua en la estructura durante el proceso de descenso de la columna de agua. En este caso la ley de presiones a lo largo de la pared muestra un comportamiento pseudohidrostático. Cuando el frente de onda incide directamente en la estructura (caso d) el primer pico se incrementa considerablemente; a este pico se le denomina presión de impacto. La presión de impacto está asociada al a duración del evento, a menor duración mayor presión. Si en el impacto existe aire atrapado, éste actúa como amortiguador reduciendo las presiones debido a los ciclos de compresión-relajación del aire (Martín, 1995). Cuando la ola rompe antes de llegar a la pared (caso e), los dos picos se mantienen pero la presión disminuye considerablemente; su magnitud y duración depende de la distancia a la que rompe la ola.

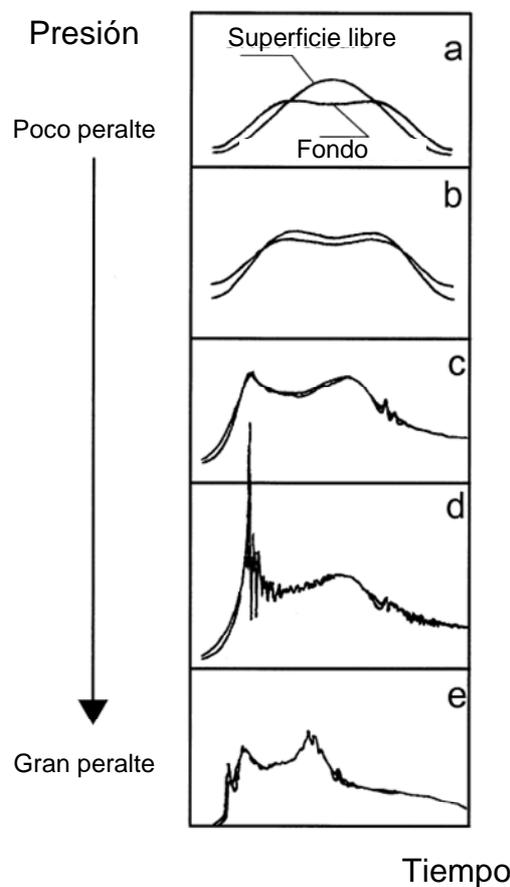


Figura 3.2. Variación temporal de la presión en función del peralte  $H/L$  (Losada et al. 1995).

El desarrollo de formulaciones teóricas para determinar las fuerzas asociadas a los diversos tipos de impacto ha sido el objeto de estudio de muchas investigaciones. Existen soluciones teóricas para determinar las fuerzas ejercidas sobre una pared cuando las olas no rompen directamente sobre ésta, ver por ejemplo Fenton (1985). Dada la dificultad que implica el fenómeno de la rotura, en el caso de olas que rompen directamente sobre una pared, el problema se ha abordado con aproximaciones empíricas como Nagai (1973), Goda (1985), Oumeraci (1997), o con métodos basados en la Teoría de Impulso, como el

trabajo de Cooker y Peregrine (1990), Topliss (1994), Losada et al. (1995). Finalmente, cuando las olas alcanzan la estructura ya rotas el problema se ha abordado aplicando métodos empíricos suponiendo que la ola se comporta como un “bore” que impacta una pared (Ramsden y Raichlen, 1990).

La problemáticas de las subpresiones inducidas por la acción del oleaje es una parte del diseño en la que aún no existe consenso. La metodología tradicional consiste en asumir que la subpresión máxima se presenta en la esquina frontal del cajón y decrece linealmente hasta ser nula en el tacón. El Coastal Engineering Manual (CEM, 2005) recomienda que, conocidas las presiones en las esquinas del cajón (paramento frontal y tacón), en el caso de cimentaciones permeables en condiciones quasi-estáticas una estimación segura es asumir una distribución lineal de dichas presiones. Sin embargo, autores como Lui (1985), Losada et al. (1993), Kortenhaus et al. (1994), Zwanenburg et al. (1998), entre otros han señalado que asumir que la presión sigue una distribución lineal puede ser incorrecto. Más aún, considerar que la presión en el tacón del cajón es nula.

En este capítulo se analizan, experimentalmente, las leyes de presiones y subpresiones generadas por oleaje regular e irregular sin rotura, en un dique mixto idealizado. Para ello, se realizan una serie de ensayos en el canal de ola-corriente del CEAMA-UGR utilizando una estructura rectangular formada por un cajón impermeable y un macizo de cimentación construido con piedras de tamaño uniforme. Con este modelo físico se estudia los cambios que se presentan en las leyes de presión y subpresión con diferentes cotas cimentación del cajón y diámetros de piedra del macizo de cimentación. Se analiza también los efectos de escala que presentan las mediciones de presión cuando se varía el tamaño de las piedras del medio poroso.

## 3.2 Metodología

Se han realizado una serie de ensayos en el canal ola-corriente del CEAMA-UGR cuyas características técnicas se detallan en el Anejo III.

### 3.2.1 Dispositivo experimental

El modelo ensayado representa un dique mixto irrebasable, de sección rectangular, colocado sobre un fondo horizontal impermeable. La sección está constituida por un cajón cimentado sobre un medio poroso formado por un tamaño de piedra uniforme. Las dimensiones del dique son: un ancho transversal de  $a = 0.64$  m (misma del canal) y ancho longitudinal de  $B = 1.5$  m (véase Figura 3.3).

Para analizar la variación de la ley de subpresiones con cota de cimentación del cajón, se han considerado las cuatro alturas del medio poroso que se muestran en la Tabla 3.1. En todos los casos la profundidad del agua se ha mantenido constante e igual a  $h_0 = 0.4$  m.

1ra. configuración	$h_b = 1.00h_0$	$h_b = 0.40$ m
2da. configuración	$h_b = 0.50h_0$	$h_b = 0.20$ m
3ra. configuración	$h_b = 0.25h_0$	$h_b = 0.10$ m

Tabla 3.1. Alturas de cimentación consideradas en los ensayos.

Se han elegido los cinco diámetros de piedra utilizados por Scarcella et al. (2006) para constituir el medio poroso. Scarcella et al. (2004) obtuvo las características del material a partir de las recomendaciones del manual CIRIA-CUR (1991); en la Tabla 3.2 se presentan los principales parámetros.

La porosidad media se obtuvo con dos métodos: 1) el peso de sólidos y 2) el “draining voids”; el resultado que se presenta en la Tabla 3.2 es el promedio de ambos. El parámetro de rugosidad de Fourier ( $K_f$ ) se obtuvo a partir de las dimensiones axiales de una muestra considerable de cada material. Con este último parámetro, el peso promedio del material ( $W$ ) y la densidad del material seco ( $\rho_0$ ) se obtuvo el diámetro con la siguiente expresión

$$D = K_f \left( \frac{W}{\rho_0} \right)^{1/3} . \tag{3.1}$$

Material	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$K_f$	$D$ (mm)	$D_{85}/D_{50}$ (mm)	$\varepsilon$
1	2.57	1.03	80	1.21	0.488
2	2.57	1.03	52	1.28	0.474
3	2.69	1.03	40	1.47	0.473
4	2.84	1.02	26	1.59	0.462
5	2.83	1.02	12	1.71	0.391

Tabla 3.2. Características del material granular utilizado en los ensayos.

Tomando en cuenta las variaciones de la cota de cimentación del cajón y los cinco diámetros de piedra utilizados, en total se han ensayado 15 configuraciones.

### 3.2.2 Adquisición de datos

Se han utilizado siete sensores de nivel para registrar las elevaciones de la superficie libre, su distribución se muestra en la Figura 3.3. Para evaluar la reflexión del oleaje se ha dispuesto un grupo de tres sensores de nivel (S1, S2 y S3), entre la pala de generación y el modelo, separados de forma que sea posible aplicar el método de Baquerizo (1995). Se colocaron tres sensores de nivel a 20 cm de la sección (barlomar), alineados de forma transversal al canal, para determinar la altura de ola a pie de dique y detectar posibles oscilaciones laterales. Con la finalidad de medir el oleaje transmitido se ha colocado un sensor (S7) a 20 cm aguas abajo del modelo. La frecuencia de muestreo de los sensores de nivel ha sido de 20 Hz.

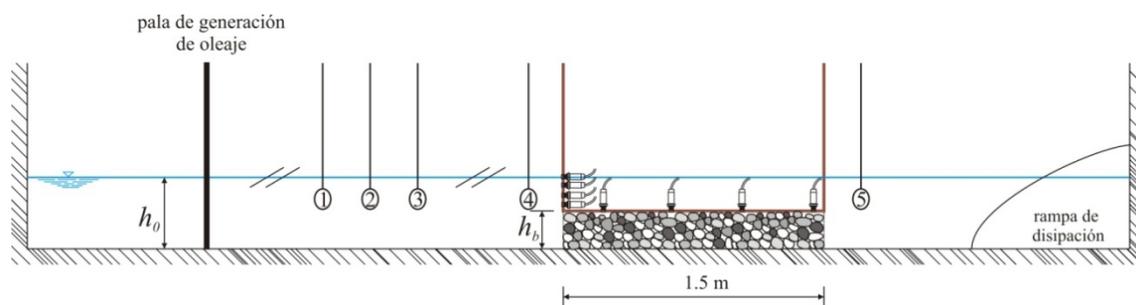


Figura 3.3. Dispositivo experimental.

El registro de las presiones y subpresiones en el cajón se ha realizado con 8 sensores de presión, que se han colocado en la base y en la parte frontal del cajón dependiendo de las características del oleaje ensayado. Por lo tanto, su disposición se presentará en los apartados correspondientes a los resultados de cada ensayo. La frecuencia de muestreo de los sensores de nivel ha sido de 20 Hz.

### 3.2.3 Ensayos realizados

Los ensayos se han realizado bajo oleaje regular e irregular. El planteamiento general de los ensayos ha consistido en incrementar la altura de ola manteniendo el periodo constante. A continuación se detallan las características en cada caso.

#### 3.2.3.1 Oleaje regular

En condiciones de oleaje regular se han ensayados periodos en un rango de 1 a 3 segundos con un incremento de  $\Delta T = 0.25$  s. Para cada periodo ensayado la altura de ola ha variado en un rango de 0.04 a 0.12 m con incremento de  $\Delta H_e = 0.02$  m. Al mantener la profundidad del agua constante ( $h_0 = 0.4$  m), la variación del periodo permitió realizar ensayos en condiciones de aguas profundas, intermedias y someras. La duración de cada ensayo se ha elegido para que el medio fuera forzado por el mismo número de olas (50). Los parámetros de los ensayos se resumen en la Tabla 3.3.

#### 3.2.3.2 Oleaje irregular

En condiciones de oleaje irregular se ha generado un estado de mar considerando el espectro tipo Jonswap, definido por una altura de ola significativa,  $H_s$ , y un periodo pico,  $T_p$ , los parámetros ensayados se presentan en la Tabla 3.4

$H_e$ (m)	$T_e$ (m)	$L$ (m)	$h/L$	Profundidad	Duración (min:s)
0.04-0.12	1	1.464	0.273	indefinidas	1:00"
0.04-0.12	1.25	2.052	0.195	indefinidas	1:15"
0.04-0.12	1.5	2.616	0.153	intermedias	1:30"

0.04-0.12	1.75	3.162	0.127	intermedias	1':45''
0.04-0.12	2	3.695	0.108	intermedias	2':00''
0.04-0.12	2.25	4.220	0.095	intermedias	2':00''
0.04-0.12	2.5	4.739	0.084	intermedias	2':15''
0.04-0.12	2.75	5.254	0.076	reducidas	2':30''
0.04-0.12	3	5.765	0.069	reducidas	2':45''

Tabla 3.3. Características del oleaje regular ensayado.

$H_s$ (m)	$T_p$ (m)	Duración (min:s)
0.08-0.12	1	3':00''
0.08-0.12	1.25	3':45''
0.08-0.12	1.5	4':30''
0.08-0.12	1.75	6':00''
0.08-0.12	2	6':00''
0.08-0.12	2.25	6':00''
0.08-0.12	2.5	6':45''
0.08-0.12	2.75	7':35''
0.08-0.12	3	9':00''

Tabla 3.4. Características del oleaje irregular ensayado.

### 3.2.4 Análisis de datos

**Oleaje regular: sensores de nivel.** En el caso de oleaje regular, a partir de las señales de superficie libre registradas por los sensores de nivel se ha obtenido:

- La altura de ola incidente,  $H_I$ , con de los registros del sensor S1.
- Módulo ( $K_R$ ) y fase ( $\varphi$ ) del coeficiente de reflexión, aplicando el método de Baquerizo (1995) a los registros de los sensores S1, S2 y S3.
- El coeficiente de transmisión ( $K_T$ ) como el cociente entre la altura de ola incidente y la altura de ola transmitida obtenida de los registros de sensor S8,  $K_T = H_T / H_I$ .
- La altura de ola a pie de dique,  $H_p$ . Para ellos se han utilizado los registros de los sensores S4, S5 y S6.

**Oleaje regular: sensores de presión.** A partir de los registros de los sensores de presión se ha obtenido:

- Presiones máximas ( $P$ ) para cada posición del sensor y cada ensayo. Para ello se ha calculado el promedio de 10 eventos máximos en cada sensor.

**Oleaje irregular: sensores de nivel.** En el caso de oleaje irregular, a partir de los registros de los sensores de nivel se ha obtenido:

- La altura de ola significativa incidente,  $H_s$ , con los registros del sensor S1.
- Módulo ( $K_R$ ) y fase ( $\varphi$ ) del coeficiente de reflexión, aplicando el método de Baquerizo (1995) con los registros de los sensores S1, S2 y S3.
- El coeficiente de transmisión ( $K_T$ ) como el cociente entre la altura de ola significativa incidente y la altura de ola significativa transmitida obtenida del sensor S8,  $K_T = H_{s_T} / H_{s_I}$ .
- La altura de ola significativa a pie de dique,  $H_{sp}$ , calculada como el promedio del 33% de las alturas de ola mayores registradas por los sensores S4, S5 y S6.

**Oleaje irregular: sensores de presión.** A partir de los registros de los sensores de presión se ha obtenido:

- Presiones máximas ( $P_{1/250}$ ) en cada ensayo. Para ello se ha calculado el promedio de los 250 eventos máximos en cada sensor.

### 3.3 Análisis dimensional

Los fenómenos de transformación que sufre el oleaje al encontrarse con un obstáculo dependen de los parámetros que se enlistan a continuación:

Agentes: oscilaciones del mar

- Altura de ola incidente,  $H_I$
- Longitud de la onda,  $L$
- Ángulo de incidencia,  $\theta$
- Nivel del mar de referencia (marea astronómica + marea meteorológica),  
 $\zeta = \zeta_{NM} + \zeta_{MM}$

Parámetros del entorno

- Profundidad a pie de dique con respecto al nivel del mar de referencia,  $h$
- Pendiente del fondo frente a la sección,  $\tan \beta$
- Aceleración de la gravedad,  $g$
- Densidad del agua de mar,  $\rho_w$
- Viscosidad cinemática,  $\nu$

Parámetros geométricos del dique

- Altura de la berma de cimentación,  $h_b$
- Anchura de la berma desde el borde del cantil hasta el paramento del cuerpo central,  $l_b$
- Anchura del cuerpo central del cajón,  $B$
- Porosidad del material,  $\varepsilon$
- Diámetro característico del material,  $D$

Las leyes de presión y subpresión que actúan en un cajón bajo la acción de un tren regular con incidencia normal del oleaje se pueden describir con una expresión que es función de las siguientes variables

$$P = \Psi(H_I, H_R, H_T, L, l_b, B, h, h_b, D, \rho_w, g, \nu, \beta) \quad (3.2)$$

de forma adimensional

$$\frac{P}{\rho_w g H_I} = \Psi\left(\frac{H_R}{H_I}, \frac{H_T}{H_I}, \frac{H_I}{L}, \frac{l_b}{L}, \frac{B}{L}, \frac{H_I}{h}, \frac{D}{L}, \frac{\sqrt{g H_I} D}{\nu}, \tan \beta\right). \quad (3.3)$$

Considerando los siguientes monomios adimensionales

- Coeficiente de reflexión,  $K_R = \frac{H_R}{H_I}$
- Coeficiente de transmisión,  $K_T = \frac{H_T}{H_I}$
- Número de Iribarren,  $Ir = \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_I/L_0}}$
- Número de Reynolds,  $Re = \frac{\sqrt{g H_I} D}{\nu}$

la ecuación (3.3) queda

$$\frac{P}{\rho_w g H_I} = \Psi\left(K_R, K_T, Ir, \frac{l_b}{L}, \frac{B}{L}, \frac{H_I}{h}, \frac{H_I}{h_b}, Dk, Re\right) \quad (3.4)$$

En este trabajo se analiza el dique vertical idealizado que se muestra en la Figura 3.4. Las simplificaciones que se consideran se enlistan a continuación:

- Se trata de un dique vertical de sección rectangular ( $l_b = 0$ ) por lo que el efecto de la longitud de la berma no se considera.
- El dique se sitúa sobre un fondo horizontal impermeable, por lo que se pueden despreciar los efectos que tiene la pendiente del terreno en la altura de ola.
- Para incluir el efecto de la reflexión del oleaje, se utiliza la altura de ola total (incidente + reflejada) a pie de dique,  $H_p$ .
- El dique es no rebasable.
- El número de Reynolds en la naturaleza suele ser superior a  $10^6$  con lo que se garantiza la turbulencia del flujo. En ensayos de laboratorio la influencia de  $Re$  depende de la escala elegida para la construcción del modelo. En este caso no se considera la influencia del número de Reynolds, pero se incluye en el análisis la resistencia al flujo dentro del medio poroso mediante un coeficiente de fricción característico que depende, como se ha demostrado en el capítulo 3, de los parámetros  $Dk$ ,  $B/L$  y débilmente de  $D/H_l$ .

De las consideraciones anteriores la ecuación adimensional (3.4) se reduce a

$$\frac{P}{\rho_w g H_p} = \Psi \left( \frac{D}{H_p}, \frac{B}{L}, \frac{h}{L}, \frac{h_b}{L}, Dk, f \right) \quad (3.5)$$

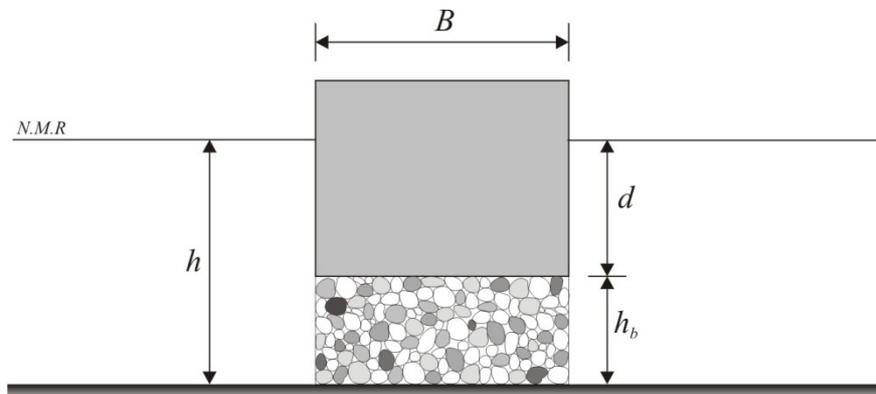


Figura 3.4. Esquema del dique vertical idealizado ensayado en el canal CEAMA-UGR.

## 3.4 Resultados

### 3.4.1 Coeficientes de reflexión y transmisión

#### 3.4.1.1 Oleaje regular

**1ra configuración:  $h_b = 0.4$  m.** En la Figura 3.5 se muestra la variación de los coeficientes de reflexión y transmisión en función de la anchura relativa, de los resultados se obtienen las siguientes conclusiones:

- Para esta configuración la influencia de la pared impermeable en la reflexión es mínima ya que, como se aprecia en la Figura 3.5, los coeficientes de reflexión son ligeramente mayores a los obtenidos en los experimentos de Scarcella et al. (2006) en el modelo  $B_2$  (capítulo 2). Esto indica que la mayor parte de la reflexión se produce en el medio poroso.
- Para valores de  $x/L > 0.4$  el coeficiente alcanza un régimen de saturación a partir del cual no se incrementa o lo hace ligeramente. Solamente bajo condiciones de resonancia ( $B/L=1/4, 1/2, 3/4, 1, \dots$ ), cuando existe un acoplamiento perfecto entre la onda transmitida y reflejada, el coeficiente de reflexión alcanza sus valores máximos y mínimos.
- En el régimen de saturación, el valor del coeficiente de reflexión depende del diámetro del material (porosidad) y débilmente de  $B/L$ . Sin embargo, en los resultados de la piedra de mayor tamaño ( $D = 0.080$  m) se observa una ligera influencia del parámetro  $D/H_I$  en la variación del coeficiente de reflexión. Por el contrario, en los demás casos ( $D = 0.012, 0.026, 0.040$  y  $0.052$  m),  $D/H_I$  parece no influir en proceso.
- El coeficiente de transmisión decrece con  $x/L$  (siendo  $x$  la distancia de propagación de la onda dentro del dique) y lo hace de manera exponencial. El parámetro  $D/H_I$  no influye significativamente en el proceso de transmisión, salvo en condiciones resonantes ( $B/L=1/4, 1/2, 3/4, 1, \dots$ ).

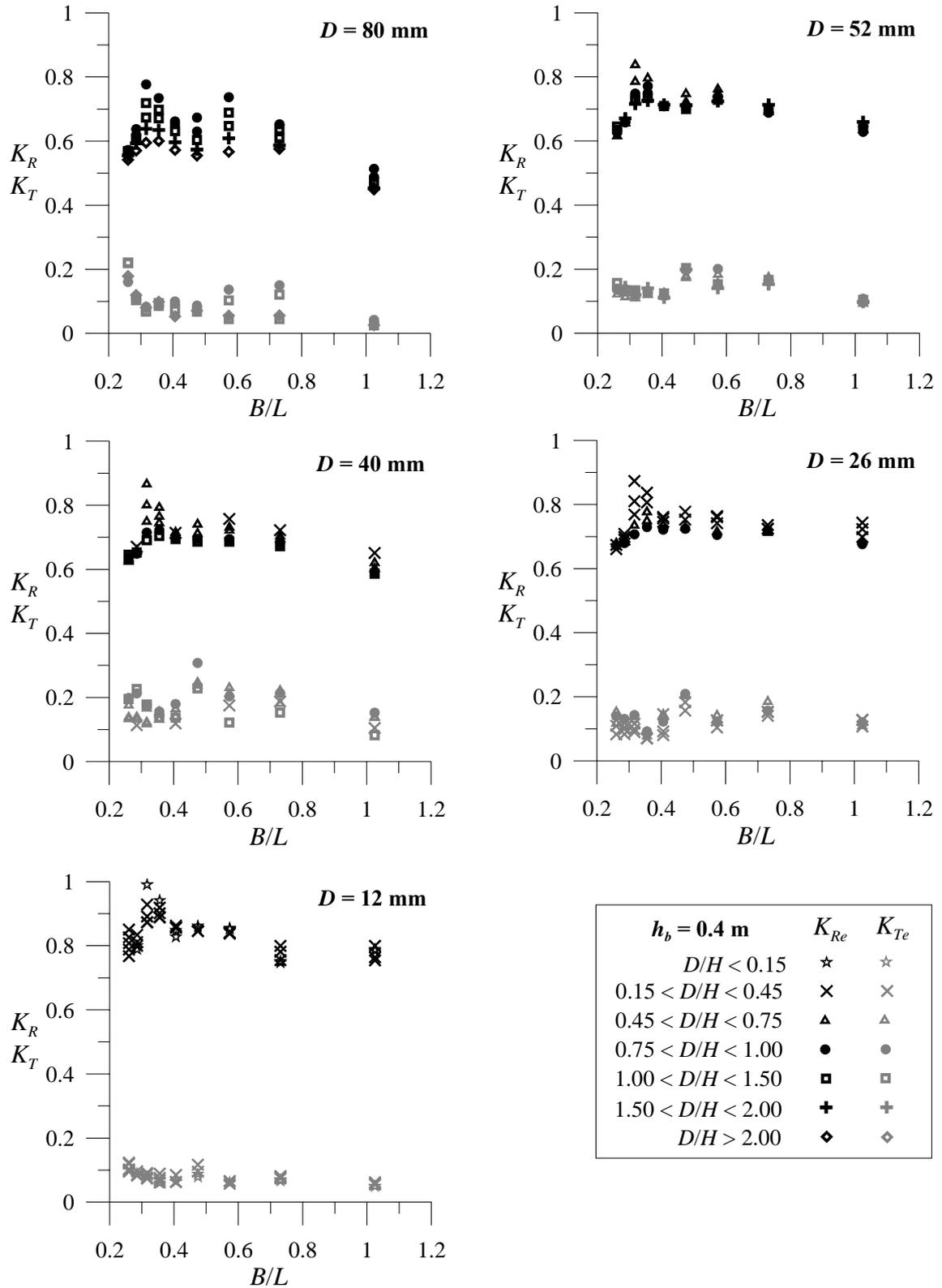


Figura 3.5. Oleaje regular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de  $B/L$  para la altura de cimentación  $h_b = 0.4 \text{ m}$  y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

2da. y 3ra. configuración:  $h_b = 0.2 \text{ m}$  y  $h_b = 0.1 \text{ m}$ . En las Figura 3.6 y Figura 3.7 se presenta la variación, en función de la anchura relativa, de los coeficientes de reflexión y

transmisión para las configuraciones  $h_b = 0.2$  m y  $h_b = 0.1$  m, respectivamente. Como se puede observar, el comportamiento de los coeficientes es prácticamente el mismo en ambas configuraciones. De los resultados se obtienen las siguientes conclusiones:

- En ambas configuraciones la reflexión del oleaje ocurre principalmente en la pared impermeable, por lo que los valores de  $K_R$  son cercanos a 1.
- Con el incremento de la anchura relativa el coeficiente de reflexión crece hasta que, en aproximadamente  $x/L > 0.4$ , alcanza un valor constante cercano a 1. En estos casos también se presentan las oscilaciones debidas a la resonancia del sistema ( $B/L = 1/4, 1/2, 3/4, 1, \dots$ ).
- El parámetro  $D/H_I$  tiene ligera influencia en el coeficiente de reflexión para valores pequeños de  $x/L$ .
- El coeficiente de transmisión decrece con el incremento de  $B/L$ . Los coeficientes de transmisión mayores se presentan en el modelo que tiene la cota de cimentación  $h_b = 0.2$  m.

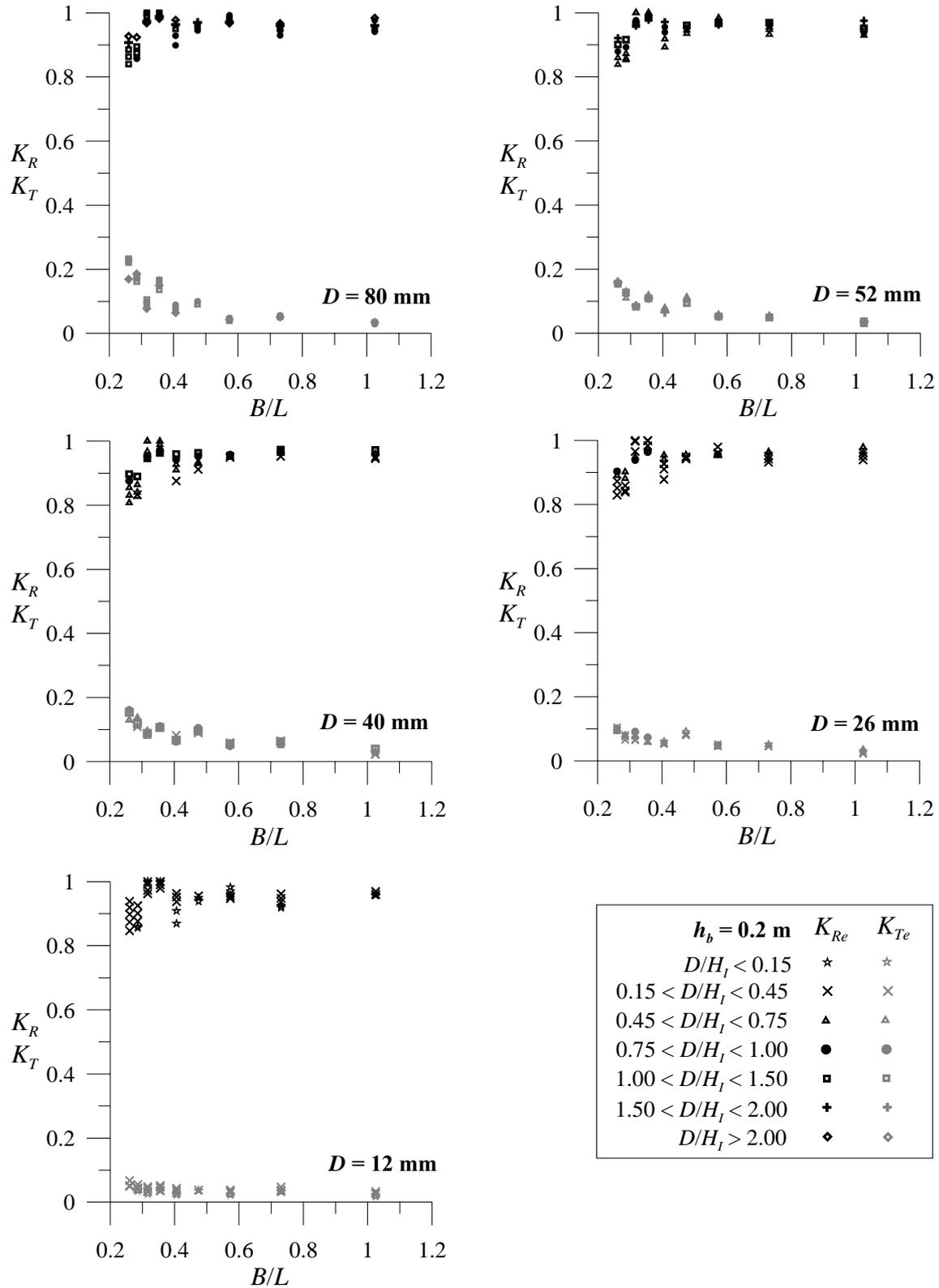


Figura 3.6. Oleaje regular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de  $B/L$  para la altura de cimentación  $h_b = 0.2$  m y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

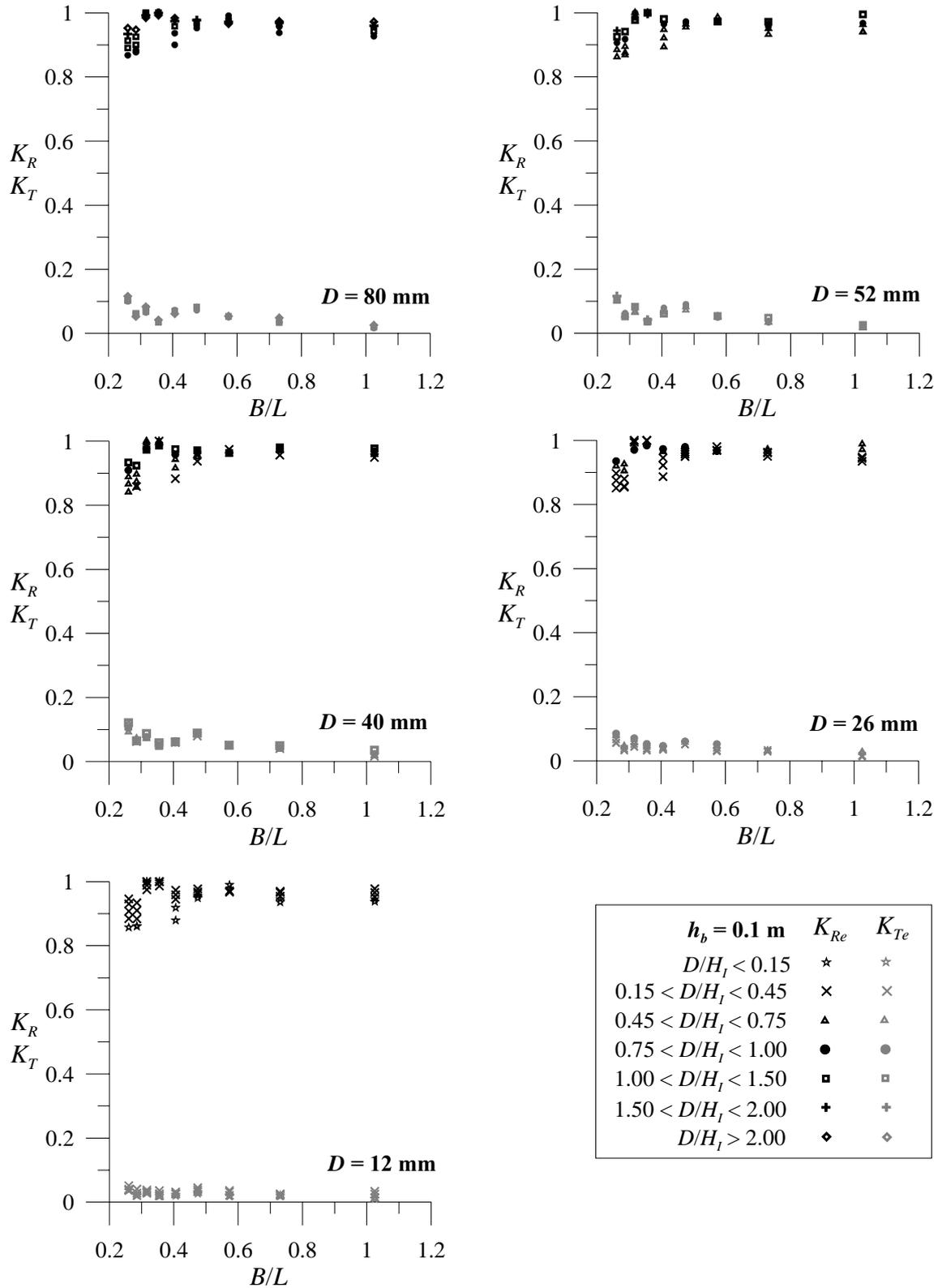


Figura 3.7. Oleaje regular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de  $B/L$  para la altura de cimentación  $h_b = 0.1 \text{ m}$  y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 3.4.1.2 Oleaje irregular

**1ra configuración:  $h_b = 0.4$  m.** La Figura 3.8 se presentan los resultados de los coeficientes de reflexión y transmisión para el caso de oleaje irregular. Las principales conclusiones son:

- Al igual que para el caso de oleaje regular, para valores de  $x/L > 0.4$  el coeficiente alcanza un régimen de saturación a partir del cual no se incrementa o lo hace ligeramente.
- En general, el comportamiento de los coeficientes de reflexión y transmisión es mucho más uniforme. Debido a la variación de las longitudes de onda hay una disminución considerable en los eventos resonantes.
- El coeficiente de reflexión presentan valores ligeramente más elevados que para el caso de oleaje regular para valores pequeños de  $B/L$ .
- El coeficiente de transmisión, al igual para oleaje regular, disminuye con la anchura relativa y lo hace de manera exponencial. Con oleaje irregular  $K_T$  es menor que para oleaje regular.
- El parámetro  $D/H_s$  tiene poca influencia en el proceso.

**2da. y 3ra. configuración:  $h_b = 0.2$  m y  $h_b = 0.1$ .** En las figuras Figura 3.9 y Figura 3.10 se presentan los resultados para las configuraciones con el cajón sumergido.

- Debido a que el proceso de reflexión ocurre principalmente en la pared impermeable, en ambos casos  $K_R$  es cercano a la unidad; se observan algunas oscilaciones asociadas al carácter resonante del sistema.
- El coeficiente de transmisión presenta un comportamiento bastante uniforme. Éste disminuye con el incremento de la anchura relativa y se observa poca influencia de la altura de ola en el proceso.
- Los coeficientes de transmisión menores se presentan con el material de menor tamaño ( $D = 12$  mm) y cuando el cajón está más sumergido (3ra configuración).

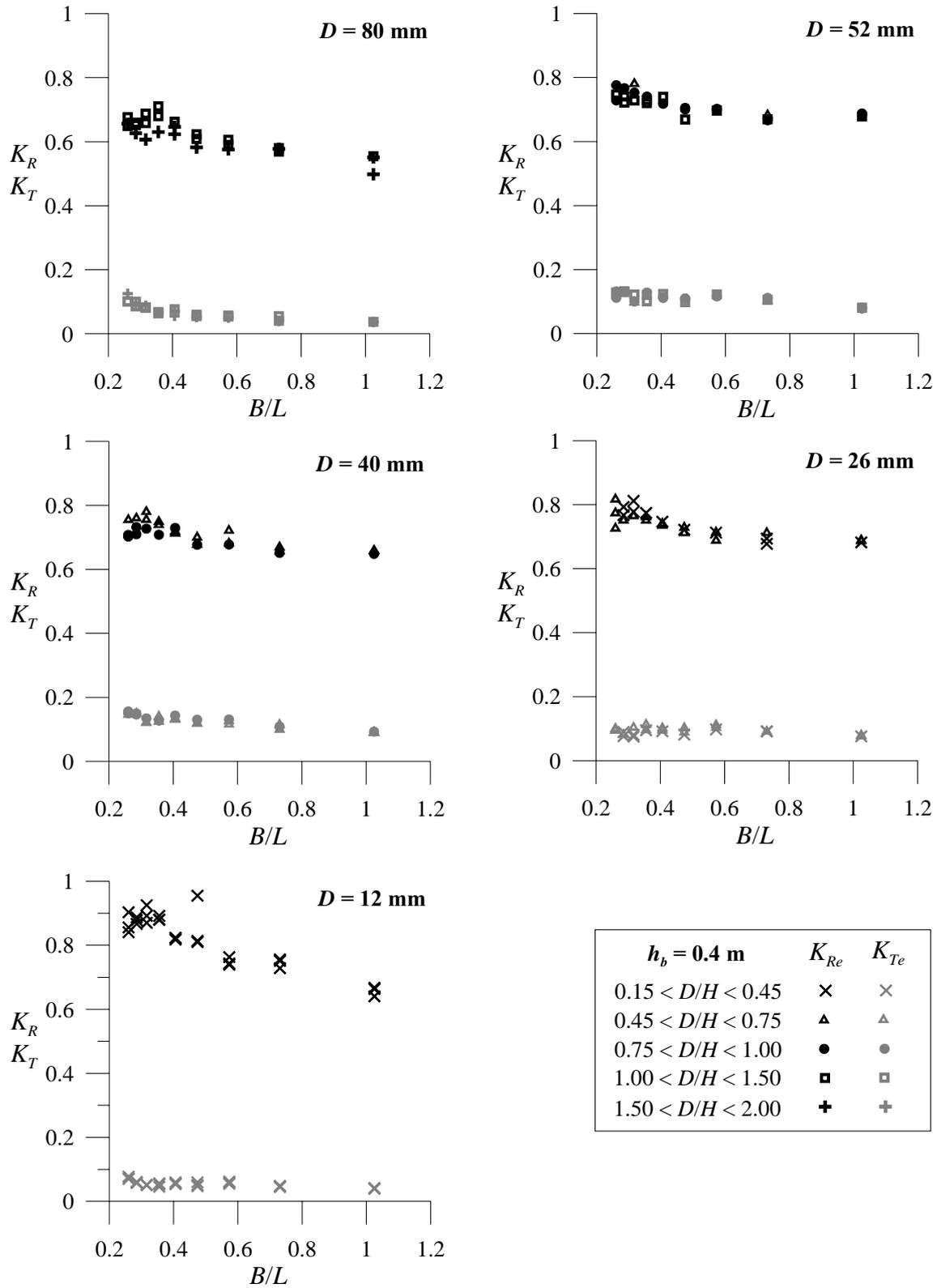


Figura 3.8. Oleaje irregular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de  $B/L$  para la altura de cimentación  $h_b = 0.4 \text{ m}$  y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

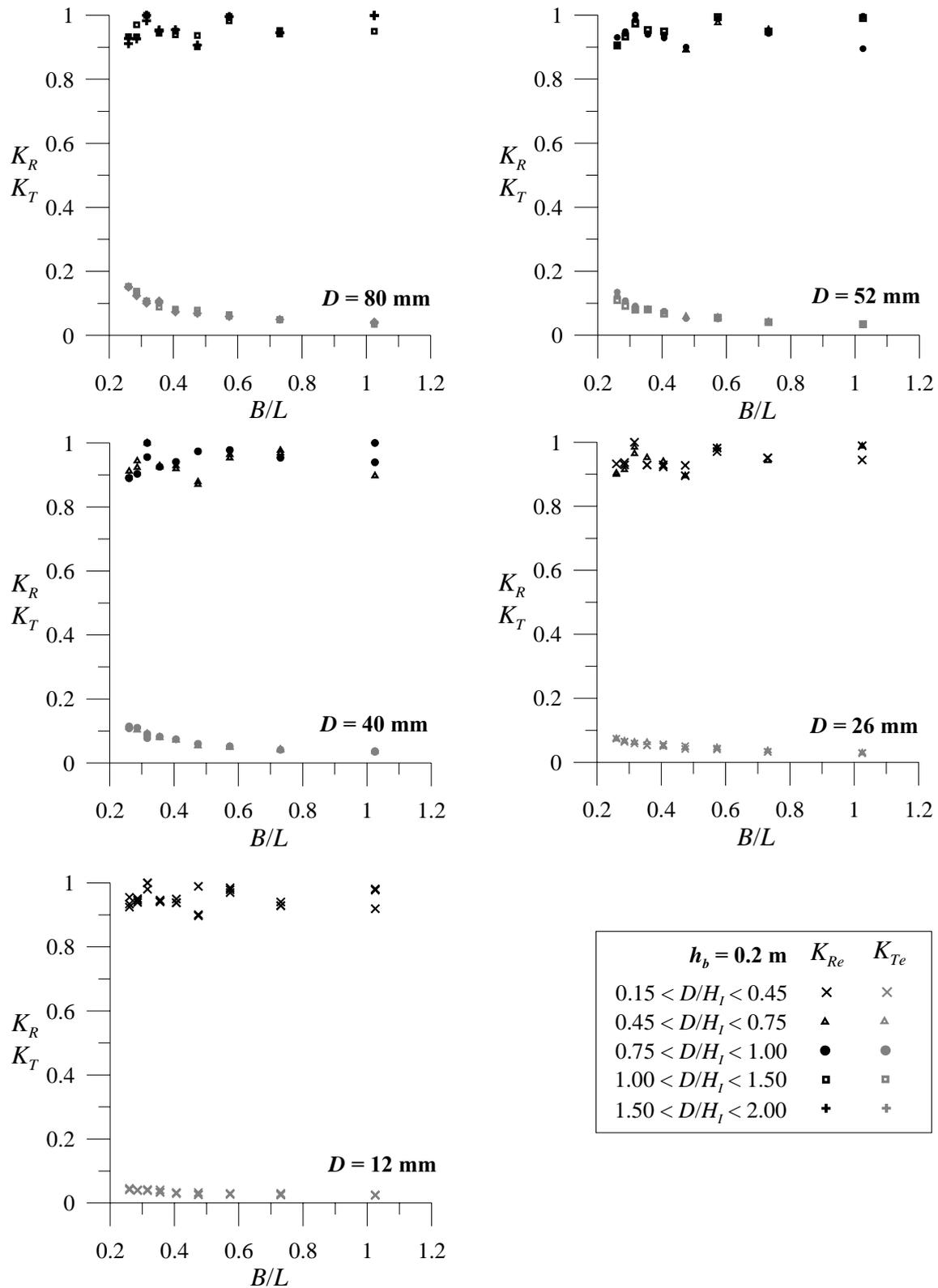


Figura 3.9. Oleaje irregular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de  $B/L$  para la altura de cimentación  $h_b = 0.2 \text{ m}$  y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

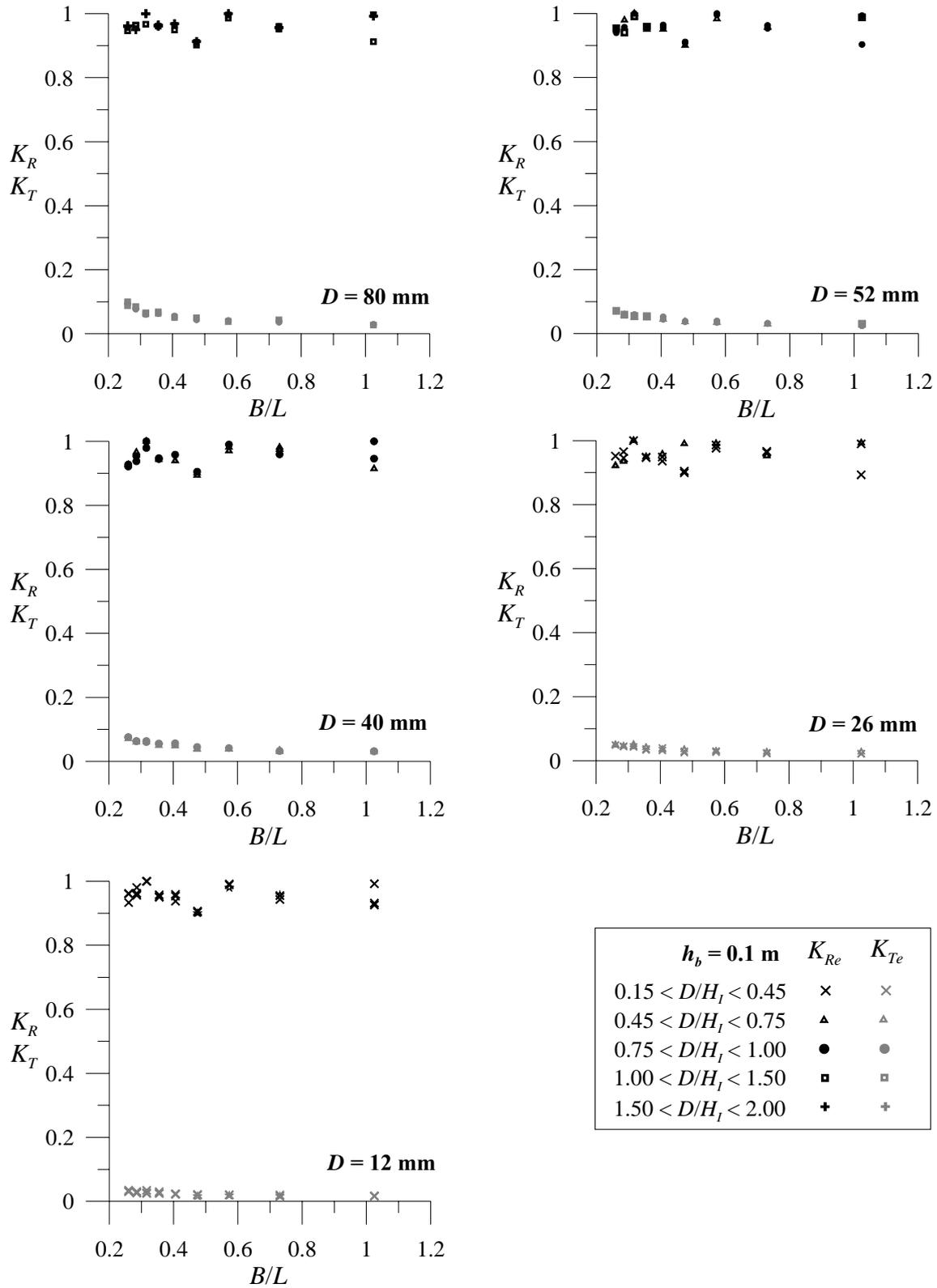


Figura 3.10. Oleaje irregular: coeficientes de reflexión y transmisión experimentales en función de  $B/L$  para la altura de cimentación  $h_b = 0.1 \text{ m}$  y los cinco diámetros de piedra considerados. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 3.4.2 Distribución vertical de presión máxima instantánea

En esta sección se presentan las distribuciones de presión experimentales, máximas instantáneas, para el paramento frontal del dique mixto idealizado (no rebasable). De trabajos anteriores (Nagai, 1973; Goda, 1985) se sabe que por encima del nivel del mar de cálculo se asume una distribución triangular que depende del alcance máximo que tenga la ola incidente en la pared. La presión máxima coincide con el nivel del mar de cálculo y ésta disminuye con la profundidad; en la Figura 3.11 se presenta un esquema. Por lo tanto, para reconstruir las distribuciones de presión es necesario conocer tres variables fundamentales: el ascenso de la ola en la pared,  $\eta$ , la presión máxima  $P_1$  y la presión en el fondo,  $P_2$ .

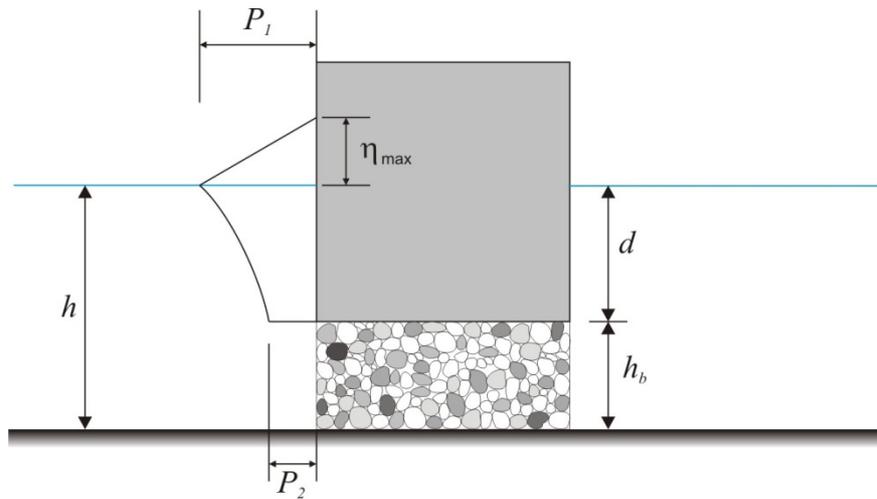


Figura 3.11. Esquema de la forma de las distribuciones de presión en el paramento frontal del modelo.

Con los datos experimentales se ha obtenido el ascenso de la ola ( $\eta$ ) a partir de los registros de los sensores S4, S5 y S6, y la presión  $P_2$  a partir de los registros del sensor de presión colocado en la base del cajón. A continuación se analizan los resultados.

#### 3.4.2.1 Oleaje regular: Ascenso de la ola ( $\eta$ )

El ascenso relativo de la ola en la pared vertical se analiza en función de los siguientes monomios adimensionales,

$$\frac{\eta}{H_p} = \Psi \left( Dk, \frac{B}{L}, \frac{H_p}{L}, \frac{h}{L} \right) \quad (3.6)$$

donde  $D$  representa el diámetro característico de las piedras,  $k$  es el número de onda,  $B$  el ancho del dique,  $L$  la longitud de la onda,  $H_p$  la altura de ola total (incidente + reflejada) y  $h$  es la profundidad.

En este análisis se han considerado solamente los monomios  $Dk$  y  $B/L$ . La profundidad relativa no se ha considerado ya que, dadas las condiciones experimentales, ésta se ha

mantenido dentro del rango correspondiente a aguas intermedias donde su influencia en el proceso es aún débil. Para analizar las variaciones del ascenso por la influencia de la altura de ola total se han determinado tres valores: el ascenso relativo medio ( $\eta_{med}/H_p$ ) correspondiente al promedio de los resultados para las cinco alturas de ola de cada periodo analizado y las cotas superior ( $\eta_{max}/H_p$ ) e inferior ( $\eta_{min}/H_p$ ) respectivamente.

**1ra. configuración:  $h_b = 0.4$  m.** En la Figura 3.12 se presentan las tres gráficas para los valores medio, máximo y mínimo del ascenso relativo, respectivamente. Los resultados se presentan en función del parámetro  $Dk$  y se han agrupado en intervalos de la anchura relativa. Los datos que caen dentro del rango de  $0.26 < B/L < 0.35$  (zona de transición) presentan el menor ascenso sobre la pared. Esto se debe a que las ondas con una longitud mayor respecto a la anchura del dique penetran con mayor facilidad en el medio poroso y por tanto, disminuyen su ascenso en la pared. Para un mismo periodo y anchura del dique, la variación en el tamaño de las piedras del medio poroso no influye significativamente en el ascenso de la ola sobre la pared. De las gráficas es posible concluir que la relación entre la longitud de la onda y la anchura del dique es la variable clave que determina la magnitud del ascenso relativo. La variación entre el valor medio y la cota máxima y mínima no es muy significativa. Para esta configuración la variación del ascenso se encuentra dentro del rango de  $\eta = 1.4-2 H_p$ .

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** La variación del ascenso relativo para la segunda configuración se muestra en la Figura 3.13. En general, los resultados son ligeramente mayores que para el caso anterior. Este aumento en el ascenso está relacionado con la influencia de dos factores: 1) el aumento del coeficiente de reflexión por la presencia de la pared impermeable y 2) el aumento momentáneo en el nivel del agua o “set up” ocasionado por el incremento de la resistencia al flujo debido al confinamiento del medio poroso. Como la mayor parte de la reflexión ocurre en la pared impermeable, para todos los periodos, el coeficiente de reflexión es muy cercano a la unidad. Este comportamiento hace que no exista tanta dispersión en los datos. Al igual que en el caso anterior la magnitud del ascenso relativo depende significativamente de  $B/L$ . El rango de variación del ascenso es  $\eta = 1.3-1.9 H_p$ .

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** La Figura 3.14 presenta los resultados del ascenso relativo cuando el cajón está más sumergido. Hay un ligero aumento en el ascenso para las ondas de mayor periodo debido, al igual que en el caso anterior, a la resistencia que presenta el medio poroso confinado. Al igual que en los casos anteriores se distingue una separación entre los datos en el rango de  $0.26 < B/L < 0.32$  y el resto de intervalos. En este caso el rango de variación es  $\eta = 1.3-1.9 H_p$ .

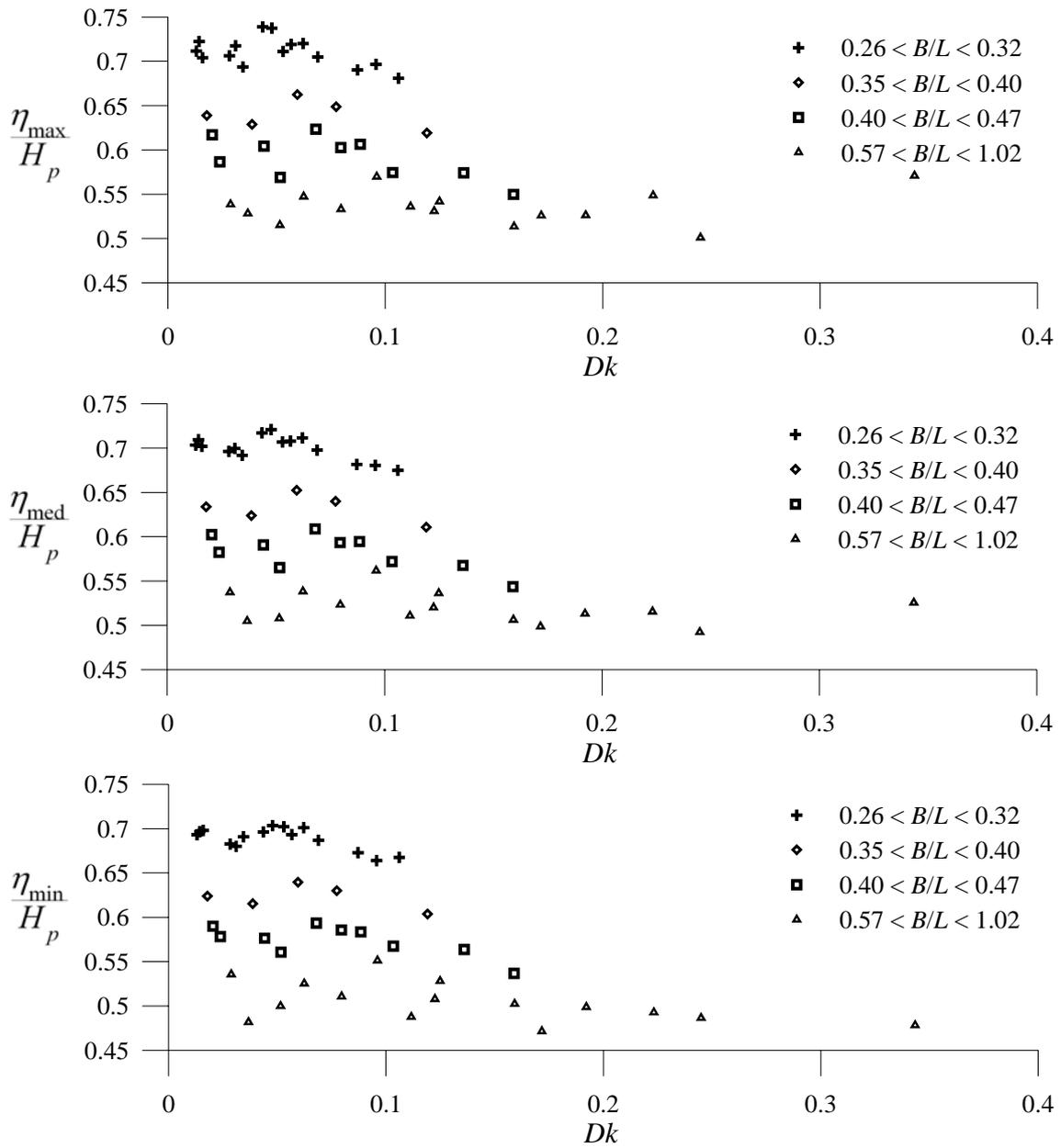


Figura 3.12. Oleaje regular: variación de  $\eta$  (medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

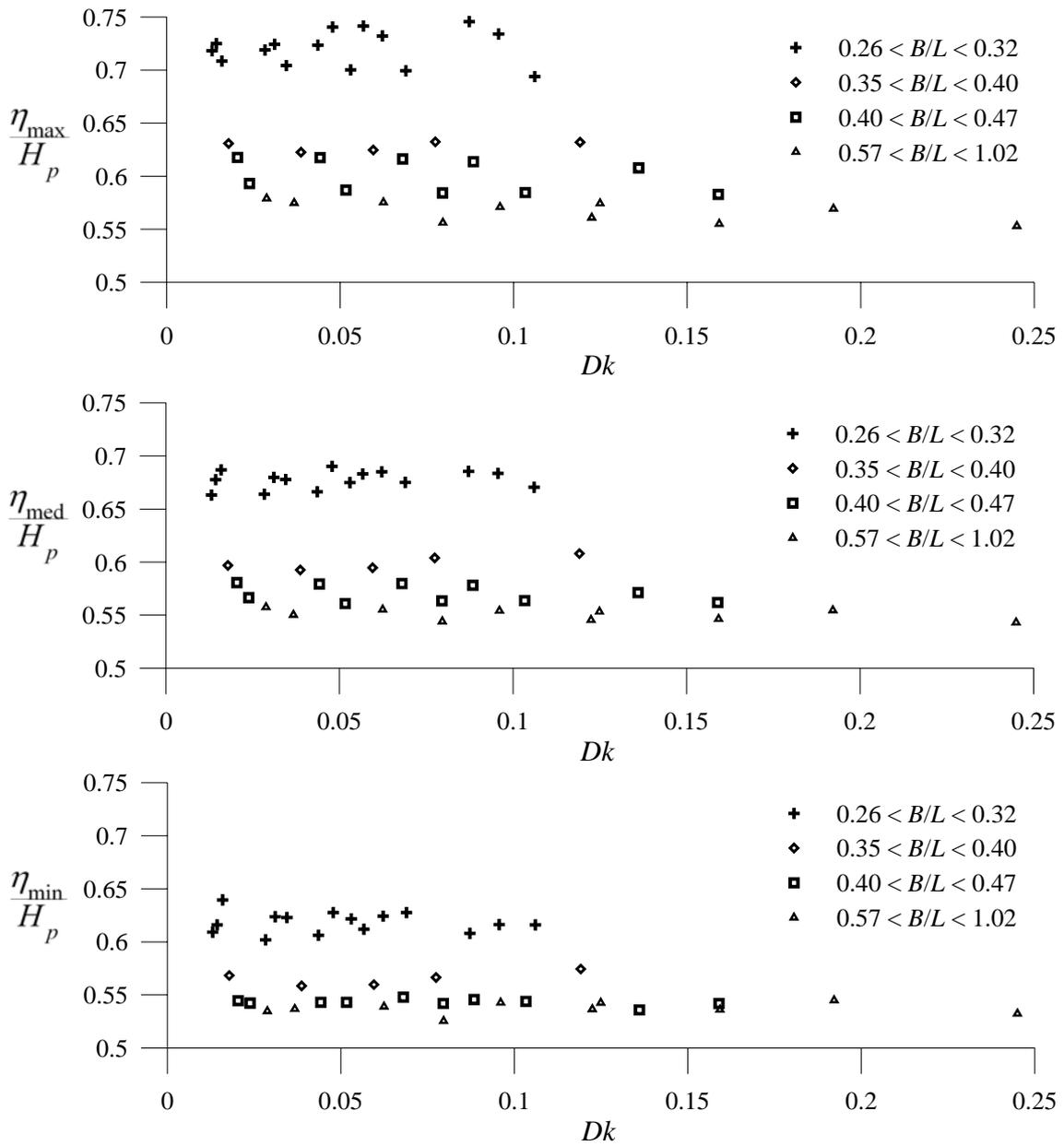


Figura 3.13. Oleaje regular: variación de  $\eta$  (medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

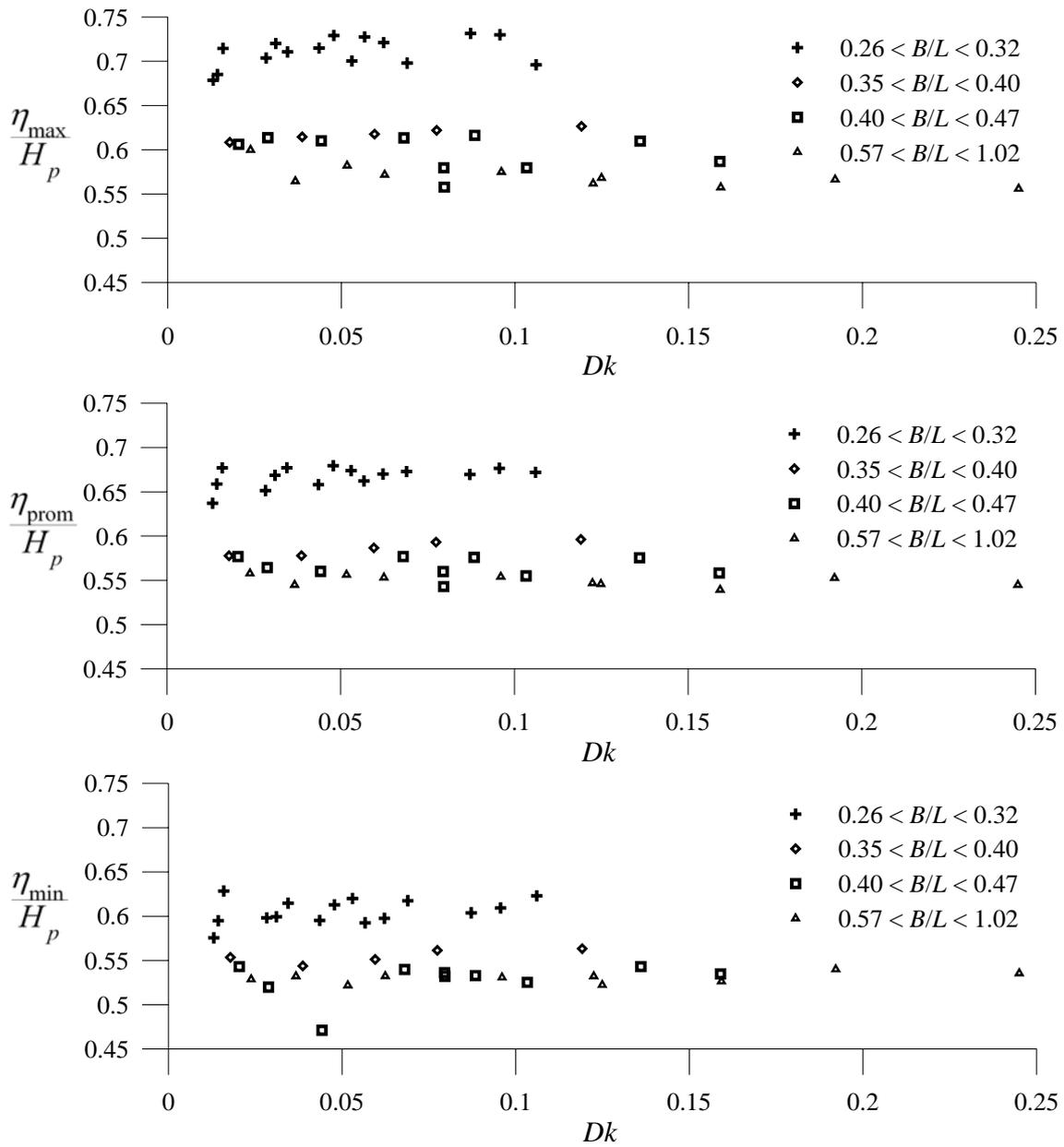


Figura 3.14. Oleaje regular: variación de  $\eta$  (medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 3.4.2.2 Oleaje regular: Presión máxima instantánea $P_2$

La variación de la presión máxima instantánea en el fondo de la pared vertical ( $P_2$ ) se analiza, para la 2da. y 3ra. configuración, en función de los siguientes monomios adimensionales

$$\frac{P_2}{\rho g H_p} = \Psi \left( Dk, \frac{B}{L}, \frac{H_p}{L}, \frac{h}{L} \right) \quad (3.7)$$

donde  $D$  representa el diámetro característico de las piedras,  $k$  es el número de onda,  $B$  el ancho del dique,  $L$  la longitud de la onda,  $H_p$  la altura de ola total (incidente + reflejada) y  $h$  es la profundidad.

Al igual que en el caso del ascenso máximo, se han obtenido las presiones promedio y las cotas máximas y mínimas.

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** La Figura 3.15 se presentan los resultados para la presión  $P_2$  adimensional en la base del cajón (valor medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$ , agrupados en intervalos de la anchura relativa. En los resultados se observa que las variaciones entre el valor medio y la cota máxima y mínima no son muy significativas. La presión en el fondo está relacionada con el ascenso y la energía de la ola al producirse el impacto. Por lo tanto, las presiones máximas se presentan para las ondas de mayor longitud (mayor energía). La influencia del diámetro de las piedras que forman el medio poroso es más evidente para las anchuras relativas menores.

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** En la Figura 3.16 se presentan los resultados de la presión  $P_2$  adimensional para la cota de cimentación más baja considerada. En general, el comportamiento es el mismo que para el caso anterior pero existe una mayor dispersión de los datos. En este caso las presiones en el fondo son ligeramente menores que para la segunda configuración lo cual se debe a que la presión disminuye con la profundidad.

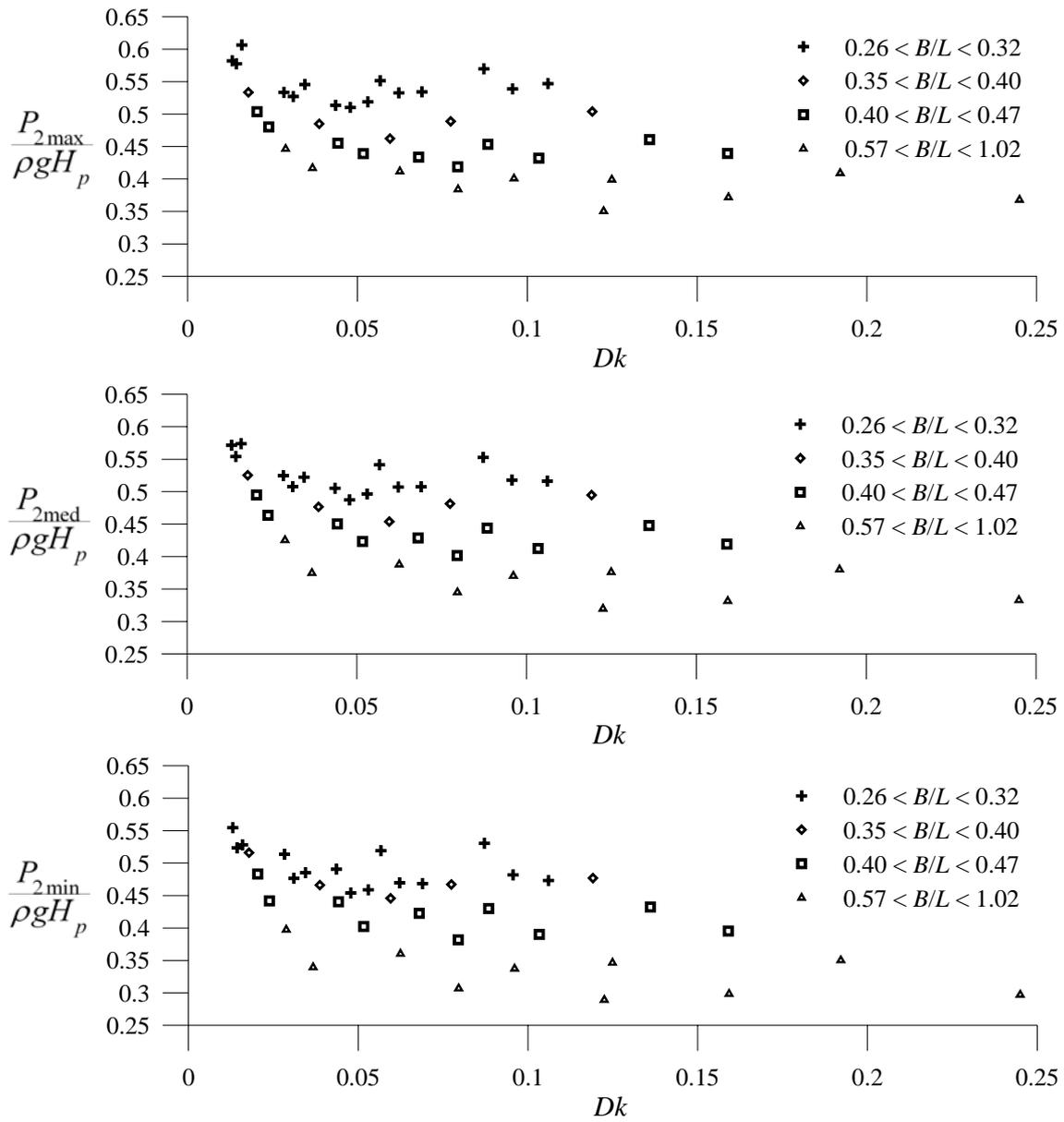


Figura 3.15. Oleaje regular: variación de la presión  $P_2$  (media, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

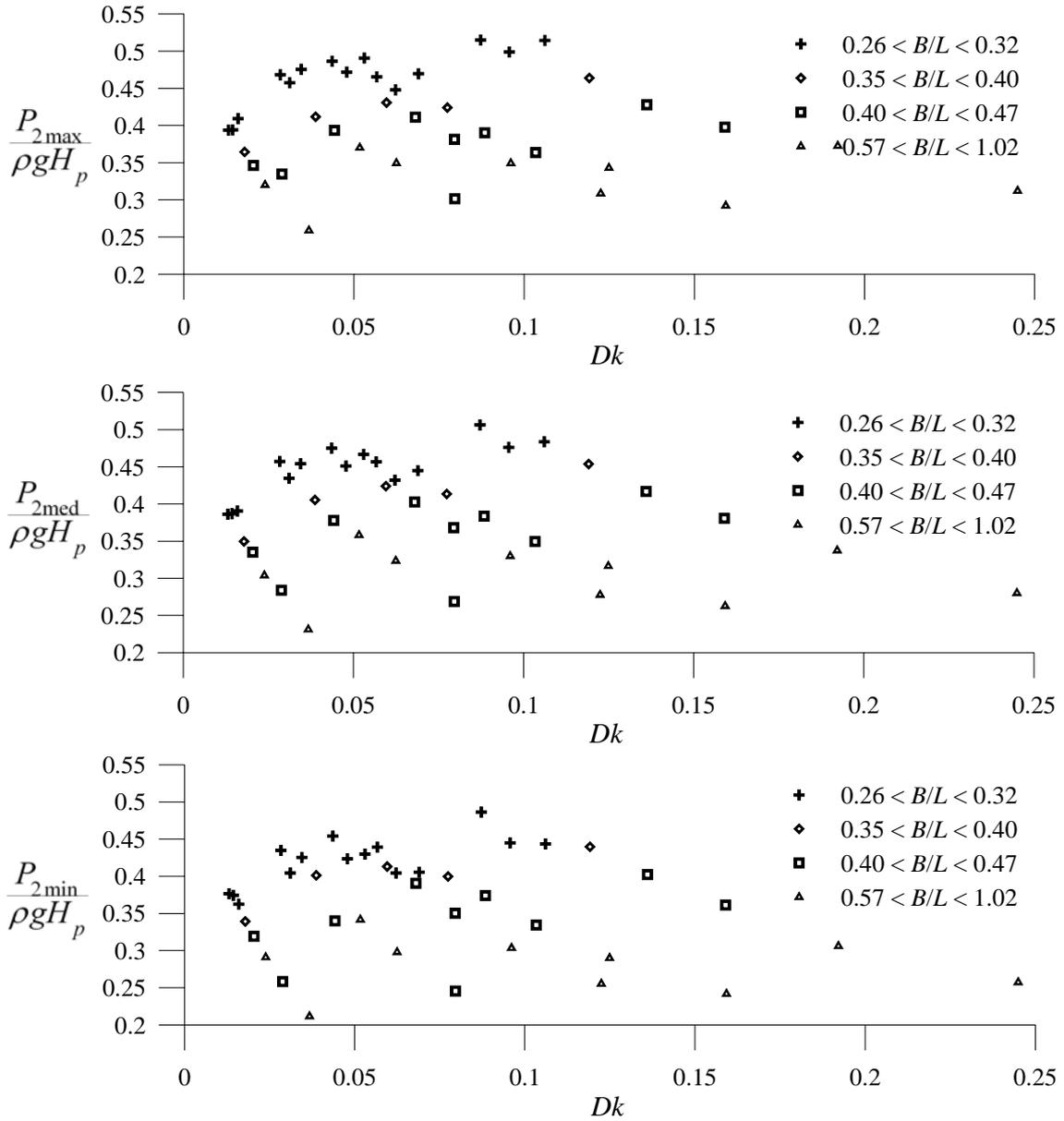


Figura 3.16. Oleaje regular: variación de la presión  $P_2$  (media, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 3.4.2.3 Oleaje irregular: Ascenso de la ola ( $\eta$ )

Para evaluar el ascenso de la ola sobre la pared en condiciones de oleaje irregular se utiliza la misma ecuación funcional del apartado 3.4.2.1. Pero en este caso el ascenso de adimensionaliza utilizando la altura de ola significativa total (incidente + reflejada) a pie de dique. Ésta se obtiene del análisis de los registros de los sensores S4, S5 y S6.

**1ra. configuración:  $h_b = 0.4$  m.** En la Figura 3.17 se presenta la variación del ascenso relativo a la altura de ola significativa total (incidente + reflejada) en función de  $Dk$  y  $B/L$ . El rango de variación del ascenso relativo es mucho más amplio que para el caso de oleaje irregular. Se distinguen claramente los datos correspondientes a cada una de las longitudes de onda ensayadas. Al igual que para el caso regular se distinguen claramente dos zonas, 1) la correspondiente a los valores dentro del rango de  $0.26 < B/L < 0.32$  y 2) la segunda donde se encuentran el resto de los intervalos. Esta separación está relacionada con la influencia de la resistencia al flujo y la generación del “set up”. En la primera zona, para las anchuras relativas menores, el ascenso de la ola sobre la pared es menor para oleaje irregular que para oleaje regular. En el caso de anchuras relativas mayores, para las ondas de menor periodo el ascenso de la ola sobre la pared es mayor para oleaje irregular. Para un mismo periodo la variación del diámetro de las piedras de la cimentación no tiene una repercusión significativa en el ascenso de la ola sobre la pared, solamente se observa un ligero descenso para las piedras de mayor tamaño.

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** Los resultados de esta configuración se presentan en la Figura 3.18. Hay una clara reducción del ascenso para las ondas de mayor longitud, para las ondas más cortas el ascenso mantiene casi los mismos valores que para oleaje regular.

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** Los resultados de la última configuración se presentan en la Figura 3.19. Los datos presentan un rango de variación menor al caso anterior. Las ondas de mayor longitud presentan una reducción en el ascenso en comparación con el caso de oleaje regular. Por el contrario, las ondas más cortas presentan ascensos de mayor magnitud que el mismo caso pero en condiciones de oleaje regular.

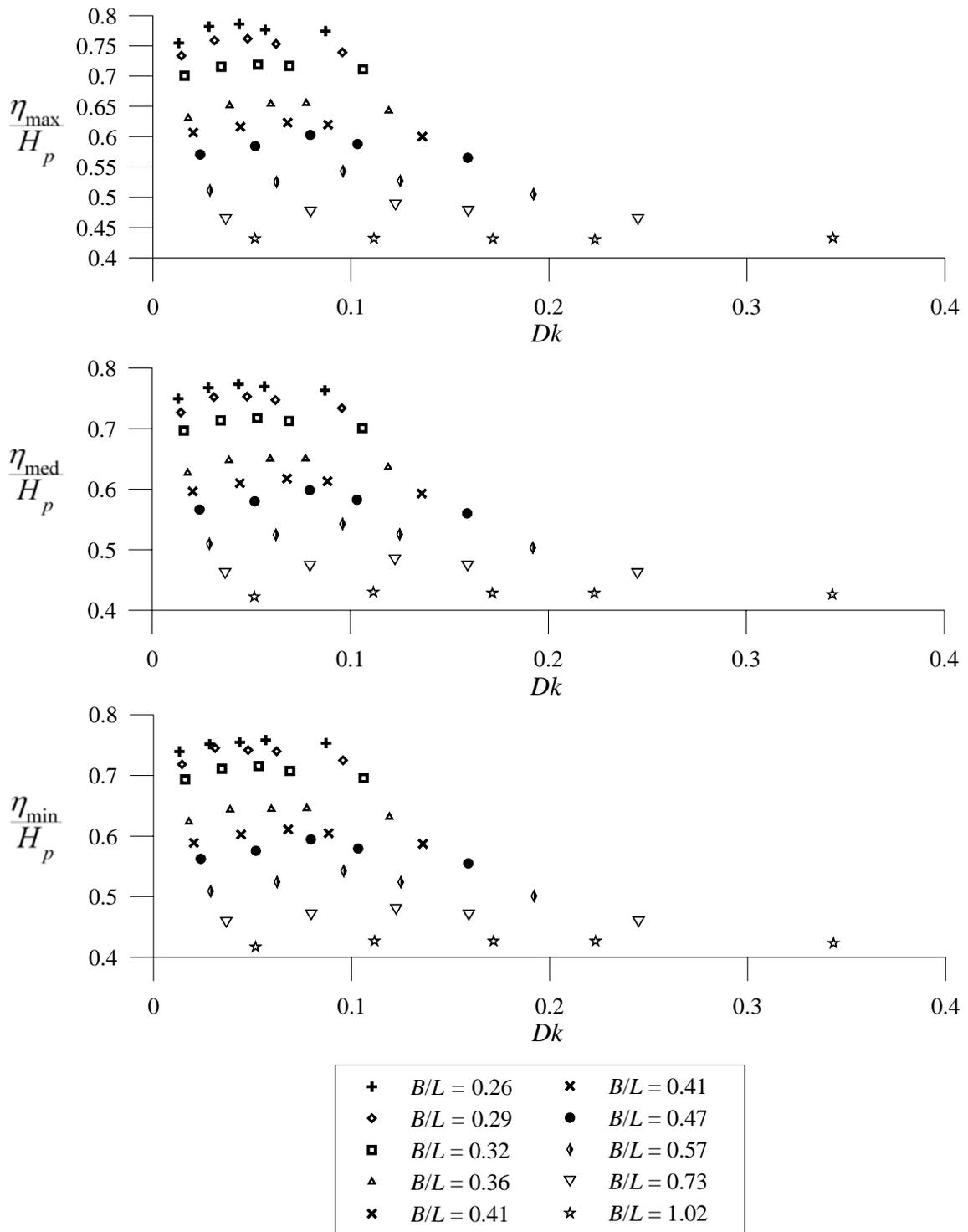


Figura 3.17. Oleaje irregular: variación de  $\eta$  (medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

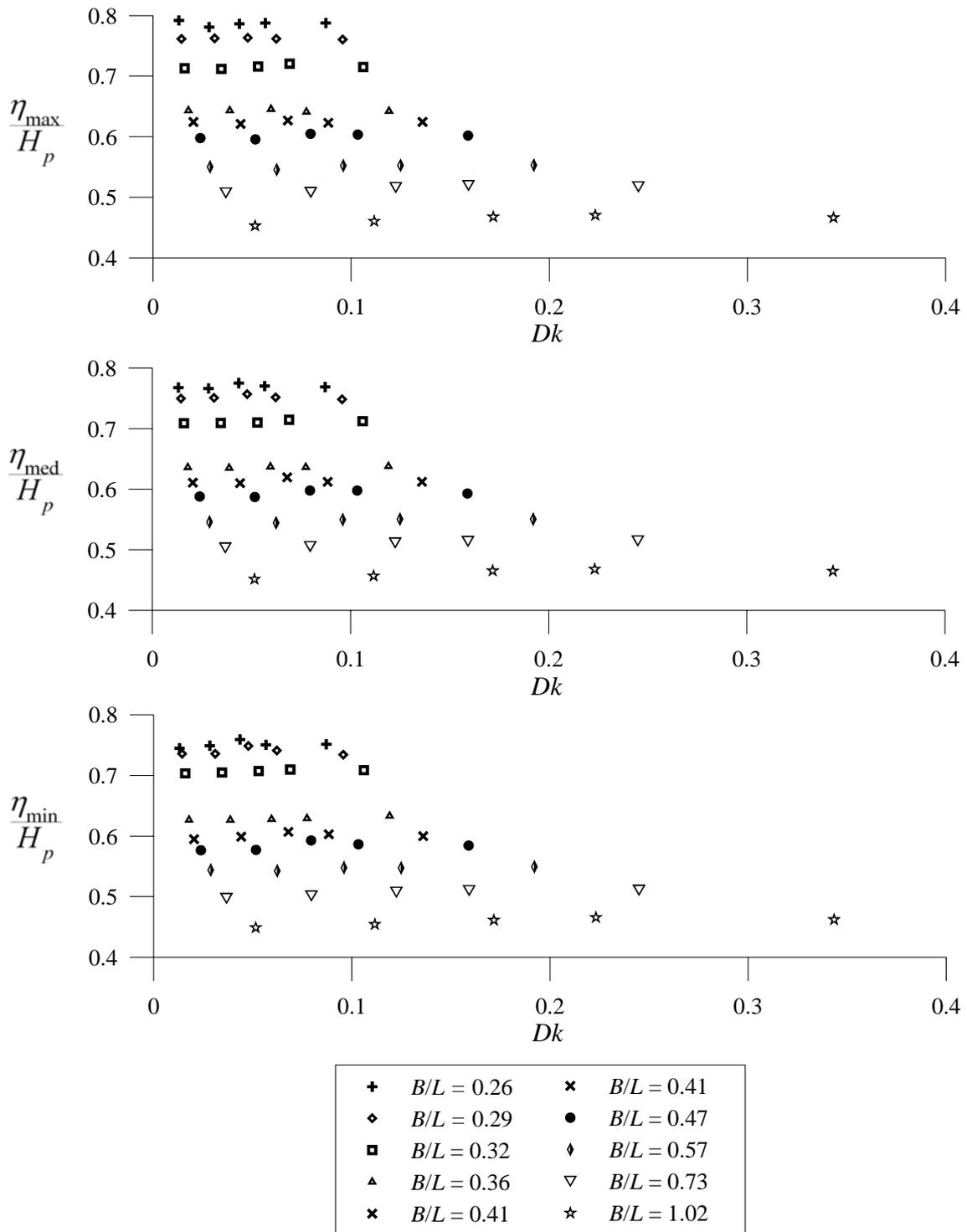


Figura 3.18. Oleaje irregular: variación de  $\eta$  (medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

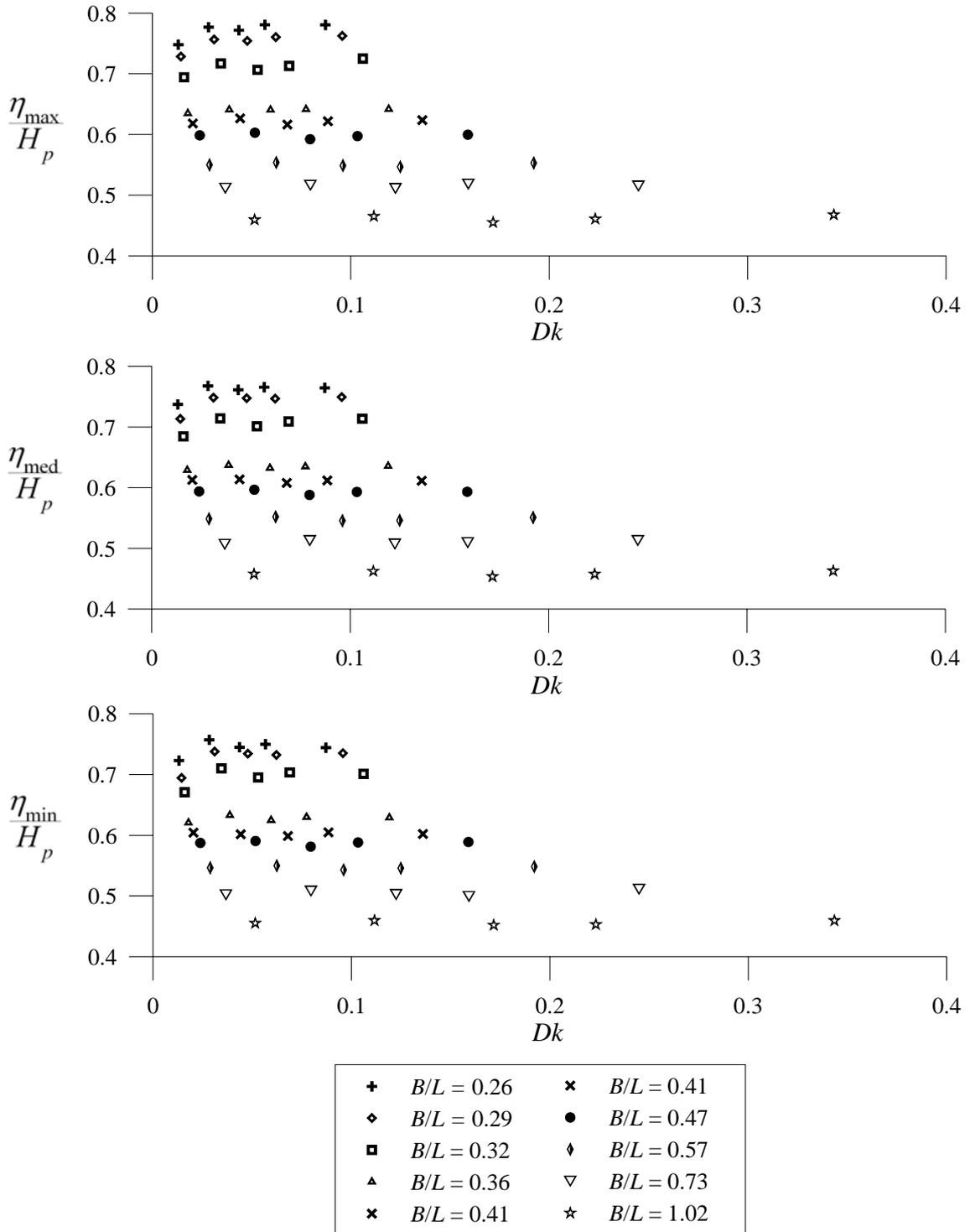


Figura 3.19. Oleaje irregular: variación de  $\eta$  (medio, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

#### 3.4.2.4 Oleaje irregular: Presión máxima instantánea $P_2$

La variación de la presión máxima instantánea en el fondo de la pared vertical ( $P_2$ ) se analiza, para la 2da. y 3ra. configuración, en función de los mismos monomios adimensionales que se han utilizado en el apartado 3.4.2.2.

Como se ha detallado en el apartado correspondientes al análisis de datos, en el caso de oleaje irregular la presión se ha determinado con el promedio de los 250 evento máximos.

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** Los resultados de la presión  $P_2$  para oleaje irregular se muestran en la Figura 3.20 . Se observa un incremento en los valores en comparación con los obtenidos para oleaje regular. Las ondas más largas son las que presentan las presiones de mayor magnitud. Al igual que en el caso de oleaje regular, el diámetro de las piedras pierde influencia en el proceso a medida que aumenta la anchura relativa.

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** En la Figura 3.21 se presentan los resultados para la última configuración. El comportamiento que presentan los datos es similar al obtenido para condiciones de oleaje regular. Para valores de pequeños de  $Dk$  se observa una reducción en la presión contrario a lo que sucede con la segunda configuración.

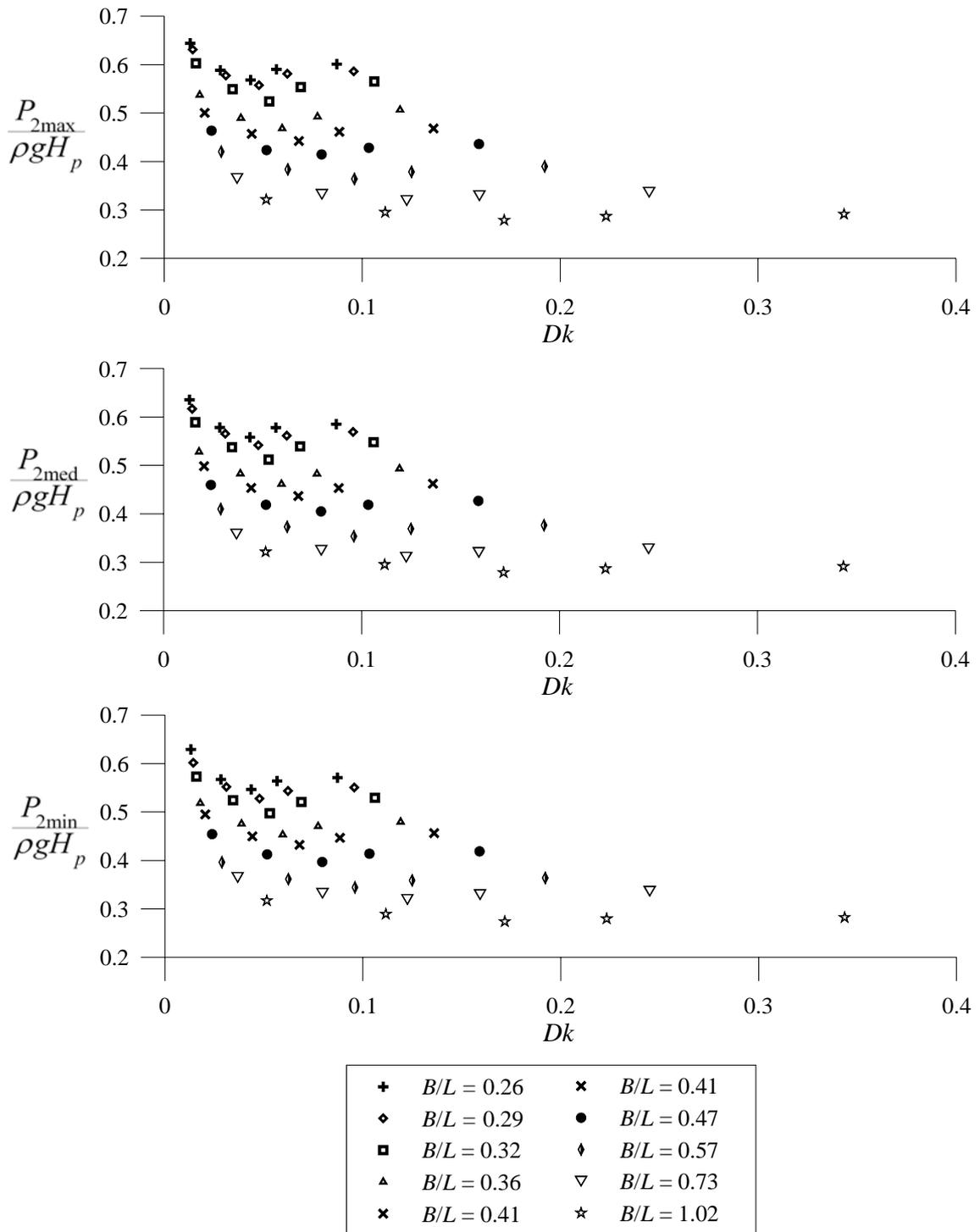


Figura 3.20. Oleaje irregular: variación de la presión  $P_2$  (media, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

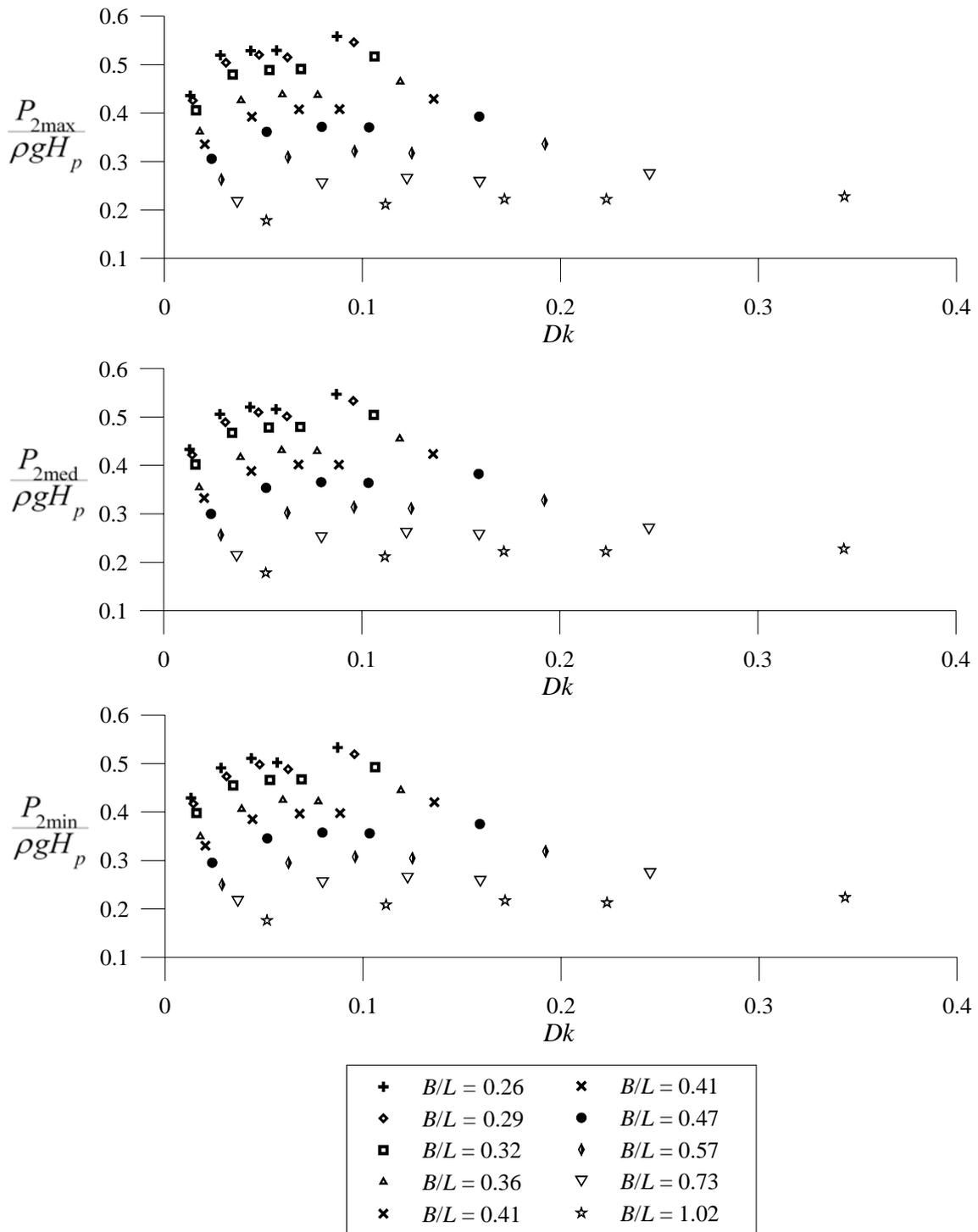


Figura 3.21. Oleaje irregular: variación de la presión  $P_2$  (media, cota máxima y mínima) en función de  $Dk$  para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 3.4.3 Relaciones entre $\eta$ , $P_1$ y $P_2$

Para obtener la distribución de presión en el paramento frontal de un cajón es necesario establecer las relaciones funcionales entre las principales variables, en este caso el ascenso  $\eta$ , y las presiones  $P_1$  y  $P_2$ .

En este apartado se analizan la bondad de las formulaciones que se utilizan comúnmente para relacionar estas tres variables. Se analizan solamente los datos correspondientes a los ensayos con oleaje regular. El oleaje irregular, es un descriptor estadístico que representa el conjunto de las olas en un estado de mar, y a efectos de diseño y por lo tanto de la seguridad de la estructura las olas individuales, en particular las más altas, son las que cuentan.

**Relación entre  $\eta$ - $P_1$ .** Como se ha mencionado anteriormente, estudios previos (Nagai, 1974; Goda, 1985) han determinado que la variación de la presión por encima del nivel del mar de referencia es lineal con el ascenso de la ola sobre la pared. Por lo tanto, la relación entre la presión máxima  $P_1$  y el ascenso se determina como

$$P_1 = \rho g \eta \quad (3.8)$$

siendo  $g$  la aceleración de la gravedad y  $\rho$  la densidad del agua de mar.

**Relación entre  $P_1$ - $P_2$ .** Dadas la linealidad de las condiciones experimentales, la relación entre la presión máxima  $P_1$  y la presión en el fondo del cajón se obtiene de la teoría lineal. Se sabe que la ley de presiones debidas al campo de oleaje en teoría lineal se define como

$$P(z,t) = -\rho g z + \rho g \frac{HI}{2} (1 + KR) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos \sigma t \quad (3.9)$$

El valor máximo se obtiene cuando  $t = 0$ . Si se conoce el ascenso de la ola en la pared es posible estimar la presión en el fondo como,

$$P_2 = P_1 \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad (3.10)$$

En las Figura 3.22 y Figura 3.23 se muestra la correlación entre la presión  $P_2$  (valor medio y cota superior e inferior) experimental y los datos calculados con la expresión (3.10), para la 2da y 3ra configuración, respectivamente. Las variables de la figuras corresponden a

$$P'_{2i} = \frac{P_1}{\rho g H_p} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad (3.11)$$

$$P'_{2e} = \frac{P_2}{\rho g H_p} \quad (3.12)$$

donde  $P_1$  es la presión máxima obtenida con los datos experimentales y la expresión (3.8) y  $P_2$  corresponde a las presiones experimentales.

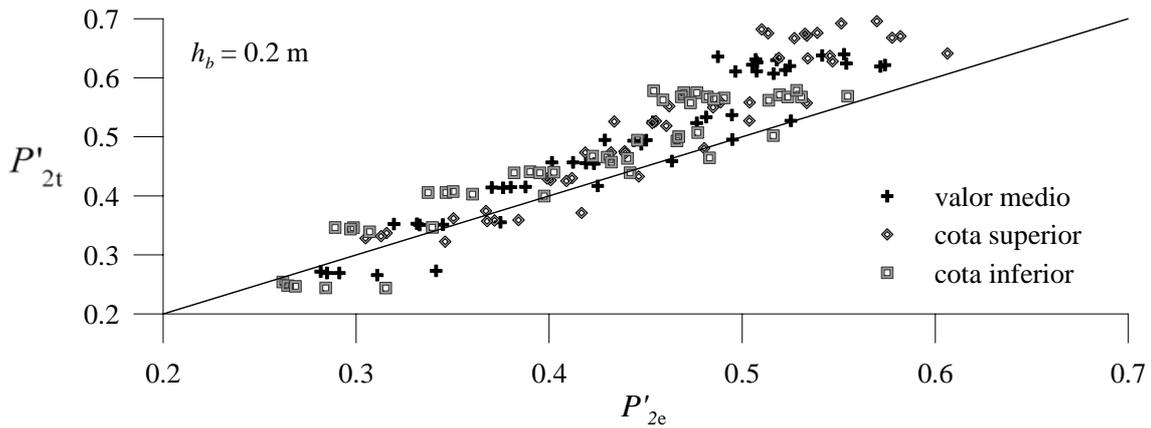


Figura 3.22. Comparación entre la presión  $P_2$  experimental y calculada para la 2da. configuración.

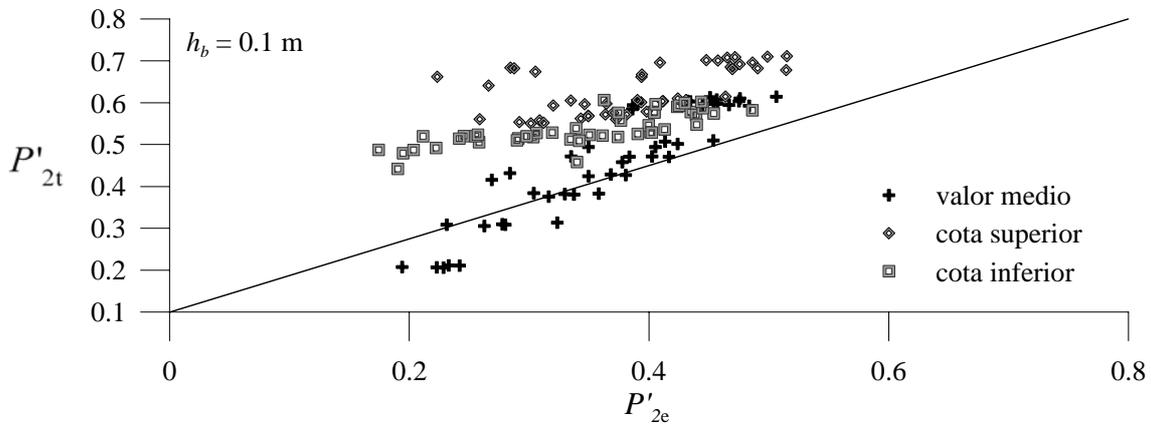


Figura 3.23. Comparación entre la presión  $P_2$  experimental y calculada para la 3ra. configuración.

El residual de  $P_2$  correspondiente a cada configuración se ha calculado como,

$$\text{residual} = P'_{2t} - P'_{2e} \quad (3.13)$$

Los resultados se muestran en las Figura 3.24 y Figura 3.25.

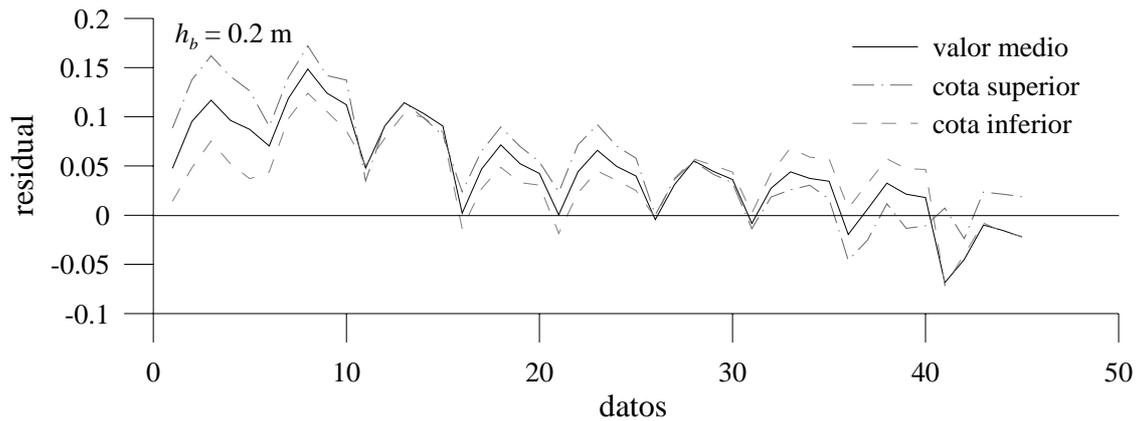


Figura 3.24. Residual de  $P_2$  para la 2da. configuración.

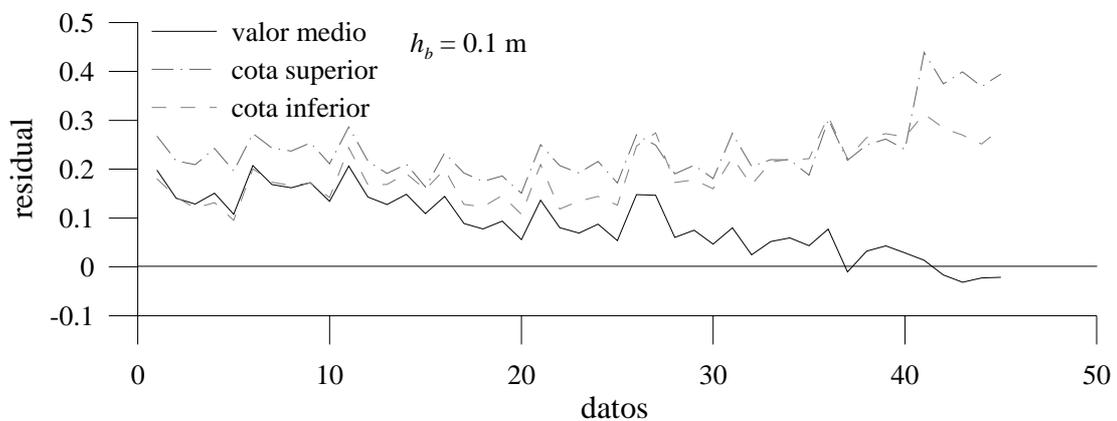


Figura 3.25. Residual de  $P_2$  para la 3ra. configuración.

### 3.4.4 Subpresiones en la base del cajón

En esta sección se presentan los resultados experimentales de las distribuciones de subpresión promedio ( $P_u$ ) para las distintas configuraciones y diámetros analizados. Los resultados de  $P_u$  se grafican en función de  $x/L$ , siendo  $x$  la distancia horizontal de la posición de cada sensor medida desde el inicio del dique.

#### 3.4.4.1 Oleaje regular

En el caso de oleaje regular se promediaron las subpresiones obtenidas para las cinco alturas de ola ensayadas, para cada periodo y posición del sensor. Los resultados se presentan a continuación.

**1ra. configuración:  $h_b = 0.4$  m.** En la Figura 3.26 se presentan los resultados. Las principales características que se observan son las siguientes:

- En general, las distribuciones de presión presentan oscilaciones en valores resonantes propios del sistema ( $x/L = 1/2, 1/4, 3/4$ ).

- Las ondas de corto periodo ( $0.15 < h/L < 0.27$ ) son las que presentan las mayores subpresiones y la mayor influencia de la altura de ola en el proceso. Se observa también que las piedras de mayor tamaño presentan una disminución considerable para  $x/L > 0.4$ , esto se atribuye a que la porosidad del medio permite una mayor transmisión y por lo tanto liberación de energía.
- A medida que la profundidad relativa disminuye ( $h/L < 0.15$ ) el sistema tiende a un comportamiento lineal y se reduce la influencia de la altura de ola en el proceso.
- En general, se observa que al inicio del medio existe una disminución “brusca” en la subpresión. Esto se debe a la pérdida de carga que se presentan por las pérdidas que sufre al entrar en un medio poroso confinado y propagarse por él.
- La presión en la parte final del cajón en ningún caso es nula. Las mayores presiones se presentan para ondas largas y los diámetros de mayor tamaño.

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** En la Figura 3.27 se presentan los resultados. Las principales características que se observan son las siguientes:

- Se presentan oscilaciones propias de las características resonantes del sistema.
- Al igual que en el caso anterior en el intervalo ( $0.15 < h/L < 0.27$ ) se presentan las mayores subpresiones y la mayor influencia de la altura de ola.
- La presión en el tacón del cajón se reduce respecto a la configuración anterior sin embargo sigue siendo distinta de cero. Las ondas de mayor longitud son las que presentan las mayores subpresiones en el tacón.
- La influencia el diámetro se reduce a medida que se incrementa la longitud de la onda y la distribución tiende a una línea recta.

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** En las figuras Figura 3.28 se presentan los resultados. Las principales características que se observan son las siguientes:

- En este caso hay una clara disminución en la influencia de la altura de ola y el diámetro de las piedras de la cimentación, sobre todo para las piedras de mayor tamaño. Con excepción de  $h/L = 0.27$ , el comportamiento es claramente lineal y la influencia del peralte de la ola no es significativo.
- Existe una clara disminución de la subpresión con respecto a la configuración anterior. Para este caso la presión en el tacón es prácticamente nula y podría considerarse despreciable.

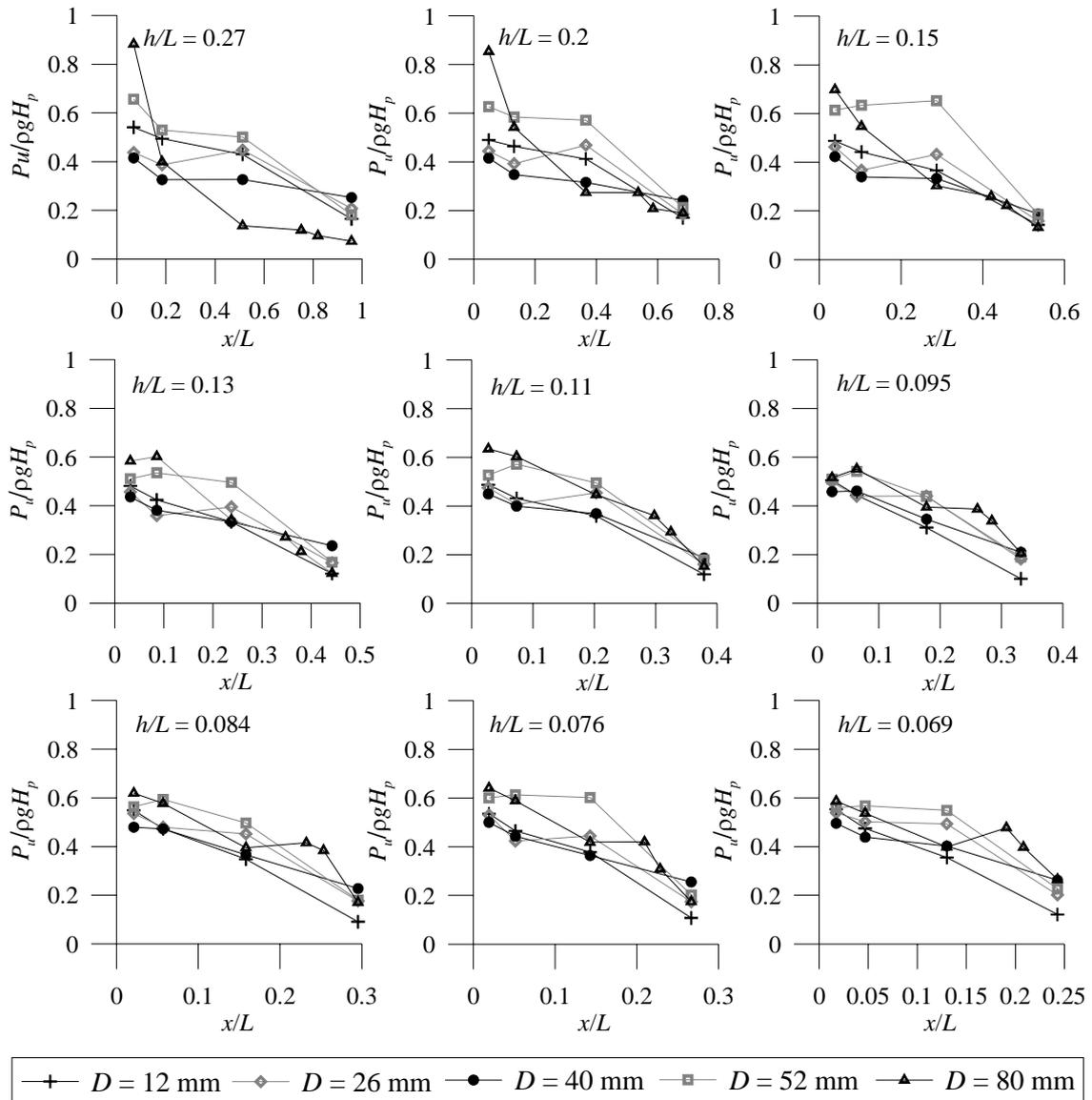


Figura 3.26. Oleaje regular: variación de la subpresión promedio  $P_u$  en función de  $x/L$  para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

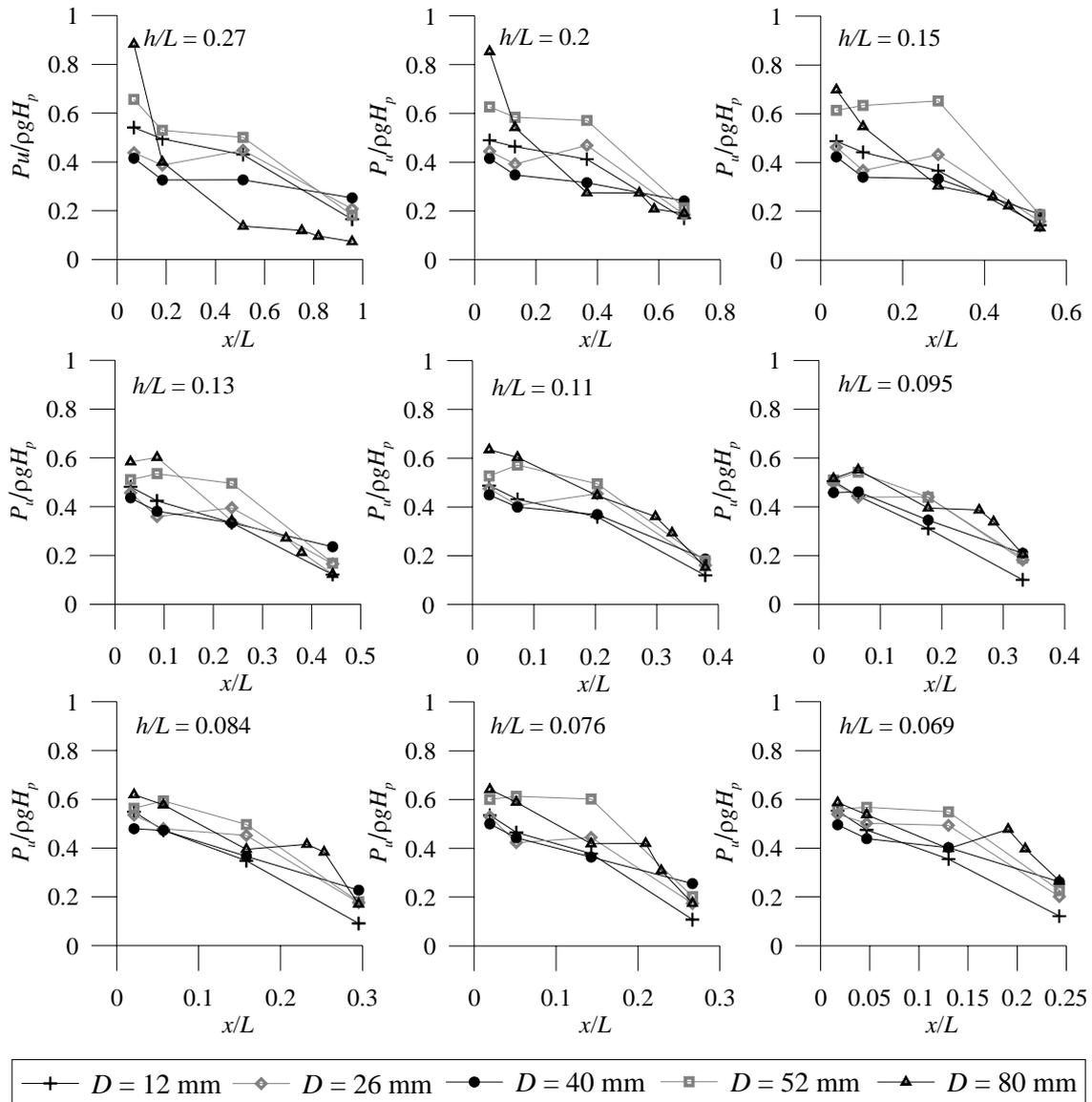


Figura 3.27. Oleaje regular: variación de la subpresión promedio  $P_u$  en función de  $x/L$  para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

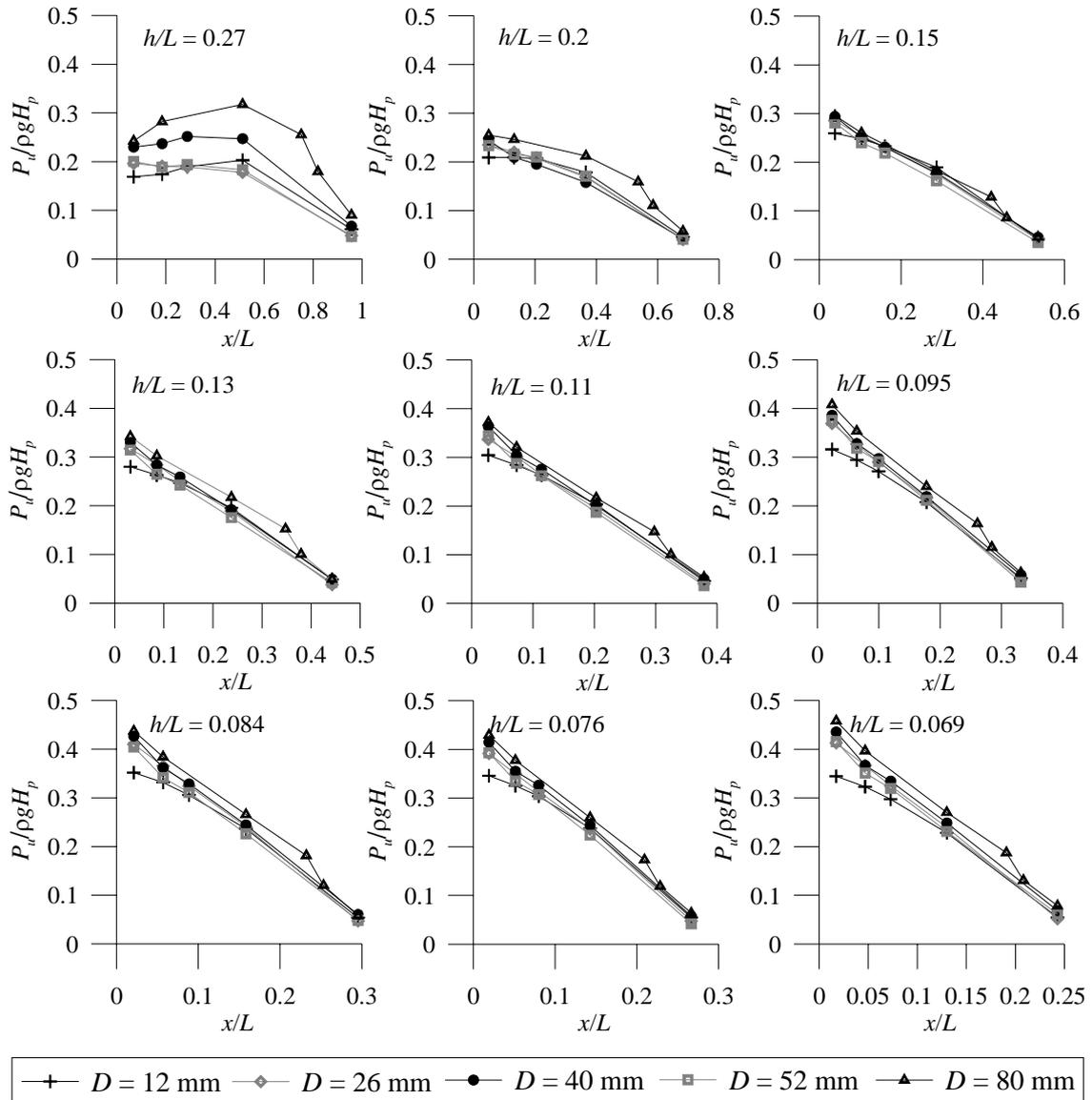


Figura 3.28. Oleaje regular: variación de la subpresión promedio  $P_u$  en función de  $x/L$  para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

### 3.4.4.2 Oleaje irregular

En el caso de oleaje irregular se promediaron las subpresiones obtenidas para las tres alturas de ola significativa ensayadas, para cada periodo y posición del sensor. Los resultados se presentan a continuación.

**1ra. configuración:  $h_b = 0.4$  m.** En la Figura 3.29 se presentan los resultados de las distribuciones de subpresión experimentales para oleaje irregular. Las principales características son las siguientes:

- Para el intervalo de  $0.15 < h/L < 0.27$  se observa una clara disminución en las presiones que las obtenidas con oleaje regular.
- Dadas las características estadísticas del oleaje irregular, el comportamiento de las subpresiones es mucho más uniforme, sin tantas variaciones ni efectos resonantes.
- Al igual que en el caso de oleaje regular, para esta configuración se observa una pérdida de carga “brusca” en la parte inicial del medio poroso, que como ya se ha comentado, se debe a resistencia que opone el medio poroso y su confinamiento a la propagación de la onda.
- La presión al final del dique no es nula en ninguno de los casos ensayados.

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** La Figura 3.30 presenta los resultados para oleaje irregular. Las principales características son:

- Las mayores profundidades relativas presentan una clara disminución de la subpresión a la entrada del medio comparados con los casos de oleaje regular.
- El comportamiento en general lineal y no se observa la pérdida de carga “brusca” a la entrada del medio como sucede en la 1ra. configuración.
- Las mayores presiones se presentan para las olas de mayor longitud. La influencia del diámetro al igual que de la altura de ola empieza a perder importancia a medida que se incrementa la sumergencia del cajón.

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** Los resultados de las distribuciones de subpresión correspondiente a la última configuración para oleaje irregular se presentan en la Figura 3.31.

- En estas condiciones la influencia del diámetro es muy limitada. Solamente el diámetro de mayor y menor tamaño presentan variaciones con respecto a los demás diámetros.
- En este caso la subpresión en la parte final del cajón es bastante reducida y se podría despreciar asumiendo una distribución triangular de subpresiones.
- Las mayores presiones se presentan en las ondas de mayor longitud. Para estos casos los valores obtenidos en condiciones de oleaje regular e irregular son muy similares.

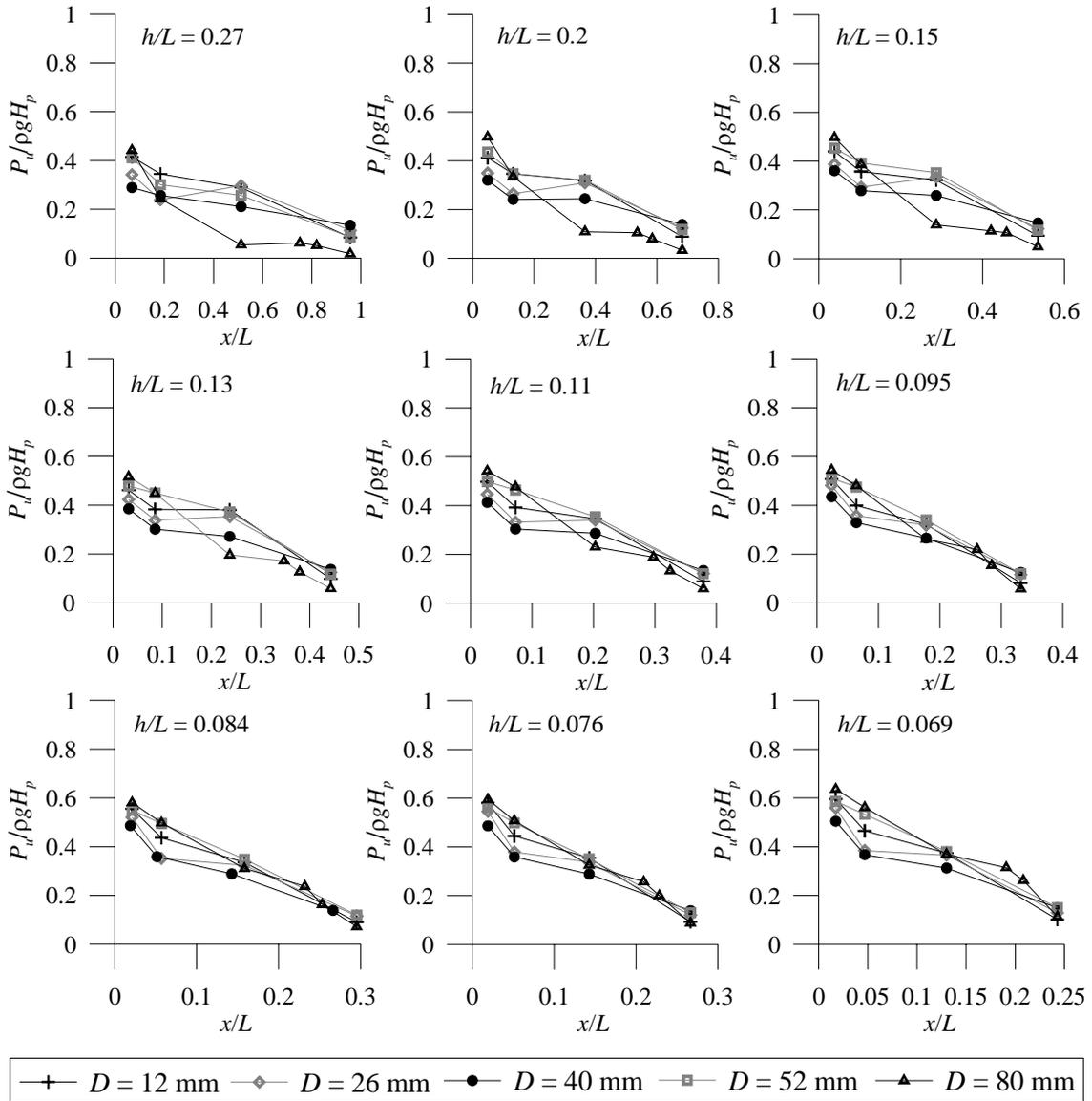


Figura 3.29. Oleaje irregular: variación de la subpresión promedio  $P_u$  en función de  $x/L$  para la 1ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

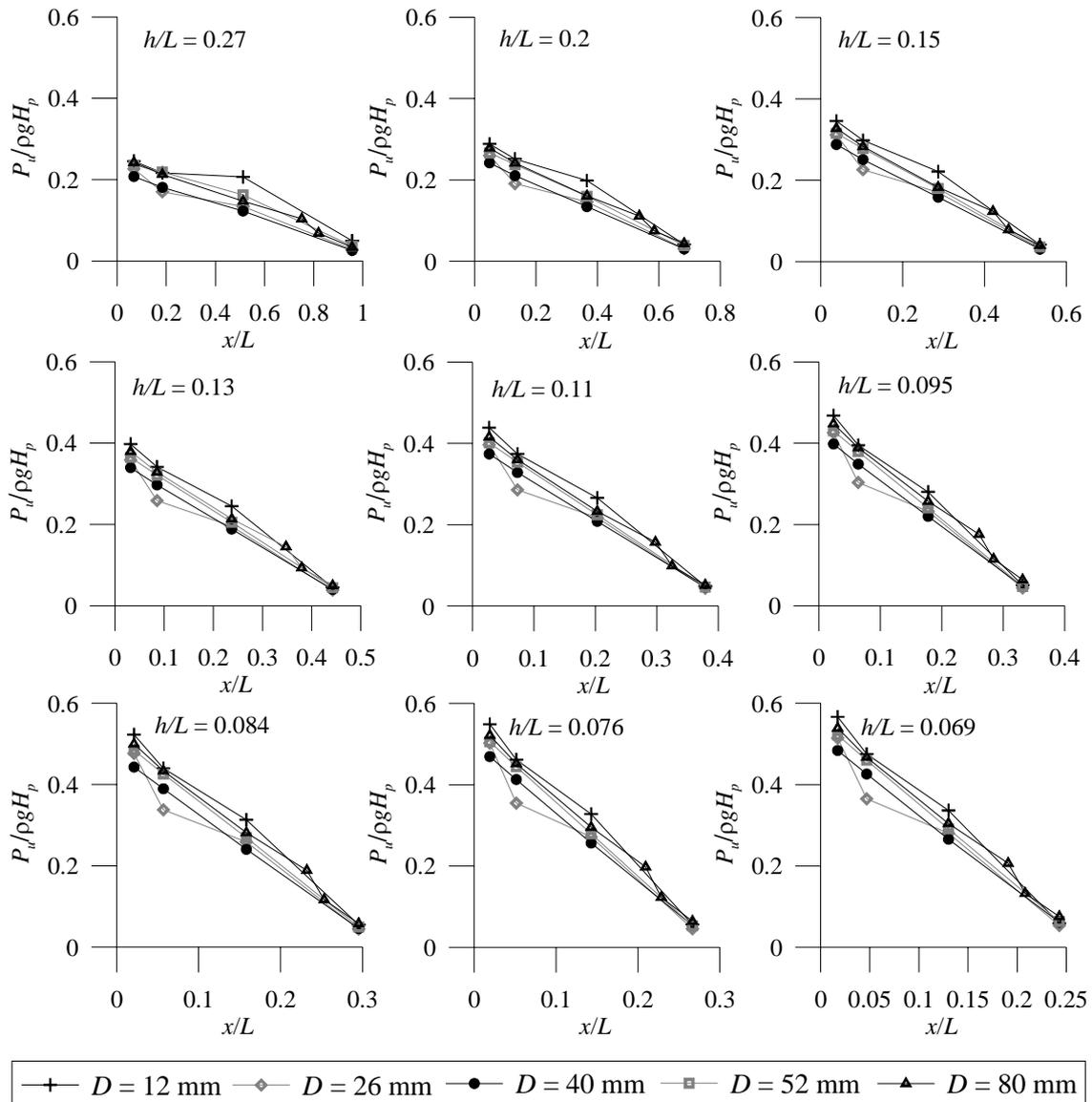


Figura 3.30. Oleaje irregular: variación de la subpresión promedio  $P_u$  en función de  $x/L$  para la 2da. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

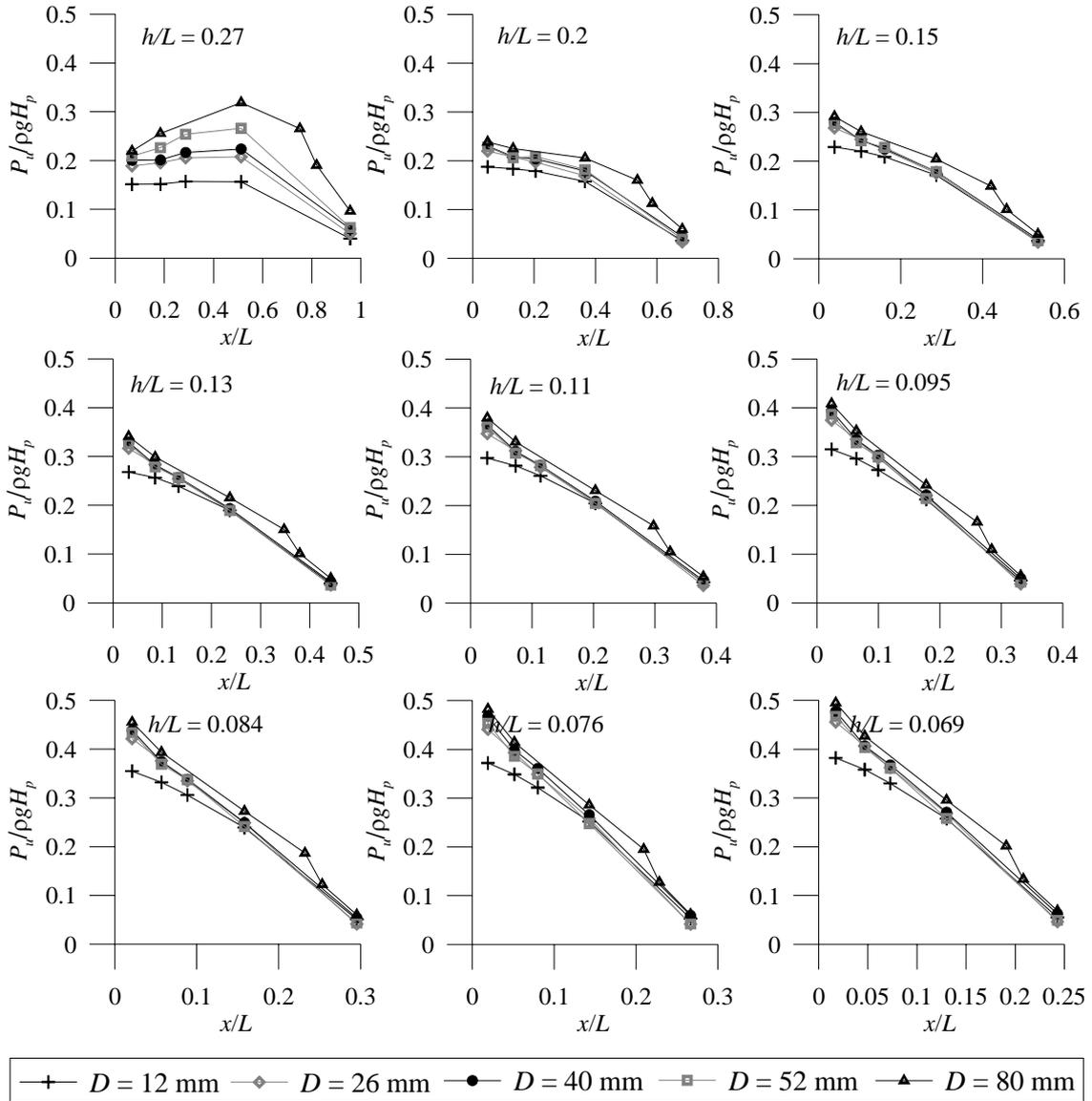


Figura 3.31. Oleaje irregular: variación de la subpresión promedio  $P_u$  en función de  $x/L$  para la 3ra. configuración. Rango de los parámetros experimentales:  $0.007 \leq H/L \leq 0.082$ ;  $0.07 \leq h/L \leq 0.3$  y  $0.013 \leq Dk \leq 0.34$ ;  $0.26 \leq B/L \leq 1.02$ .

## 3.5 Cuantificación del efecto escala

### 3.5.1 Metodología

Para evaluar el efecto escala se sigue la metodología utilizada por Scarcella (2004) y Benedicto (2004). Se ordenan los materiales por tamaño, de mayor a menor:  $D_5$ ,  $D_4$ ,  $D_3$ ,  $D_2$  y  $D_1$ . Se establece cada material como prototipo de los materiales de tamaño inferior a él, de forma que el material de mayor tamaño es prototipo de los otros cuatro, el segundo de los otros tres, etc. La relación entre los tamaños de cada material proporcional la escala geométrica correspondiente para cada prototipo (véase Tabla 3.5).

$D_5$	$D_4$	$D_3$	$D_2$
$D_4/D_5 = \lambda_{45}$	$D_3/D_4 = \lambda_{34}$	$D_2/D_3 = \lambda_{23}$	$D_1/D_2 = \lambda_{12}$
$D_3/D_5 = \lambda_{35}$	$D_2/D_4 = \lambda_{24}$	$D_1/D_3 = \lambda_{13}$	-
$D_2/D_5 = \lambda_{25}$	$D_1/D_4 = \lambda_{14}$	-	-
$D_1/D_5 = \lambda_{15}$	-	-	-

Tabla 3.5. Relación entre los tamaños de cada material y la escala geométrica para cada prototipo.

Los casos que cumplen con la escala de Froude son aquellos en los que la relación de tamaños del material es igual a la relación de longitudes de onda en el medio poroso, es decir,

$$D_m/D_p = L_m/L_p \quad (3.14)$$

y la raíz de la relación de tamaños del material es igual a la relación de periodos,

$$T_m/T_p = \sqrt{D_m/D_p} \quad (3.15)$$

En estos casos, si la similaridad dinámica es completa, las presiones han de conservarse.

#### 3.5.1.1 Oleaje regular

Siguiendo la metodología descrita en el apartado anterior se han analizado las tres configuraciones ensayadas para oleaje regular. Se han elegido los casos que han cumplido con la similaridad de Froude y se ha determinado la relación

$$\frac{Pu_m}{Pu_p} \quad (3.16)$$

donde  $Pu_m$  representa la subpresión en el modelo y  $Pu_p$  la subpresión en el prototipo.

Con el objetivo de analizar la importancia de conservar, en la medida de lo posible, la porosidad en el modelo se ha determinado la relación,

$$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \quad (3.17)$$

donde  $\varepsilon_m$  representa la porosidad en el modelo y  $\varepsilon_p$  la porosidad en el prototipo.

**1ra. configuración:  $h_b = 0.4$  m.** En la Figura 3.22 se presenta la relación entre las subpresiones del modelo y prototipo en función de  $x/L$ , siendo  $x$  la distancia de propagación de las ondas al interior del medio y  $L$  la longitud de onda. Esta gráfica corresponde a los casos que caen dentro de la relación de porosidades (modelo-prototipo) más bajas. Se observa que en la parte inicial del dique ( $x/L < 0.15$ ) los efectos de escala no son tan importantes como los que se presentan en la parte fin del medio poroso donde las diferencias en las mediciones pueden ser, para este caso, de más del doble.

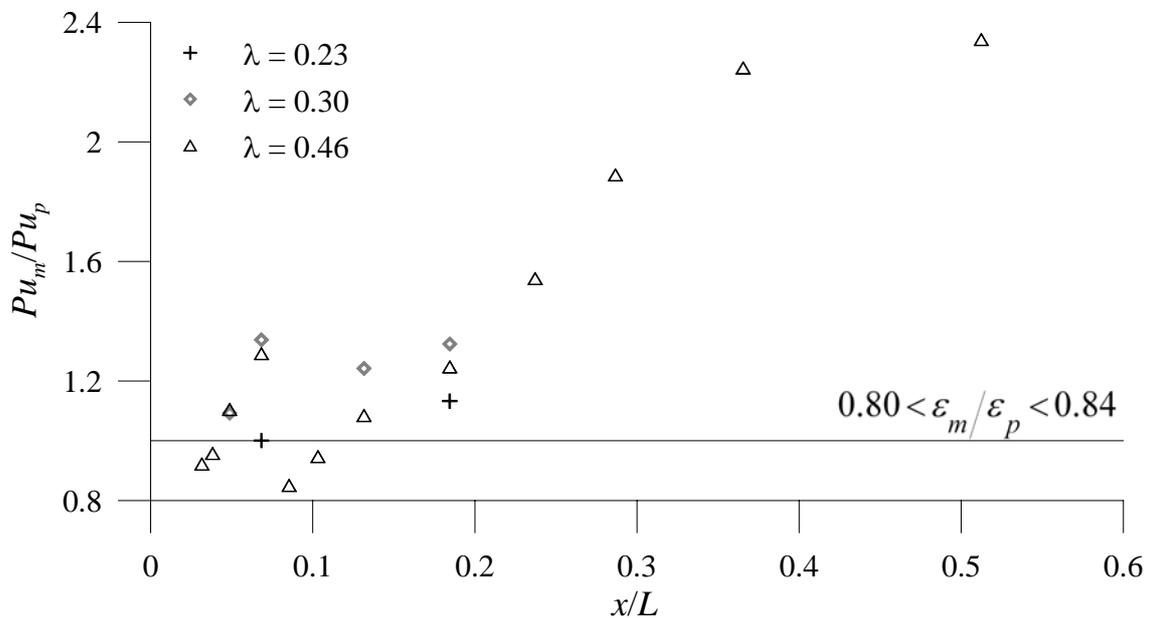


Figura 3.32. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra configuración. Relación de porosidades:  $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .

La Figura 3.33 corresponde a los casos que caen dentro de la relación de porosidades más cercana a la unidad. Se observa que la longitud relativa donde los datos se encuentran dentro de un rango “razonable” de efecto escala se ha ampliado respecto al caso anterior ( $x/L < 0.25$ ). Sin embargo, las mediciones al final del dique siguen estando muy afectadas por los efectos de escala. La escala mayor ( $\lambda = 0.77$ ) es la que presenta la mejor aproximación en la parte final del dique.

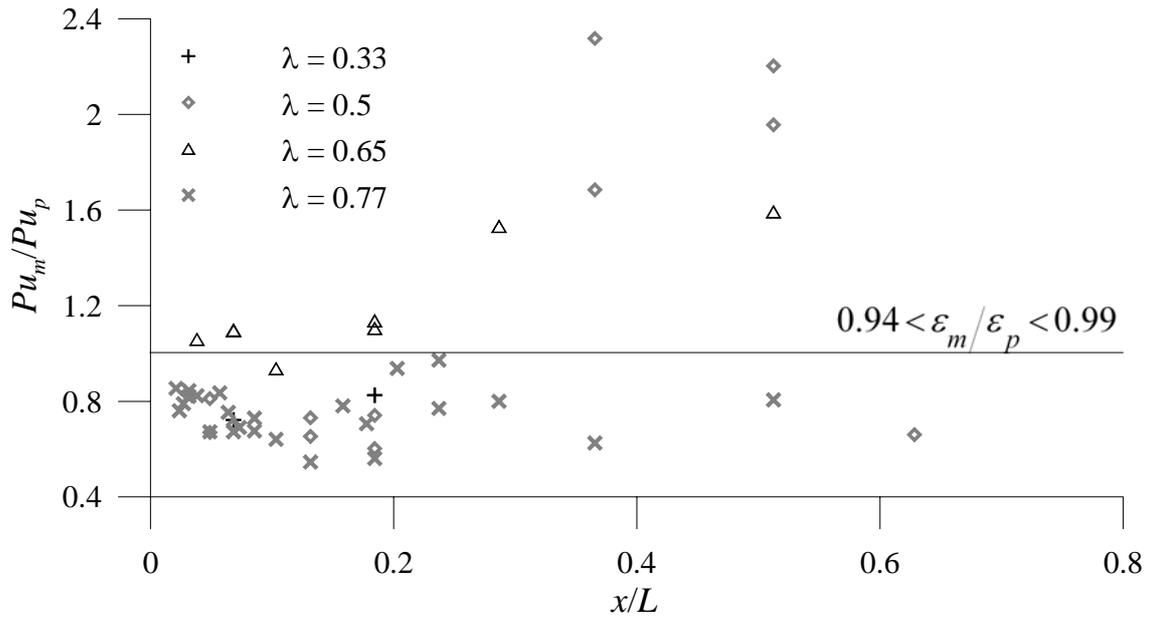


Figura 3.33. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra. configuración. Relación de porosidades:  $0.94 < \epsilon_m / \epsilon_p < 0.99$ .

**2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.** Para este caso los resultados se presentan en las figuras Figura 3.34 y Figura 3.35. Igual que en el caso anterior, en la parte inicial del medio poroso los efectos de escala son relativamente reducidos comparados con los que se presentan en la parte final del dique. Si se comparan los dos gráficos se puede concluir que los mejores resultados se presentan para las escalas geométricas mayores y cuando la relación entre las porosidades del modelo y el prototipo son cercanas a 1.

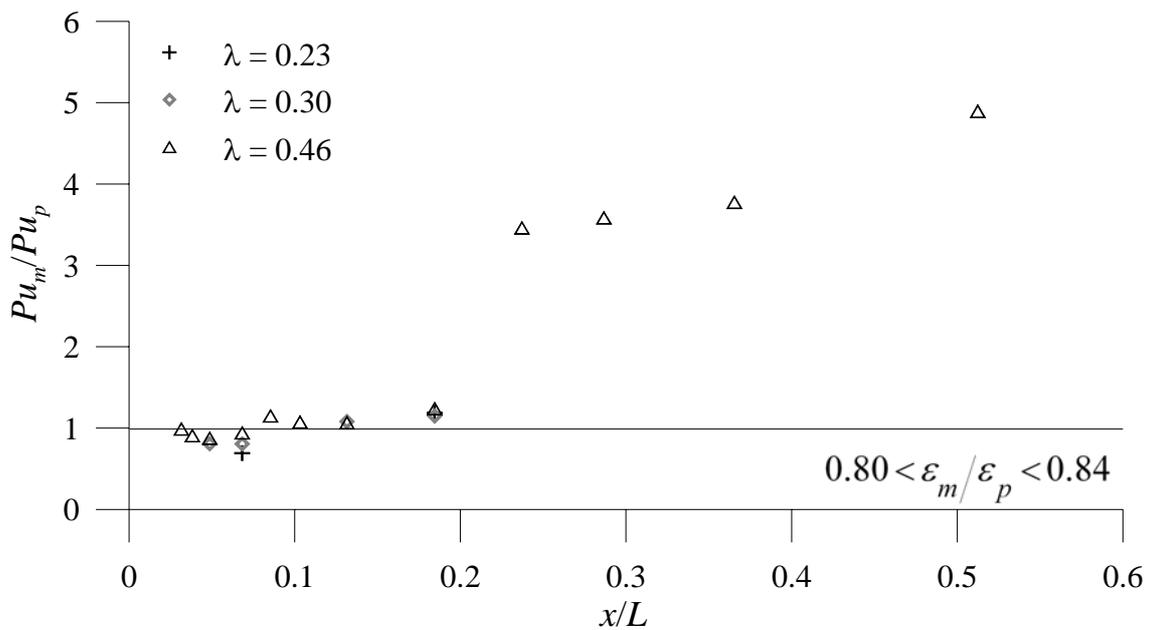


Figura 3.34. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración. Relación de porosidades:  $0.80 < \epsilon_m / \epsilon_p < 0.84$ .

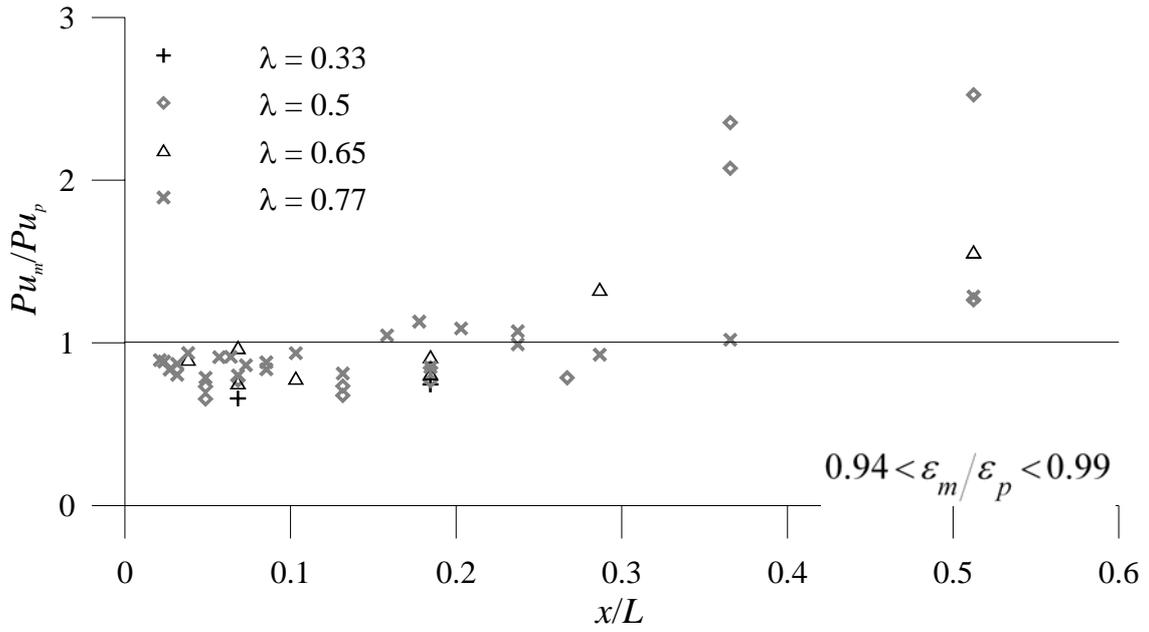


Figura 3.35. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración. Relación de porosidades:  $0.94 < \epsilon_m / \epsilon_p < 0.99$ .

**3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.** En la Figura 3.36 y Figura 3.37 se presentan los resultados para la última configuración.

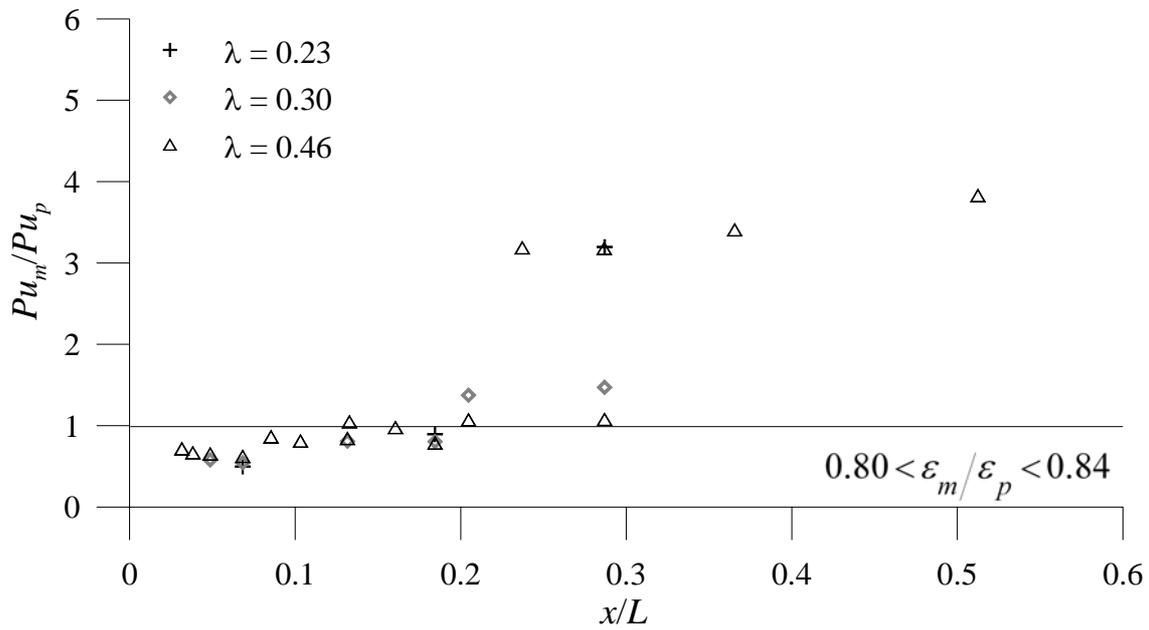


Figura 3.36. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración. Relación de porosidades:  $0.80 < \epsilon_m / \epsilon_p < 0.84$ .

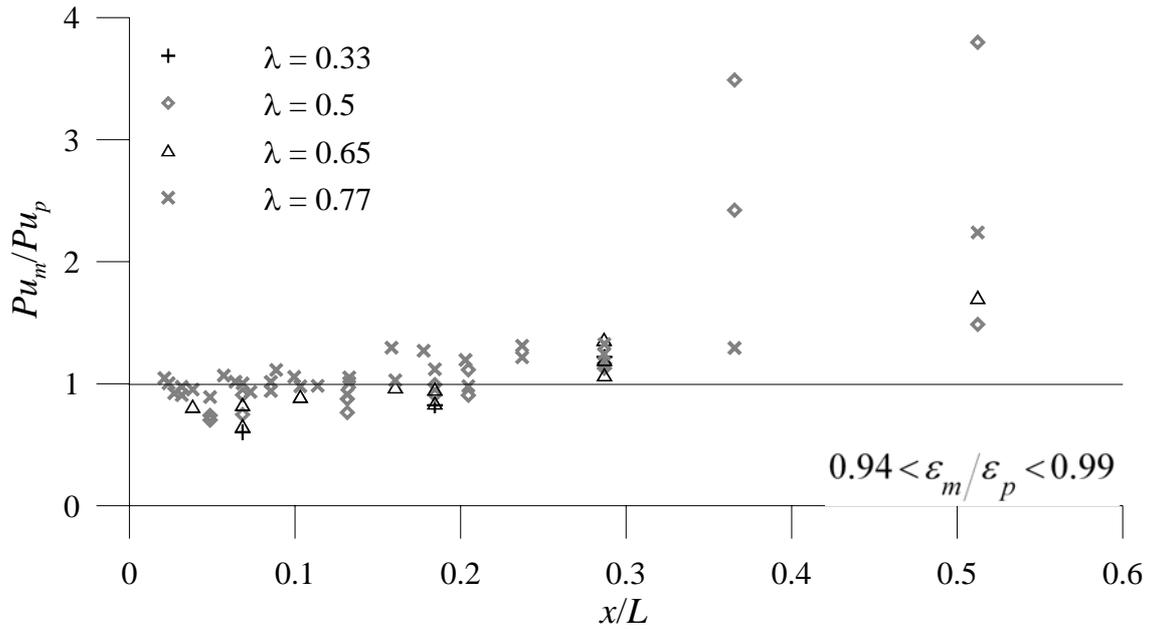


Figura 3.37. Oleaje regular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración. Relación de porosidades:  $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .

### 3.5.1.2 Oleaje irregular

En las figuras Figura 3.38 a la Figura 3.43 se presentan los resultados del análisis del efecto escala para el caso de oleaje irregular. Se observan las mismas características que para los casos de oleaje regular. Las mayores distorsiones se presentan en la parte final del dique y las mejores aproximaciones se obtienen con las escalas mayores y cuando la relación entre la porosidad del modelo y del prototipo es cercana a la unidad.

1ra. configuración:  $h_b = 0.4$  m.

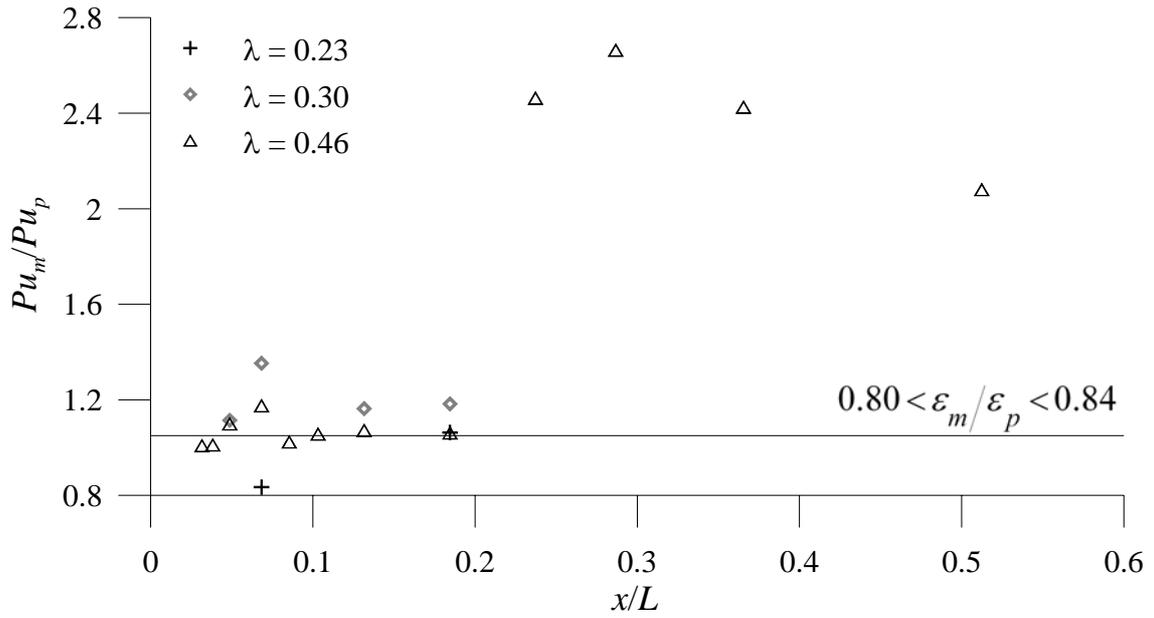


Figura 3.38. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra configuración. Relación de porosidades:  $0.80 < \epsilon_m/\epsilon_p < 0.84$ .

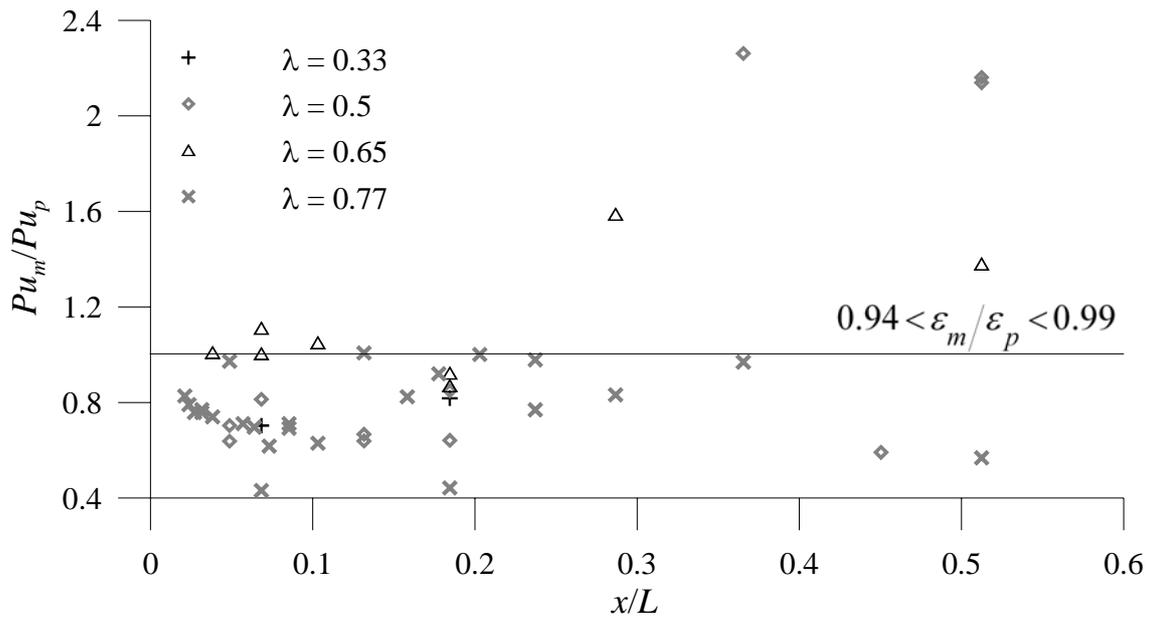


Figura 3.39. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 1ra. configuración. Relación de porosidades:  $0.94 < \epsilon_m/\epsilon_p < 0.99$ .

2da. configuración:  $h_b = 0.2$  m.

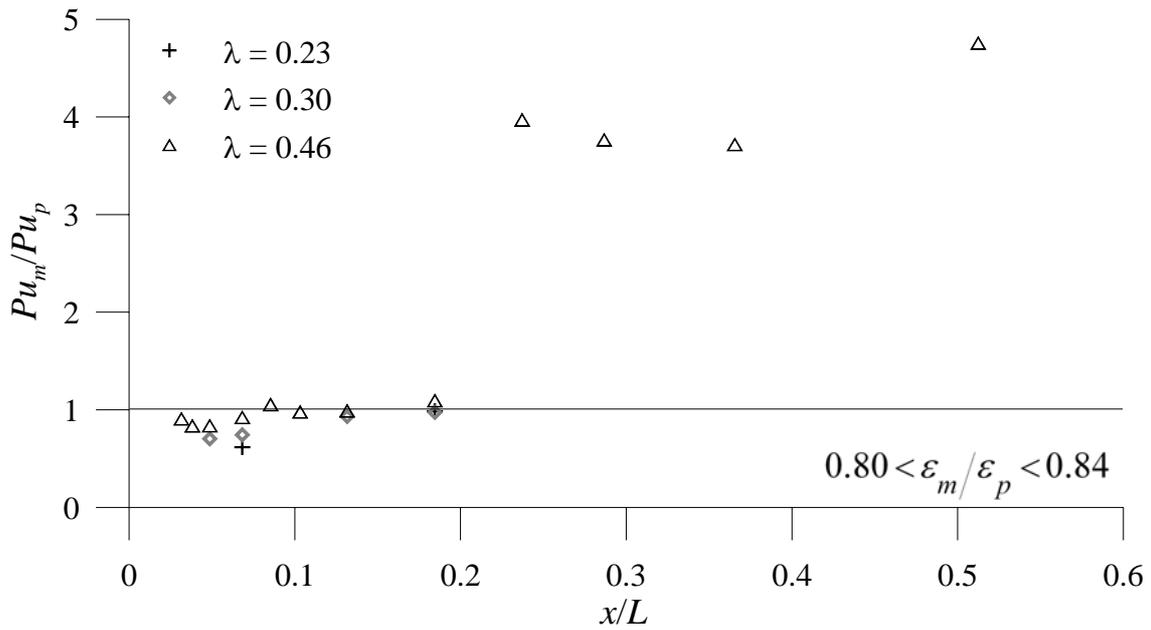


Figura 3.40. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración.  
Relación de porosidades:  $0.80 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.84$ .

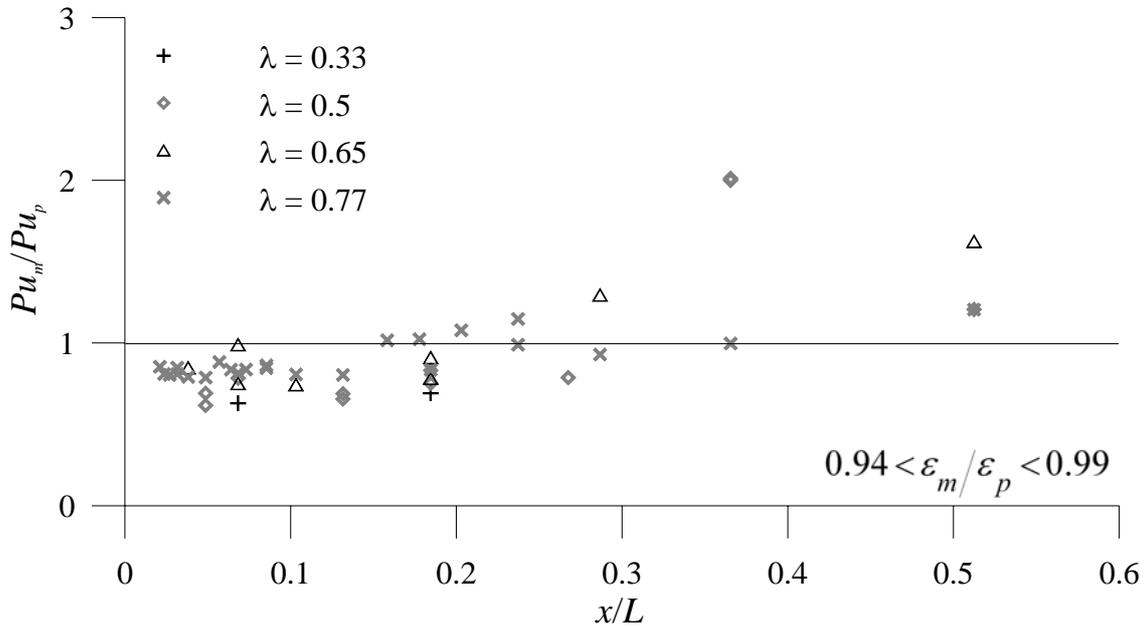


Figura 3.41. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 2da. configuración.  
Relación de porosidades:  $0.94 < \varepsilon_m / \varepsilon_p < 0.99$ .

3ra. configuración:  $h_b = 0.1$  m.

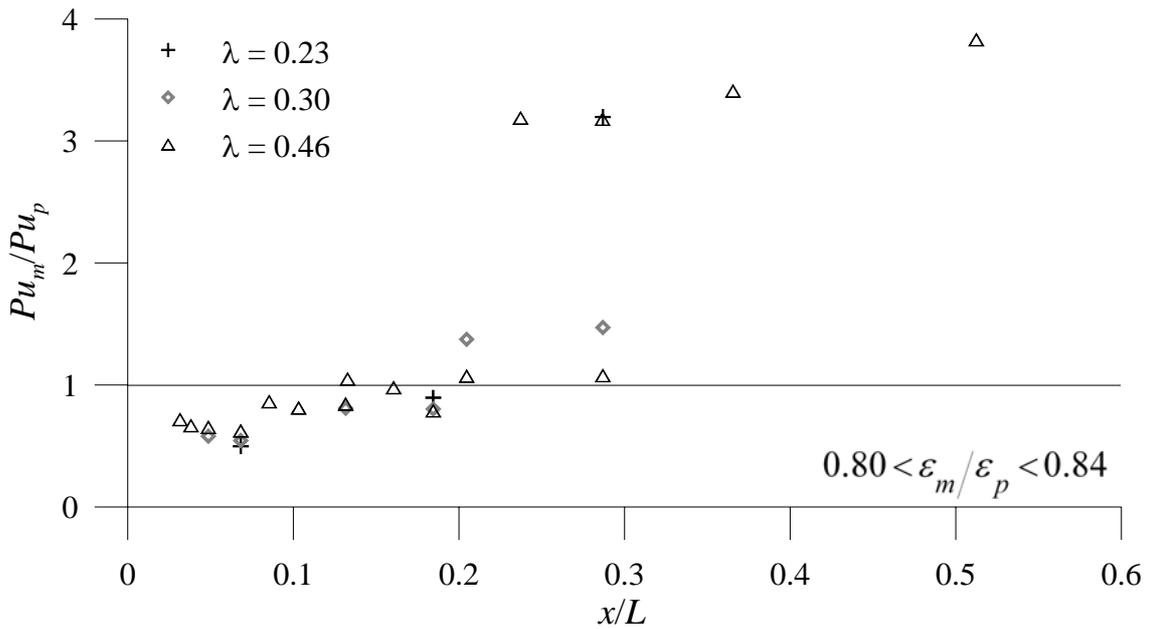


Figura 3.42. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración.  
Relación de porosidades:  $0.80 < \epsilon_m / \epsilon_p < 0.84$ .

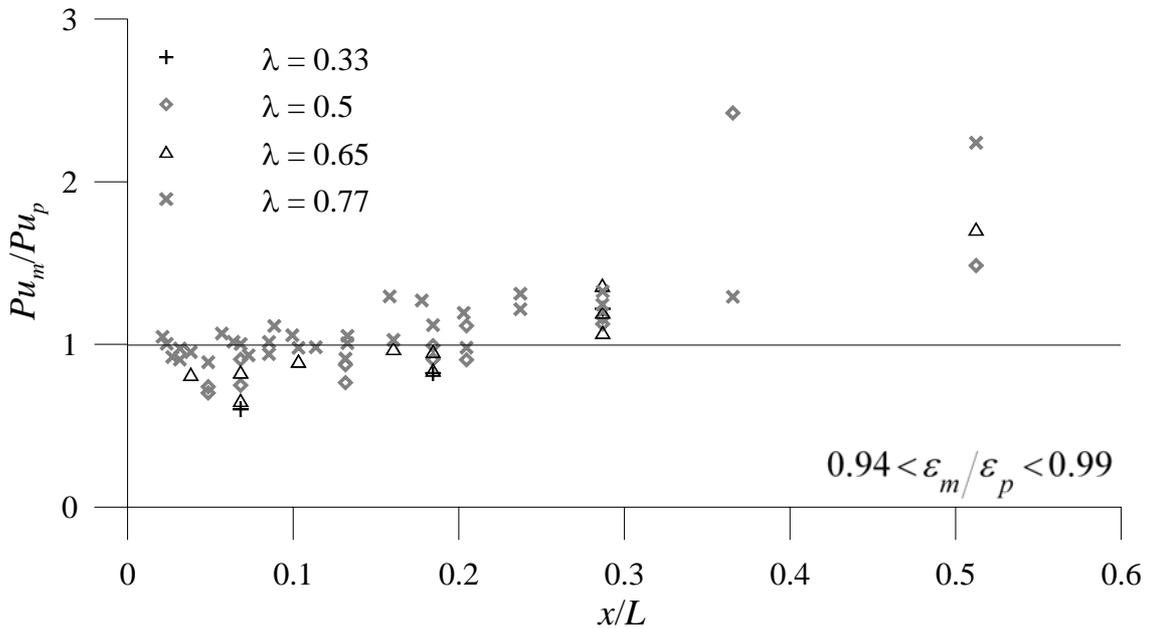


Figura 3.43. Oleaje irregular: efectos de escala en las medidas de subpresión para la 3ra. configuración.  
Relación de porosidades:  $0.94 < \epsilon_m / \epsilon_p < 0.99$ .

### 3.6 Conclusiones

En este capítulo se ha analizado de forma experimental el comportamiento de las distribuciones de presión y subpresión así como los efectos de escala en un dique mixto

idealizado variando, el diámetro de las piedras que forman el macizo de cimentación y la cota de cimentación del cajón. Asimismo se han utilizado los resultados para comprobar la bondad de las formulaciones que son generalmente utilizadas para determinar la ley de presiones verticales en un dique mixto sin rotura del oleaje.

Los resultados con oleaje irregular, dado su carácter estadístico, han permitido analizar y entender el comportamiento general en cada configuración para cada una de las variables analizadas. En el caso de las distribuciones de subpresión se observó que cuando la cimentación del cajón coincide con el nivel del mar de referencia, se presenta una pérdida de carga “abrupta” en la parte inicial del dique. Este comportamiento ocasiona que la distribución de subpresiones se pueda aproximar a partir de dos rectas con distinta pendiente. A medida que el cajón se cimienta a más profundidad esta pérdida de carga disminuye y la distribución de subpresiones se vuelve totalmente lineal. Los resultados muestran que la influencia del tamaño de las piedras que forman la cimentación se debilita a medida que aumenta la sumergencia del cajón. Una conclusión importante es que la presión en la parte final del cajón no es nula como se supone en la mayoría de los manuales de diseño. La presión en el tacón depende de la cota de cimentación del cajón, siendo despreciable solamente cuando el cajón está prácticamente cimentado en el fondo.

En el análisis de los efectos de escala en la medición de subpresiones se observó que en la parte inicial del dique ( $x/L < 0.4$ ) las mediciones de presión entre modelo y prototipo presentan una buena aproximación, sobre todo en los casos en los que la porosidad del modelo y prototipo es muy similar. Las mayores distorsiones se presentan en la parte final del dique, donde las pérdidas que ha sufrido el flujo al propagarse al interior del medio ocasionan grandes diferencias entre modelo y prototipo. Como se ha manifestado en el capítulo 2, los efectos de escala se pueden reducir de forma importante si se intenta, en la medida de lo posible, mantener la porosidad en el modelo y el prototipo.

## 4 Diseño de espaldones con oleaje oblicuo

### 4.1 Introducción

Los diques en talud, tradicionalmente llamados rompeolas, suelen estar coronados por una estructura de hormigón en masa denominada espaldón. Estas estructuras tienen como finalidad principal reducir o evitar el rebase; sin embargo, su colocación también reduce significativamente los volúmenes de obra (escollera y/o todo uno) y facilita algunos procesos constructivos, por ejemplo sirviendo como camino de rodadura.

Dependiendo de su tamaño y cota de cimentación, los espaldones pueden influir de manera notable en el modo de controlar el flujo de energía incidente. Su dimensionamiento para evitar su deslizamiento, vuelco o fallo estructural requiere del conocimiento de las fuerzas ejercidas por el flujo. Éstas se determinan fácilmente si se conoce la distribución espacial y temporal de la presión de las olas sobre la estructura. Para evitar presiones de impacto asociadas a la rotura directa de las olas sobre el espaldón, es práctica común colocarlos a una altura que permita la rotura de las olas sobre el manto principal para que alcancen a la superestructura ya rotas.

Los estudios para determinar la distribución de presiones en estructuras reflejantes se han realizado fundamentalmente para incidencia normal del oleaje ( $\theta = 0^\circ$ ). No obstante, los diques de abrigo pocas veces están alineados perpendicularmente a la dirección de propagación. Según la ROM 0.0, en un dique de abrigo se pueden distinguir hasta 5 tramos distintos sujetos a diferentes solicitaciones (arranque, alineación principal, alineaciones secundarias, transición y morro). Esto indica que en todo caso existirá al menos un tramo de dique sometido a oleaje con incidencia oblicua o muy oblicua.

Cuando la incidencia del oleaje es muy oblicua ( $\theta > 50^\circ - 60^\circ$ ), el punto de reflexión se aleja de la estructura formándose una ola que se propaga paralela al dique (ola corredera). Este cambio en el patrón de reflexión se conoce como “mach-reflection”. La ola corredera modifica sustancialmente procesos como la rotura, el ascenso máximo, el rebase y, por lo tanto, la distribución de presiones en la superestructura. Hasta ahora, los espaldones sometidos a oleaje oblicuo se diseñan utilizando fórmulas convencionales, es decir, aquellas

desarrolladas para incidencia normal. Sin embargo, como se demostrará en este trabajo, su utilización puede inducir a errores de sobredimensionamiento.

En este capítulo se investigan las modificaciones que sufre la ley de presiones instantánea en un espaldón sometido a oleaje oblicuo. Para ello, se han utilizado los resultados de dos series de ensayos de laboratorio realizados para la ampliación del Puerto de Gijón (Asturias). La primera serie se llevó a cabo en el tanque de oleaje de la Universidad de Granada (Anejo III: Ensayos UGR) con el propósito de verificar el comportamiento del dique Torres, un dique en talud coronado por un espaldón, que forma parte de las obras de ampliación del Puerto. La segunda serie de ensayos fueron realizados por el laboratorio HR Wallingford (Anejo IV: Ensayos HRW) para verificar el comportamiento de toda la ampliación.

Los cambios que se presentan en la ley de presiones con incidencia oblicua son función directa de los cambios que sufren procesos como la reflexión, el ascenso máximo, el rebase, etc. Por esta razón, en la primera parte del capítulo se presenta una síntesis de las principales transformaciones que ocurren en un tren de ondas que incide oblicuamente en un dique de abrigo. Esta información se ha obtenido principalmente del comportamiento del dique Torres en los ensayos UGR (Anejo III). Posteriormente, se hace una breve introducción al diseño tradicional de un espaldón, y se presenta el método de Martín et al. (1995) como el más adecuado en la descripción de las fuerzas actuantes. Éste método, utilizando los resultados experimentales de HR Wallingford (Anejo IV), se ha modificado para su aplicación con incidencia oblicua. La metodología desarrollada se ejemplifica con el diseño de un espaldón para la ampliación del Puerto de Gijón (Asturias).

## 4.2 Descripción de los procesos de transformación con incidencia oblicua

Son pocos los estudios que se han realizado para conocer las características del flujo en diques bajo la acción del oleaje oblicuo. La mayoría concluyen que la incidencia oblicua produce una reducción en los procesos de transformación (reflexión, ascenso máximo, rebase). Sin embargo, el cambio más significativo se presenta cuando el ángulo de incidencia supera los  $50^\circ$  - $60^\circ$ . Bajo estas condiciones, además de la ola incidente y reflejada, surge una tercera ola que se propaga paralela a la estructura y que induce nuevas condiciones hidrodinámicas.

Para analizar las características del flujo en función de la oblicuidad del oleaje, se proponen dos intervalos de estudio. El primero se denomina incidencia oblicua y abarca ángulos de  $\theta < \theta_{Brewster}$ , siendo  $\theta_{Brewster}$  el ángulo límite a partir del cual se genera el nuevo patrón de reflexión. El segundo intervalo, denominado incidencia muy oblicua, abarca ángulos en el rango de  $\theta > \theta_{Brewster}$ .

### 4.2.1 Incidencia oblicua $\theta < \theta_{Brewster}$

En este apartado se describen las principales modificaciones que sufren las características del flujo en diques cuando el oleaje incide de forma oblicua.

**Reflexión.** Darlymple *et al.* (1991) analizaron la variación del coeficiente de reflexión y transmisión con el ángulo de incidencia en una estructura vertical porosa; la teoría se detalla en el Anejo I. Los autores demostraron que el coeficiente de reflexión disminuye conforme aumenta el ángulo de incidencia, hasta que alcanza un valor mínimo que depende de la profundidad relativa ( $h/L$ ), la porosidad y la rugosidad del manto. Este valor mínimo usualmente se presenta dentro del rango de los  $60^\circ - 70^\circ$ .

**Disipación.** El tipo de rotura depende del número de Iribarren, que a su vez es función del peralte de la ola y de la pendiente del talud. Si la ola incide oblicuamente, la pendiente de acción se modifica suavizándose con respecto a la pendiente original. Bajo estas condiciones, la rotura cambia de oscilación a colapso o a voluta, con respecto a la misma onda incidiendo normalmente.

**Ascenso y descenso máximo.** El Technical Advisory Committee (1974) propone que el ascenso máximo sobre un talud liso e impermeable con incidencia oblicua se obtenga multiplicando el valor correspondiente a incidencia normal por el coseno del ángulo de incidencia. Este criterio se basa en que la pendiente del talud en la dirección de ataque es  $\tan \beta \cos \theta$ . Como se muestra en la Figura 4.1, esta pendiente es menos acusada que la pendiente del talud, lo cual implica una reducción en el número de Iribarren, decreciendo el ascenso y descenso máximos del agua sobre el dique.

Siguiendo esta hipótesis Losada y Giménez-Curto (1981) proponen determinar el ascenso y descenso con incidencia oblicua utilizando la nueva definición de la pendiente. Las expresiones que obtienen son las siguientes

$$Ru/H = A_u (1 - \exp(-B_u Ir \cos \theta)), \quad (4.1)$$

$$Rd/H = A_d (1 - \exp(-B_d Ir \cos \theta)), \quad (4.2)$$

siendo  $A_u$ ,  $B_u$ ,  $A_d$  y  $B_d$  los mismos coeficientes experimentales de ajuste para incidencia normal.

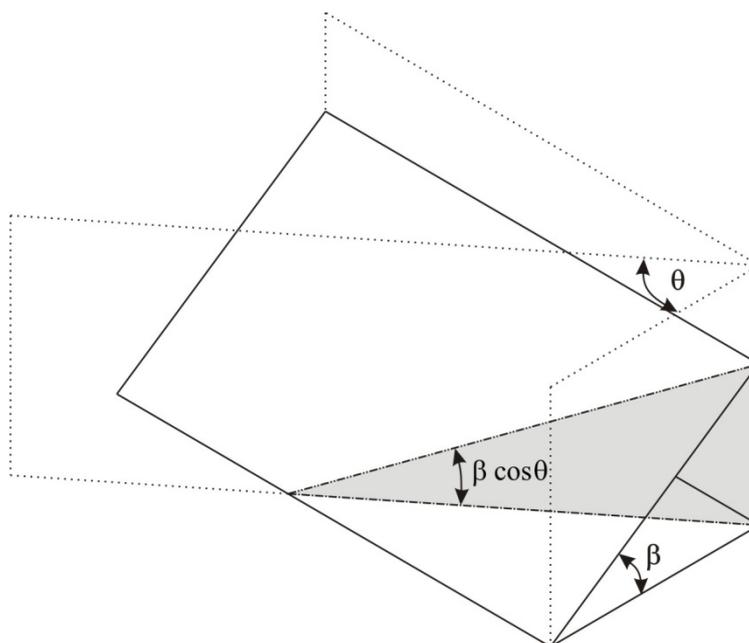


Figura 4.1. Esquema de la nueva pendiente considerada para incidencia oblicua.

Los autores comparan los resultados del modelo con los datos experimentales de Hudson (1962) para un talud de rip-rap con ángulos de incidencia entre  $0^\circ$  a  $60^\circ$ . De la comparativa concluyen que para ángulos de incidencia inferiores a  $45^\circ$  las ecuaciones (4.1) y (4.2) ajustan bien a los datos experimentales, para ángulos mayores el modelo no es fiable.

**Estabilidad del manto.** Galland (1996) realizó una serie de experimentos para analizar la estabilidad del manto y la ocurrencia de rebase ante oleaje oblicuo para distintos tipos de piezas (rip-rap, cubos antifer, tetrápodos y acropodos®). Analizó seis ángulos de incidencia,  $90^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $15^\circ$  (siguiendo la convención de ángulos en este trabajo). Sus resultados muestran que la estabilidad aumenta conforme lo hace la oblicuidad del oleaje. Sin embargo, observó que aunque la ocurrencia de daño se retrasa, una vez ocurrida la avería, la pérdida de las piezas es mucho más rápida que cuando el oleaje incide de forma normal.

Losada y Giménez-Curto (1982) proponen, para analizar la estabilidad del manto, una función que depende del número de Iribarren en la dirección de propagación ( $I_r \cos \theta$ ). Reportan que los diques rompeolas construidos con rip-rap, escollera natural o bloques paralelepípedos cuyos taludes están dentro del rango de máxima estabilidad, no presentan diferencias significativas con el oleaje en dirección normal. Pero las piezas en las que existe mayor trabazón, como los dolos y los tetrápodos, parecen mostrar condiciones más desfavorables bajo incidencia oblicua.

**Rebase.** Napp et al. (2002) verificaron de forma experimental la ocurrencia de rebase en una pared vertical para los siguientes ángulos de incidencia:  $90^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $60^\circ$  y  $30^\circ$  (siguiendo la convención de ángulos en este trabajo). Los resultados muestran una reducción en el rebase

a medida que la oblicuidad del oleaje aumenta. Concluyen que para los ángulos entre  $60^\circ$  y  $30^\circ$  es evidente la desaparición de la presión impulsiva característica de las olas que impactan frontalmente en paredes impermeables.

#### 4.2.2 Incidencia muy oblicua $\theta \geq \theta_{Brewster}$

Los principales cambios en las características del flujo en diques cuando la incidencia del oleaje es muy oblicua se describen a continuación.

**Reflexión.** Cuando una onda incide con un ángulo mayor a un ángulo crítico ( $\theta_{Brewster}$ ), además de la onda incidente y la reflejada, se crea una tercera onda corredera denominada “stem wave”, que se propaga en dirección paralela al dique y que tiene un efecto de separación del punto de reflexión (Wiegel, 1964). Este fenómeno, denominado “Mach reflection”, fue observado por Perroud (1957) realizando experimentos sobre la reflexión de una onda solitaria en una pared vertical. En la Figura 4.2 se muestra la evolución de la reflexión a medida que el ángulo de incidencia se incrementa. La letra *I* representa el tren incidente, *R* el tren reflejado, *C* la ola corredera, *A* el punto de reflexión y  $\alpha = 90^\circ - \theta$ . La interacción de las tres ondas ocurre para ángulos mayores a  $50^\circ$  y, si se aumenta aún más el ángulo de incidencia ( $\theta > 80^\circ$ ), la onda reflejada desaparece y el frente de onda, en las cercanías a la pared, se alinea perpendicular a ésta. En ambos casos el ancho de la ola corredera aumenta con su propagación.

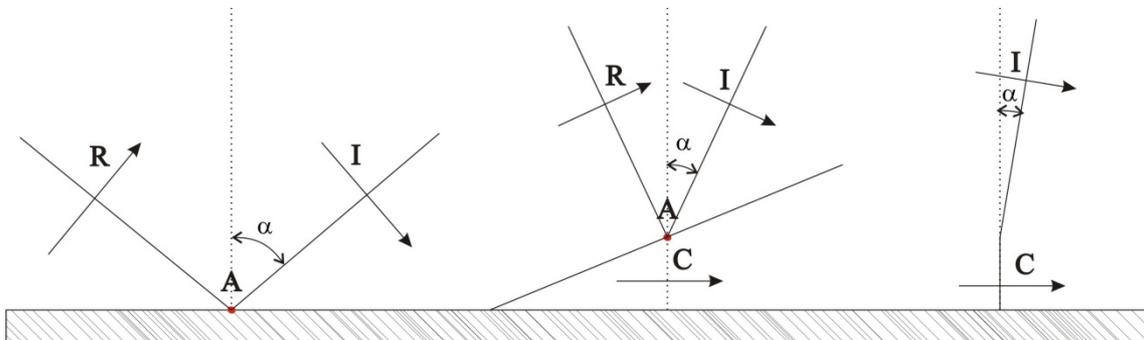


Figura 4.2. Esquema de los distintos patrones de reflexión, Wiegel (1960).

En su mayoría, los estudios teóricos del “mach stem” se han realizado utilizando teorías de pequeña amplitud (Miles, 1977; Mevile, 1980; Yue y Mei, 1980; Yoon y Liu, 1989). Esto se debe a que la formación de la onda corredera se atribuye a la interacción no lineal entre la ola incidente y reflejada. En teoría lineal no existe propiamente un “mach stem”; sin embargo, el comportamiento del coeficiente de reflexión para ángulos mayores al ángulo de Brewster indica la existencia de un nuevo patrón de reflexión.

En los ensayos UGR (Anejo III) correspondientes a la dirección N15W ( $\theta = 75^\circ$ ) se observó la alineación perpendicular del tren incidente en las cercanías al dique. En la Figura 4.3 se observa la ola corredera propagándose a lo largo del dique.

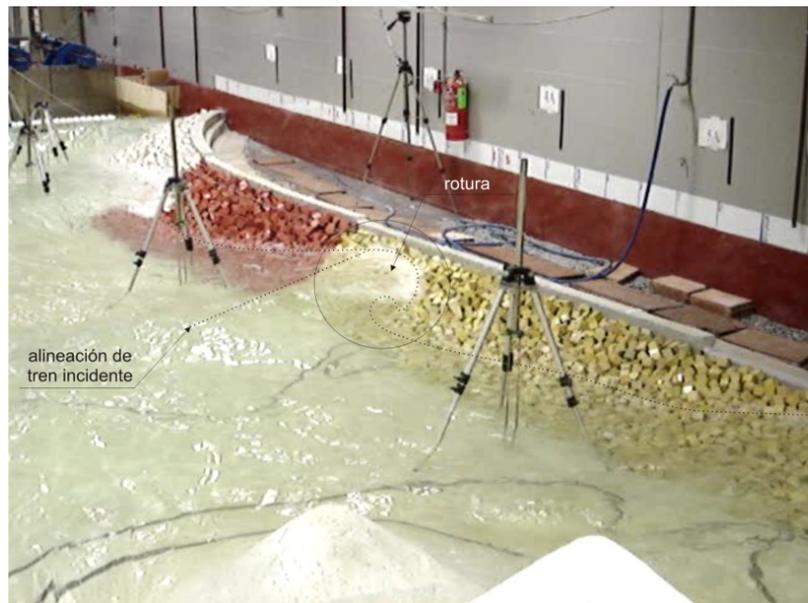


Figura 4.3. Alineación del frente de onda del tren incidente ensayos UGR. H12T15FN15W.

En un dique en talud la ola corredera presenta tres procesos principales:

- 1) una doble cesión de energía (difracción) debida a la transmisión del flujo dentro del medio poroso y a la rotura de la ola corredera,
- 2) un asomeramiento por la presencia del talud y,
- 3) un proceso de refracción o cambio de dirección que sucede en el momento en que la ola “siente” el talud e intenta alinearse con él. El ancho de la ola corredera crece en función de la cesión lateral de energía, por lo que éste aumenta hasta que se alcanza un equilibrio (Pérez, 2007).

**Disipación.** Memita y Sakai (2004) analizaron experimentalmente las características de la rotura de una ola corredera a lo largo de una pared vertical impermeable. Encontraron que cuando el tren se alinea perpendicular en la zona cercana a la pared y no existe ola reflejada ( $\theta > 80^\circ$ ), la rotura que se produce es similar a la de una onda progresiva. Por lo tanto, es posible determinar la altura máxima de la ola corredera con ayuda de la formulación propuesta por Goda (1975). En el caso de que las tres olas estén presentes (ola incidente, reflejada y corredera) el índice de rotura es mayor que el que se obtiene para las ondas progresivas.

En los ensayos UGR (Anejo III) se observó que, debido a la influencia de los procesos de difracción, refracción y asomeramiento, la rotura de la ola corredera es constante a lo largo del talud. Son principalmente los procesos de asomeramiento y refracción los que ocasionan su peraltamiento. Bajo estas condiciones se presentaron tres tipos de rotura: en

colapso para peraltes pequeños, en voluta la mayoría de los casos y en decrestamiento con peraltes mayores. La Figura 4.4 corresponde a una secuencia de imágenes en las que se muestra la evolución de la rotura de la ola corredera, a medida que se propaga a lo largo del dique. Las dos líneas rojas que aparecen en las imágenes delimitan la zona de acción de las fuerzas actuantes. La fotografía A corresponde al instante en que la ola comienza a ascender por el talud. En ese momento las piezas están sometidas a fuerzas de arrastre transversales. En la fotografía B se cómo la ola rompe en voluta. En la fotografía C, la ola ha roto y las fuerzas de arrastre transversales son ahora en el sentido de descenso. Finalmente, en la fotografía D la energía se ha disipado casi en su totalidad. La propagación de la onda hace que en todo momento estén presentes las fuerzas de arrastre longitudinales.

Se aprecia que la rotura es mucho más suave que para incidencia normal y, debido a su orientación (paralela al dique) el ascenso y descenso máximo sobre el talud son limitados.

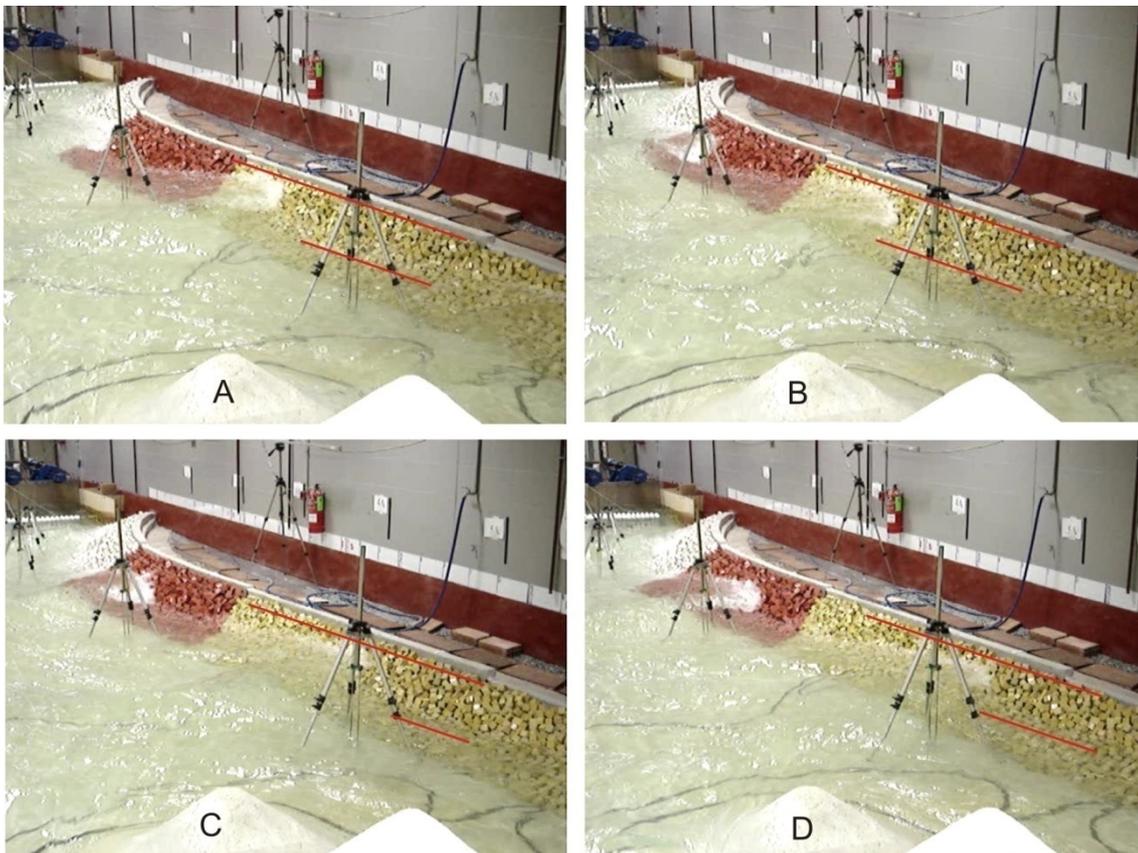


Figura 4.4. Secuencia de imágenes que ilustran el proceso de rotura de la ola corredera.

**Estabilidad del manto.** Bajo condiciones de oleaje perpendicular se sabe que los diques en talud dañados o en proceso de re-ajuste desarrollan un perfil en forma de  $S$  que les permite evitar o ralentizar la progresión del daño (Losada, 1992; Benedicto, 2004; Clavero, 2007). Las piezas removidas del manto tienden a caer a pie de dique y esta acumulación de

material forma una berma que produce la rotura del oleaje antes de que éste alcance la zona erosionada.

En el caso de incidencia muy oblicua no sucede lo mismo. Si algunas piezas del manto son extraídas, la acción continua del flujo paralelo al dique tiende a “lavar” las unidades que quedan con mucho más facilidad. En estas condiciones el dique no es capaz de desarrollar ningún perfil que le permita mitigar la progresión del daño, por lo que la destrucción sucede mucho más rápido que para incidencia normal (Pérez et al., 2007).

En los ensayos UGR (Anejo III) se observó que el avance de las averías en general fue rápido. Las figuras Figura 4.5 y Figura 4.6 muestran la evolución de una avería en una de las secciones del dique para una pareja periodo-altura incidente de  $T = 15.5$  s y  $H = 10$  m (prototipo). Durante la primera tanda de ensayos se presentó el inicio de avería que se muestra en la Figura 4.5. Si se observa con detenimiento en la zona limitada por la elipse en color rojo, ya se distingue la capa secundaria. El modelo se sometió a una nueva tanda de ensayos manteniendo los mismos parámetros de periodo y altura de ola. La Figura 4.6 muestra la destrucción de la sección. La parte superior del dique se perdió y parte del material interior fue arrastrado en la dirección de propagación. Estas imágenes muestran la facilidad con la que las averías progresan cuando el flujo del agua es paralelo a la estructura.



Figura 4.5. Avería de Iribarren sección D para  $H = 10$  m -  $T = 15$  s, N (primera tanda).



Figura 4.6. Destrucción del dique sección D para  $H = 10$  m -  $T = 15$  s, N (segunda tanda).

**Rebase.** En los ensayos UGR (Anejo III) se observó que el tren de onda que se propaga a lo largo del talud asciende ocasionando la acumulación del agua en el espaldón y por lo tanto su desbordamiento (véase Figura 4.7). Bajo estas condiciones, además de reducirse el caudal de rebase, el chorro de agua que se desborda no genera impacto en la estructura.



Figura 4.7. Ocurriencia de rebase, ensayos UGR (Anejo III).

**Resumen.** Se ha hecho una recopilación de los principales procesos que están involucrados en las diferentes configuraciones de diques de abrigo cuando la incidencia supera el ángulo de Brewster y cuyos resultados se muestran en la Figura 4.8.

- Dique vertical impermeable. Se desarrolla la ola corredera que presenta un aumento de altura de ola en las cercanías el dique. El ancho de la ola corredera se incrementa con su propagación.
- Dique vertical permeable. En este caso existe una cesión lateral de energía debido a la porosidad, por esta razón la altura de ola en las cercanías a la pared disminuye. Como existe disipación de energía dentro del medio, la cesión de energía es continua, por lo que, al establecerse un balance de energía, el ancho de la ola corredera debe ser constante.
- Talud impermeable. La ola corredera en las cercanías a la estructura se refracta, asomera y por lo tanto rompe. En este caso existe una cesión lateral de energía por parte del tren incidente, para compensar la energía que se pierde por la acción de la rotura.
- Talud permeable. Suceden los mismos procesos anteriores pero incorporando la difracción y disipación en el medio poroso. En este caso, la cesión lateral de energía será para compensar la energía perdida por rotura y por la disipación en el medio poroso.

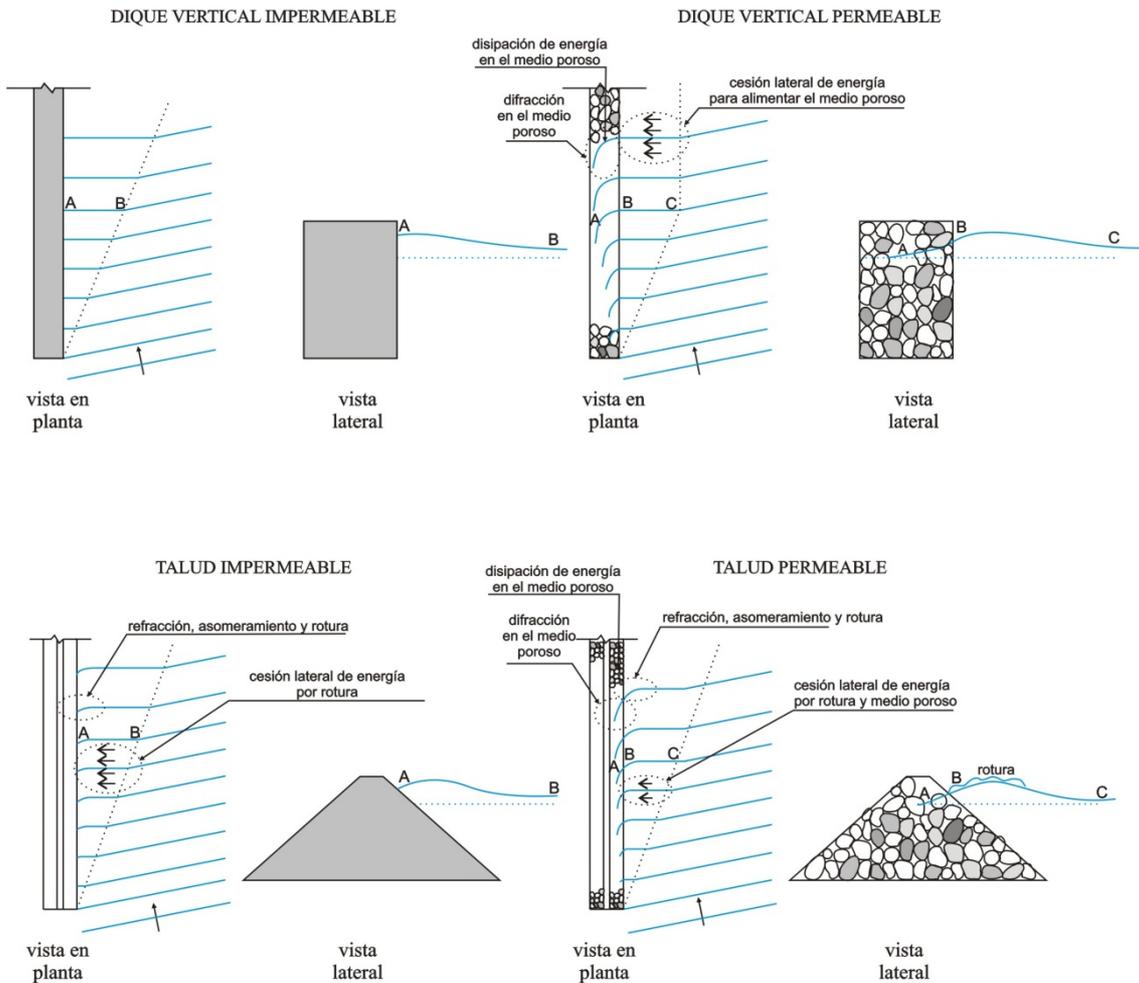


Figura 4.8. Esquema de los procesos involucrados en diferentes tipologías de diques de abrigo, cuando la incidencia del oleaje supera el ángulo de Brewster.

### 4.3 Diseño de espaldones con incidencia normal del oleaje

Debido a los cambios que se presentan en el proceso de rebase cuando la incidencia del oleaje es oblicua o muy oblicua, es posible plantearse la posibilidad de optimizar el diseño de los espaldones. Para ello, es necesario analizar, como primer paso, los métodos que habitualmente se emplean en el diseño cuando la incidencia del oleaje es normal al dique, así como las bases para el diseño. Por esta razón en esta sección se presenta una breve reseña de las bases y los métodos que existen para el diseño de espaldones con oleaje normal y que sirva de base para su modificación y posterior aplicación al diseño con condiciones de oleaje oblicuo.

### 4.3.1 Bases para el diseño

El procedimiento para diseñar un espaldón se basa en:

- La elección de la cota de coronación del espaldón se determina en función del caudal de rebase admisible.
- El proceso constructivo y el costo rigen la elección de la cota de cimentación de la superestructura. Para facilitar su construcción se suelen apoyar por encima de la bajamar.
- El grosor y las dimensiones restantes se obtienen del análisis de estabilidad de los modos de fallo adscritos a los Estados Límite Últimos, que deben incluir el vuelco y el deslizamiento.

**Clasificación de los esfuerzos.** Como en todo proceso de diseño, una vez seleccionada la tipología adecuada, el siguiente paso es la determinación de las cargas a las que estará sometida la estructura. Una primera clasificación de las cargas permite diferenciar entre cargas hidráulicas, cargas de uso y peso propio. Las primeras se dividen en cargas hidrostáticas y cargas dinámicas. Las hidrostáticas aparecen si el espaldón se encuentra sumergido en el agua, las dinámicas son debidas a la acción del oleaje.

Una segunda clasificación de las cargas puede hacerse según la dirección en que actúa. Así se tienen cargas exteriores que son aplicadas sobre el frente expuesto del dique y se dividen en: hidrostáticas, dinámicas y, en caso de que la estructura esté protegida por un talud de bloques habrá que estimar el empuje activo del talud sobre el espaldón. Las cargas interiores son aplicadas sobre la carga protegida del dique y se clasifican en: hidrostáticas, dinámicas y el empuje activo de tierras si el dique contiene un relleno en la parte posterior. Las subpresiones son las cargas aplicadas en la base del cajón y también se dividen en: cargas hidrostáticas y cargas dinámicas. El peso deberá estimarse considerando la reducción de la densidad de la parte sumergida del cajón (flotabilidad). Por último, han de estimarse las cargas de uso.

**Modos de fallo.** Los principales modos de fallo (hidrodinámicos) de un espaldón se ejemplifican en la Figura 4.9 y son:

- Erosión en la parte frontal por la acción del oleaje (Figura a).
- Deslizamiento por un coeficiente de fricción insuficiente entre el dique y el espaldón (Figura b).
- Vuelco (Figura c).
- Fallos estructurales debido a esfuerzos excesivos (Figura d).
- Erosión en la parte posterior del dique por rebase, y/o la transmisión (Figura e).

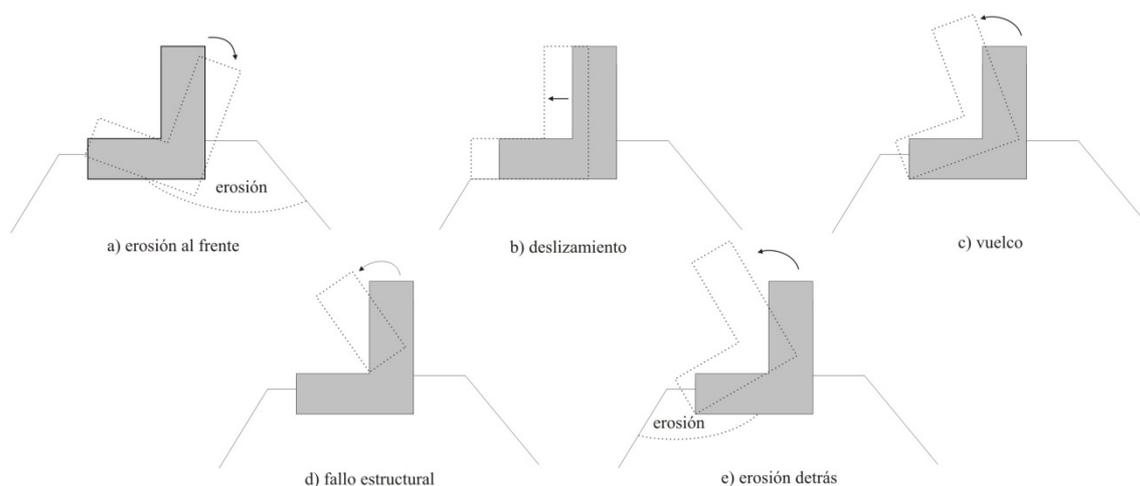


Figura 4.9. Principales modos de fallo en espaldones (Günbak et al., 1984).

Los modos de fallo por erosión se pueden prevenir si en la parte frontal se construye una berma con un ancho suficiente para proteger la superestructura. La erosión en la parte posterior se puede evitar si se extiende la base de hormigón del espaldón de tal forma que el agua que rebase no erosione la parte posterior del dique. El cuerpo del dique debe ser lo más impermeable posible para evitar la acción de fuerzas de subpresión en la base del espaldón, así como la erosión de la parte posterior del dique. El coeficiente de fricción entre el dique y el espaldón se puede incrementar significativamente si se construye un tación que penetre en el cuerpo del dique (Gravesen y Sørensen, 1977; Günbak et al. 1984).

**Criterios de estabilidad.** En los tipos de fallo anteriormente descritos se encuentran una serie de averías en las que la estabilidad del espaldón se ve afectada por la estabilidad de los mantos. En este trabajo se analizan solamente los fallos relacionados con movimientos del espaldón en la hipótesis de que la cimentación permanece inalterada. Aceptada la hipótesis anterior, lo únicos movimientos posibles son el deslizamiento y el vuelco.

El planteamiento estático del equilibrio del espaldón supone la elección de las fuerzas máximas instantáneas actuantes, supuestas constantes en el tiempo y la comparación con las fuerzas estabilizantes, también constantes en el tiempo.

- Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento

$$CS_d = \frac{\mu(Peso - Subpresiones)}{\sum F.Horizontales} \quad (4.3)$$

- Coeficiente de seguridad frente al vuelco

$$CS_v = \frac{M_{peso} - M_{subpresiones}}{\sum M_{F.Horizontales}} \quad (4.4)$$

donde  $\mu$  representa el coeficiente de fricción entre el cajón y la banqueta de cimentación.

Como norma general  $CS_d$  y  $CS_v$  deben ser mayores o iguales a 1.4 – 1.2, respectivamente. El coeficiente de fricción  $\mu$  se considera generalmente igual a 0.6.

**Solicitaciones hidrodinámicas.** Definidos los modos de fallo y seleccionado el criterio de estabilidad, resta determinar las fuerzas actuantes sobre la estructura; como se sabe las más importantes son las debidas a la acción de las olas. Como se ha visto en el capítulo 3, las series temporales de presión en una pared impermeable dependen del peralte ( $H/L$ ) y la forma de impacto de la ola.

### 4.3.2 Formulaciones de diseño

Existen pocos métodos para calcular las fuerzas generadas por el oleaje en un espaldón, siendo algunos de ellos: Iribarren y Nogales (1964), Jensen (1984), Günbak y Gökce (1984), Martín et al (1995). El primer método es bastante conservador. En el segundo método la influencia del periodo de la ola no está bien representado, y como el autor no consideró la reducción de las fuerzas por la influencia del manto, los resultados obtenidos tienen un incremento de aproximadamente 30% (Bradbury et al., 1988; Martín et al., 1995). El tercer método es difícil de aplicar en el campo de la ingeniería. El cuarto método es bastante simple en su aplicación, considera adecuadamente la reducción de las fuerzas por la influencia del manto y las dos presiones asociadas a los dos picos que generalmente se observan en los registros de presión.

A continuación se describe brevemente la metodología propuesta por Martín et al. (1995) que será después modificada para el diseño considerando incidencia oblicua.

#### 4.3.2.1 Método de Martín et al. (1999)

La hipótesis fundamental de este método es que la onda incide sobre el espaldón tras la rotura en el manto y, por lo tanto, no se producen presiones de impacto.

Los autores realizaron una serie de experimentos en el Laboratorio de la Universidad de Cantabria (Losada et al., 1995; Martín, 1995). De los resultados concluyeron que el patrón de presiones de un bore incidiendo sobre una estructura vertical tiene dos máximos relativos. El primer máximo se debe a la desaceleración del frente del bore y el segundo a la acumulación del agua sobre la pared. Ya Günbak (1984) distinguió las dos presiones, sin embargo, las supuso actuando simultáneamente. La novedad fundamental del método de Martín (1995) es que trata por separado las dos presiones puesto que no se producen simultáneamente y son originadas por distintos fenómenos. Por lo tanto, el autor propone calcular en primer lugar las presiones dinámicas ( $P_d$ ) y en segundo lugar las presiones pseudohidrostáticas, también llamadas presiones reflectivas, asociada al segundo pico.

La presión dinámica,  $P_d$ , es la más violenta, y ocurre por el cambio de dirección repentino que sufre la lámina de agua que asciende por el talud y que se encuentra en su trayectoria al espaldón. Esta presión no es uniforme a lo largo del espaldón, su distribución se presenta en la Figura 4.10. Se observa que en la región protegida por el manto la presión dinámica se reduce significativamente, ya que las olas alcanzan la estructura después de atravesar el medio poroso. Esta reducción,  $\lambda$ , se obtiene mediante una función experimental que depende de la longitud del medio poroso respecto a la longitud de la onda incidente.

La presión reflectiva,  $P_r$ , ocurre por la oscilación lenta de la columna de agua en el momento que alcanza el ascenso máximo y comienza el descenso. Esta presión, dadas sus características estáticas, sigue una distribución lineal con el máximo en la base del espaldón, es decir una ley hidrostática.

Para el cálculo de las subpresiones debidas a cada una de las presiones descritas el autor impone la condición de compatibilidad de presiones entre el pie del espaldón en su zona expuesta y en la zona protegida. Si la cota de cimentación del espaldón se encuentra por encima del nivel del mar de cálculo, la presión en la zona protegida se supone nula. De no ser así deberá determinarse la presión debida a la onda transmitida a través del macizo poroso.

Una vez calculadas las dos situaciones de carga, la de proyecto será la que de lugar al menos coeficiente de seguridad.

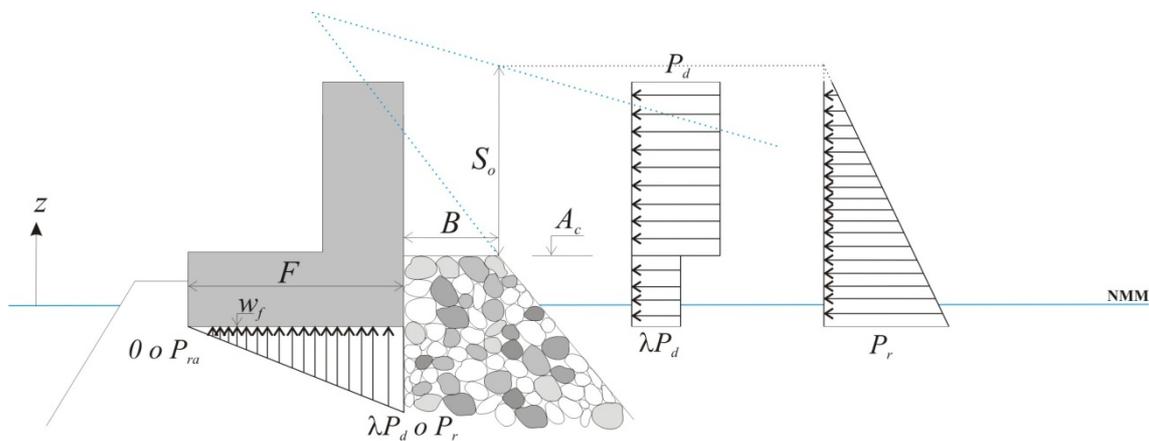


Figura 4.10. Esquema de las distribuciones de presión en el espaldón. Método de Martín et. al. (1999).

Los autores proponen las siguientes expresiones semi-empíricas para determinar las presiones y subpresiones, dinámicas y reflectivas, respectivamente.

La presión dinámica se evalúa con la siguiente expresión,

$$P_d = \alpha \rho g S_o \quad (4.5)$$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $\rho$  la densidad del agua de mar y  $\alpha$  es un parámetro adimensional que depende, al igual que  $S_o$ , del flujo en el talud.

Basándose en sus resultados experimentales, los autores concluyen que los parámetros  $S_o$  y  $\alpha$ , depende solamente del ascenso máximo en un talud infinito y en la velocidad de las partículas de la lámina de agua. Esta suposición se debe a que para la rotura en colapso o en oscilación, la cinemática y dinámica del chorro de agua en el borde de la berma no dependen de la presencia del espaldón y el periodo de ascenso y descenso máximo es mayor o igual al periodo del oleaje incidente, por lo tanto no hay interacción entre las dos ondas. Con estas consideraciones las expresiones son las siguientes:

$$S_o = H \left( 1 - \frac{A_c}{Ru} \right), \quad (4.6)$$

$$\alpha = 2.9 \left[ \frac{Ru}{H} \cos \beta \right]^2, \quad (4.7)$$

y 
$$Ru/H = A_u (1 - \exp(B_u Ir)) \quad (4.8)$$

donde  $H$  es la altura de ola a pie de dique,  $A_c$  es la distancia vertical de la superficie libre hasta la berma,  $\beta$  el ángulo del talud,  $Ir$  el número de Iribarren y  $A_u$  y  $B_u$  son los coeficientes experimentales que dependen de la porosidad y la permeabilidad del manto, se presentan en la Tabla 4.1.

Piezas del manto	$A_u$	$B_u$	$A_d$	$B_d$
Rip-rap	1.80	-0.46	-1.10	0.30
Escollera	1.37	-0.60	-0.85	-0.43
Tetrápodos	0.93	-0.75	-0.80	-0.45
Dolos	0.70	-0.82	-0.75	-0.49
Cubos	1.05	-0.67	-0.72	-0.42

Tabla 4.1. Coeficientes experimentales de ajuste para el ascenso y descenso máximo en taludes con distintas piezas en el manto.

La presión dinámica en la zona protegida por el manto sufre una reducción que depende del parámetro  $\lambda$ . Los autores evaluaron este parámetro experimentalmente. Los resultados se ajustan a una curva del tipo,

$$\lambda = 0.8 \exp[-10.9 B/L] \quad (4.9)$$

Esta expresión experimental es válida para  $0.03 < H/L < 0.075$  donde  $H$  representa la altura de ola pie de dique,  $L$  la longitud de onda, y  $B$  el ancho de la berma que en general es de dos a tres veces el lado de cubo equivalente.

La presión reflectiva asociada al segundo pico ocurre en el instante en que la lámina de agua alcanza su ascenso máximo y comienza el descenso. En este momento, debido al cambio de dirección, las velocidades y aceleraciones de las partículas son casi nulas. El carácter estático de esta presión genera una distribución del tipo hidrostática. Los autores para evaluarla proponen la siguiente expresión:

$$P_r(z) = \mu \rho g (S_o + A_c - z), \quad w_f < z < A_c + S_o \quad (4.10)$$

El parámetro  $\mu$  depende de las características del impacto, para peraltes pequeños  $H/L < 0.02$ , el parámetro es igual o cercano a  $\mu = 1$ . Para  $H/L \sim 0.04$  el valor decae hasta 0.5 y para  $H/L \sim 0.075$  el parámetro  $\mu$  depende de la cantidad de unidades que conforman la berma,  $\mu = 0.45$  para una unidad,  $\mu = 0.37$  para dos unidades y  $\mu = 0.3$  para tres unidades.

La subpresión dinámica en la parte delantera del espaldón se considera igual a la presión dinámica reducida,

$$S_{P_d} = \lambda P_d \quad (4.11)$$

y en la parte del tacón es despreciable.

En el caso de la subpresión reflectiva, en la parte delantera es igual a la presión reflectiva,

$$S_{P_r} = P_r(z = w_f) \quad (4.12)$$

En la zona del tacón la subpresión es despreciable siempre y cuando el espaldón esté cimentado por encima de la amplitud de la ola transmitida por el manto. En el caso contrario se evaluará siguiendo las recomendaciones de Losada et al. (1993).

## 4.4 Diseño de espaldones con incidencia oblicua del oleaje

En este apartado se analizan las modificaciones que sufren las leyes de presiones en un espaldón con condiciones de oleaje oblicuo y muy oblicuo. Este análisis se realiza con los datos provenientes de los ensayos realizados para la ampliación del Puerto de Gijón por el laboratorio HR Wallingford, que se encuentran descritos en el Anejo IV.

### 4.4.1 Ensayos HRW

Dados los objetivos de este trabajo, se analizan únicamente los registros de presión y oleaje relacionados con el espaldón del dique Torres, para la dirección 343°N.

La Figura 4.11 muestra las cinco zonas del espaldón donde fueron colocados sensores de presión. Se eligió trabajar con las tres posiciones más cercanas a la zona de generación del oleaje, es decir, posiciones 3, 4 y 5. Esto se debe a que dada su cercanía con la zona de generación, es posible asumir que los frentes de onda llegan con ángulos de incidencia diferentes sin cometer un error considerable, contrario a lo que sucede con las posiciones 1 y 2 a las que el oleaje llega ya modificado por la propagación. Esta suposición permite analizar la variación de la presión ejercida por las olas que impactan la estructura para tres ángulos:  $\theta = 12^\circ$ ,  $43^\circ$  y  $82^\circ$ .

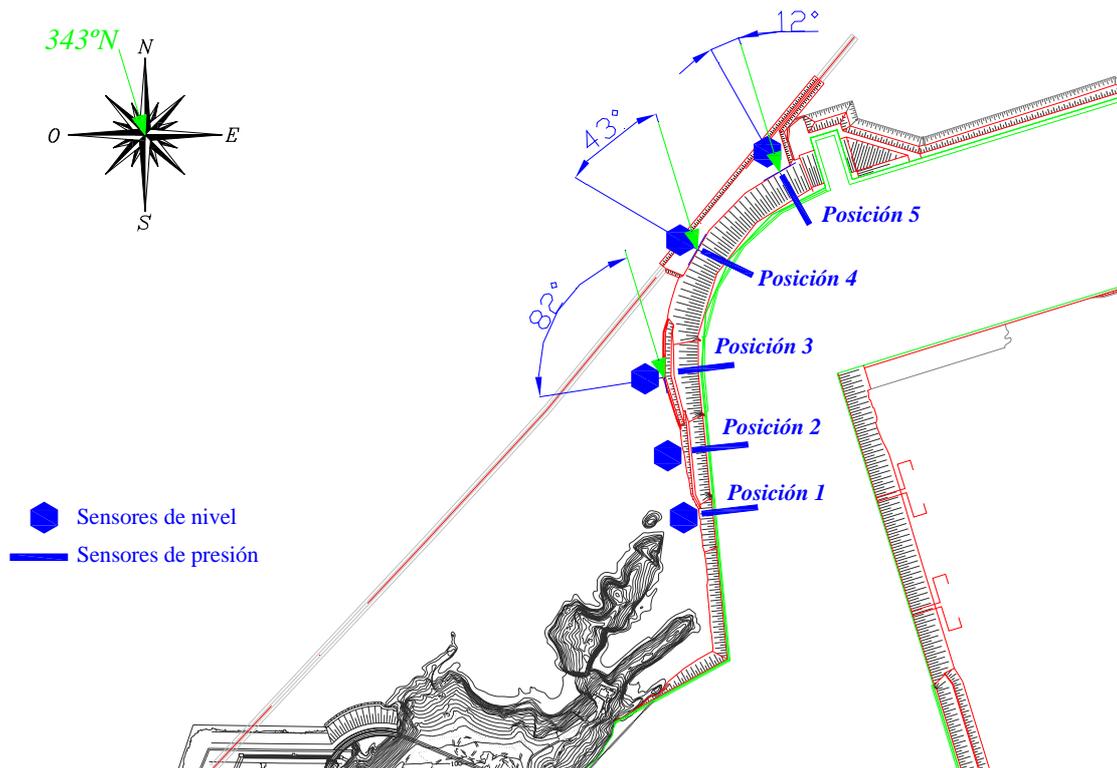


Figura 4.11. Posición de los sensores de presión en 5 secciones del espaldón, ensayos HRW.

#### 4.4.1.1 Análisis de los registros de presión para las posiciones 3, 4 y 5

Del total de estados de mar ensayados se han elegido para su análisis los cuatro en los que se registraron las presiones instantáneas mayores en las tres posiciones. El ángulo de incidencia, la altura de ola significativa y el periodo pico correspondientes, se presentan en la Tabla 4.2.

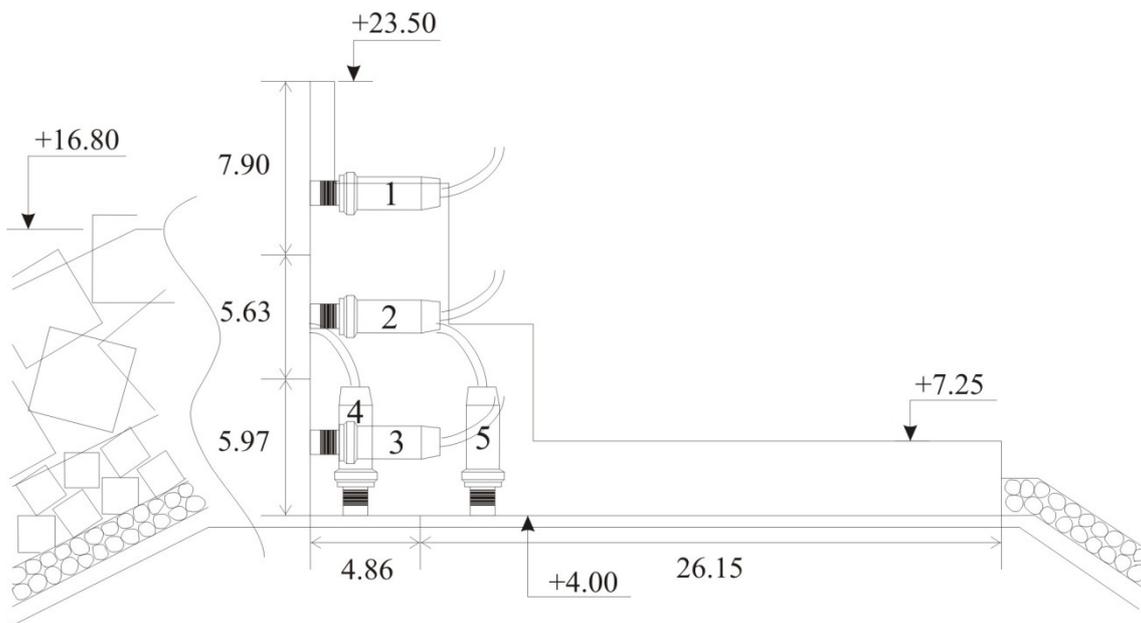
Ángulo de ataque	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)
343°N	9.0	15.0
343°N	10.0	15.0
343°N	9.0	20.0
343°N	10.0	20.0

**Tabla 4.2. Ensayos elegidos para analizar los eventos de presión en el espaldón.**

De cada uno de estos ensayos se obtuvieron los 2 eventos que registraron mayor presión en cada posición, con el fin de observar las principales características de los registros y por lo tanto de las distribuciones de presión. A continuación se presentan los correspondientes al ensayo  $H_s = 9 \text{ m} - T = 15 \text{ s}$ .

#### 4.4.1.2 Eventos máximos

La Figura 4.12 muestra la sección transversal del espaldón en la posición 5, así como la colocación de los sensores y su correspondiente área de registro. Se asume que en toda el área correspondiente a cada sensor, la presión es la misma.



**Figura 4.12. Colocación de los sensores de presión para las posiciones 4 y 5.**

El evento máximo de presión para esta posición se muestra en la Figura 4.13. En la primera gráfica se presenta el registro de altura de ola a pie de dique. Se observa que en  $t = 0 \text{ s}$  se tiene la altura de ola máxima a pie de dique, responsable del evento. Unos segundos después los sensores de presión comienzan a registrar.

Las tres gráficas restantes corresponden a la variación de la presión para los tres sensores frontales. En los tres casos los registros de presión presentan los dos picos característicos, sin embargo debido a la protección del manto, los picos de los sensores 2 y 3 están muy suavizados.

En el caso del sensor 1, el primer pico es bastante más pronunciado que el segundo, lo que indica una posible presión de choque.

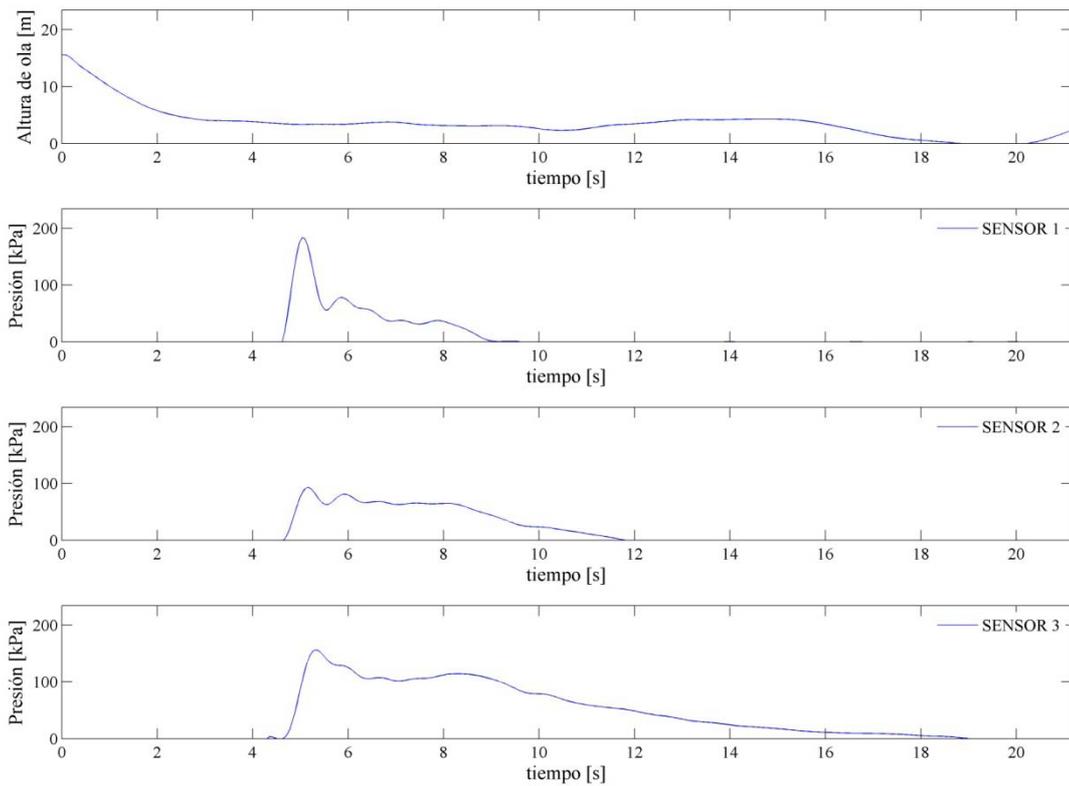
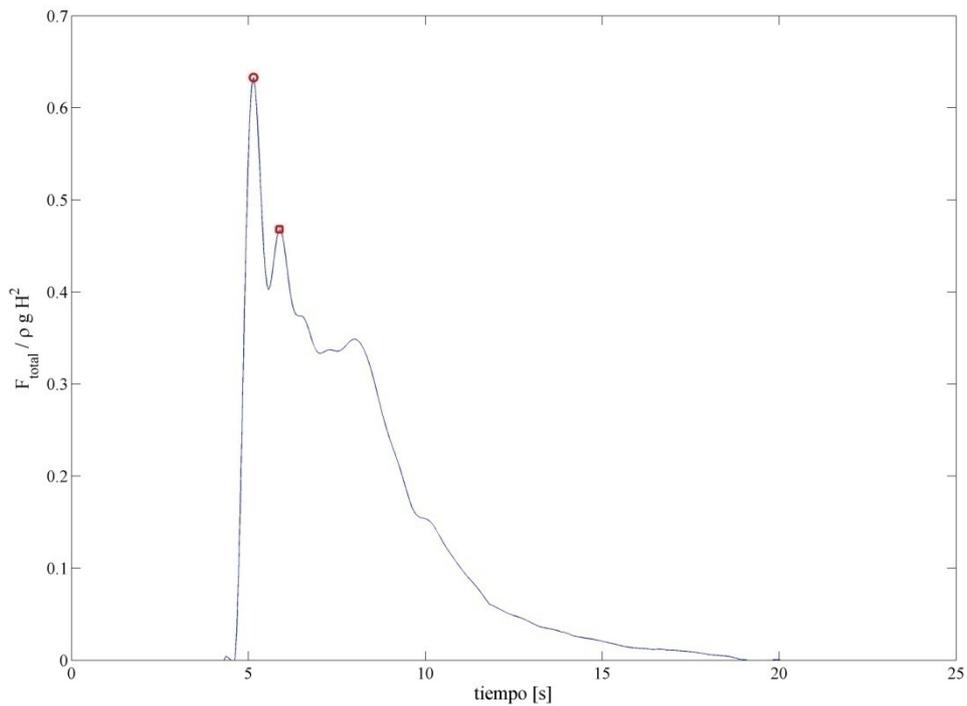


Figura 4.13. Registros de altura de ola y presión en los tres sensores frontales para el máximo evento, posición 5 ensayo  $H = 9\text{ m} - T = 20\text{ s}$ .

Si se integra la presión vertical a partir de los datos de los tres registros se obtiene el diagrama de la fuerza total instantánea sobre el espaldón. La Figura 4.14 muestra el correspondiente diagrama de fuerza instantánea-tiempo adimensionalizado con la altura de ola máxima a pie de dique, para este caso se consideró  $H_{pmax} = 15\text{ m}$  (dimensión en prototipo).



**Figura 4.14. Diagrama adimensional de la fuerza total en el espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .**

En él se observa claramente la presencia de dos picos y la presión asociada a la parte reflejante. Si se grafica la distribución de presión para los dos instantes en que ocurre cada uno de los picos se obtienen las curvas que se muestran en la Figura 4.15.

Dada su distribución es evidente que el primer pico corresponde a la presión dinámica asociada al impacto de la ola en la estructura, y unos segundos después ocurre el segundo pico que corresponde a la presión reflectiva.

Para ambos picos, el sensor 2 presenta una clara disminución de la presión debido a la protección del manto. Sin embargo en el sensor 3 no sucede lo mismo, la presión se incrementa de nuevo a pesar de estar protegida por el manto.

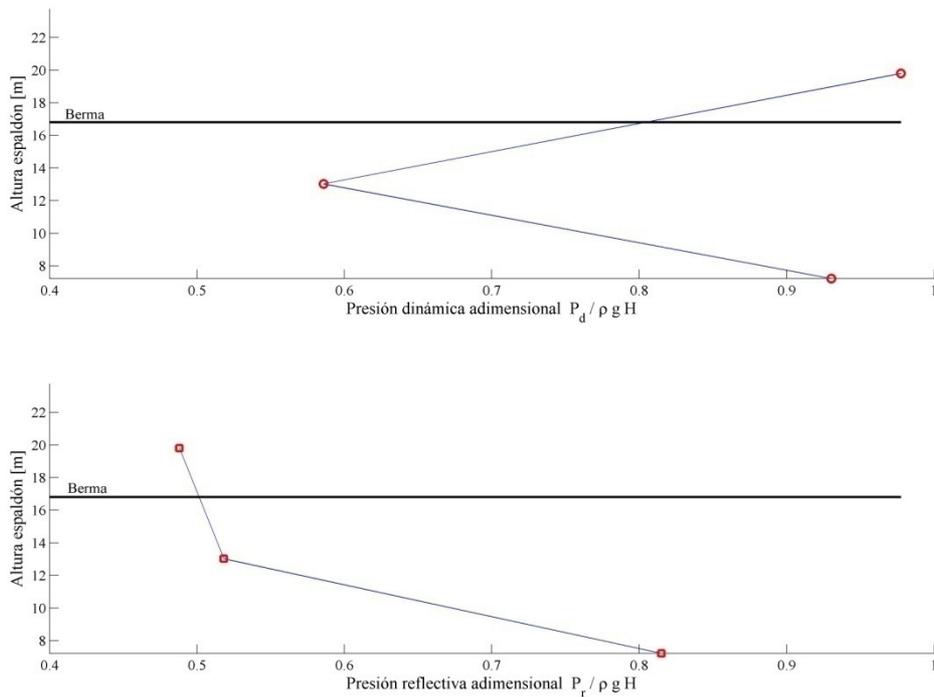


Figura 4.15. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza para el máximo evento, posición 5 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

En la Figura 4.16 se presentan los registros de los sensores colocados en la base del espaldón, para el mismo evento. Los sensores 4 y 5 presentan dos picos muy suavizados, porque la presión se mantiene más tiempo.

Integrando la presión en la base del espaldón se obtiene la Figura 4.17, que corresponde al diagrama adimensional de fuerza total instantánea horizontal. Se aprecian dos picos, mucho más suavizados y cercanos entre sí que para el caso anterior.

Si se grafican las distribuciones de presión asociadas a cada uno de los picos considerando los sensores 3, 4 y 5 y la curva se prolonga hasta el tacón del espaldón se obtiene una ley de subpresiones triangular. Aunque los tres picos que registran los sensores no son estrictamente simultáneos, considerarlos así sitúa el diseño del lado de la seguridad (véase Figura 4.18).

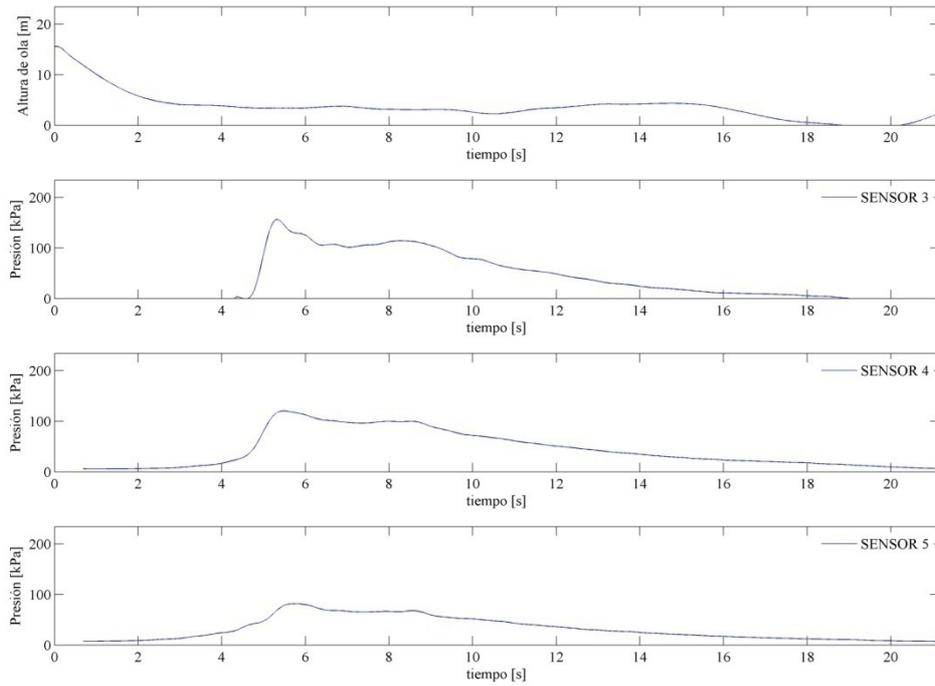


Figura 4.16. Registro de altura de ola y presión en la base del espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

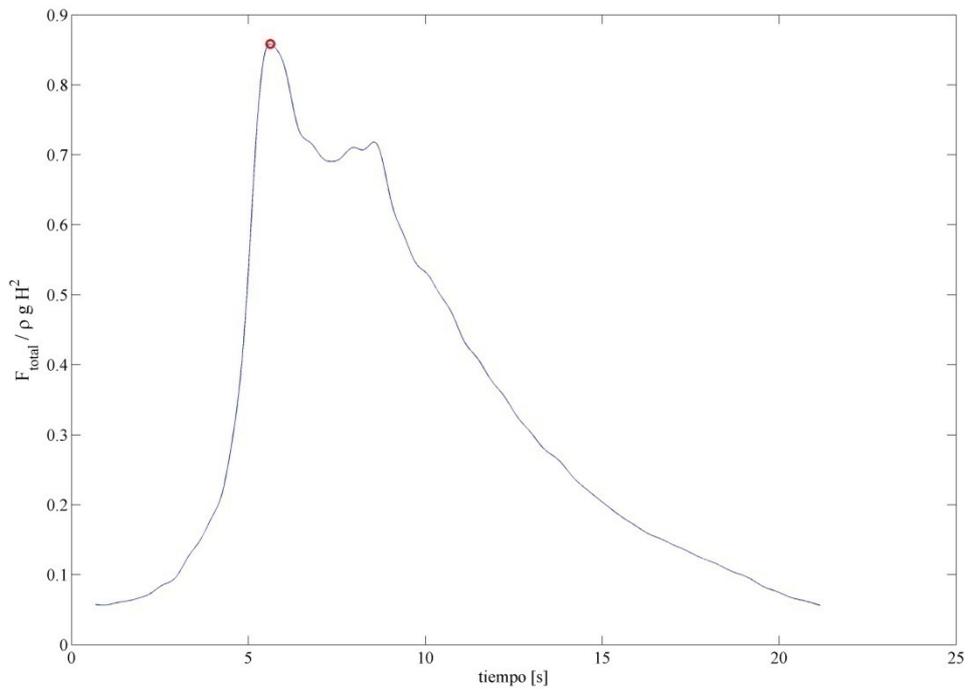
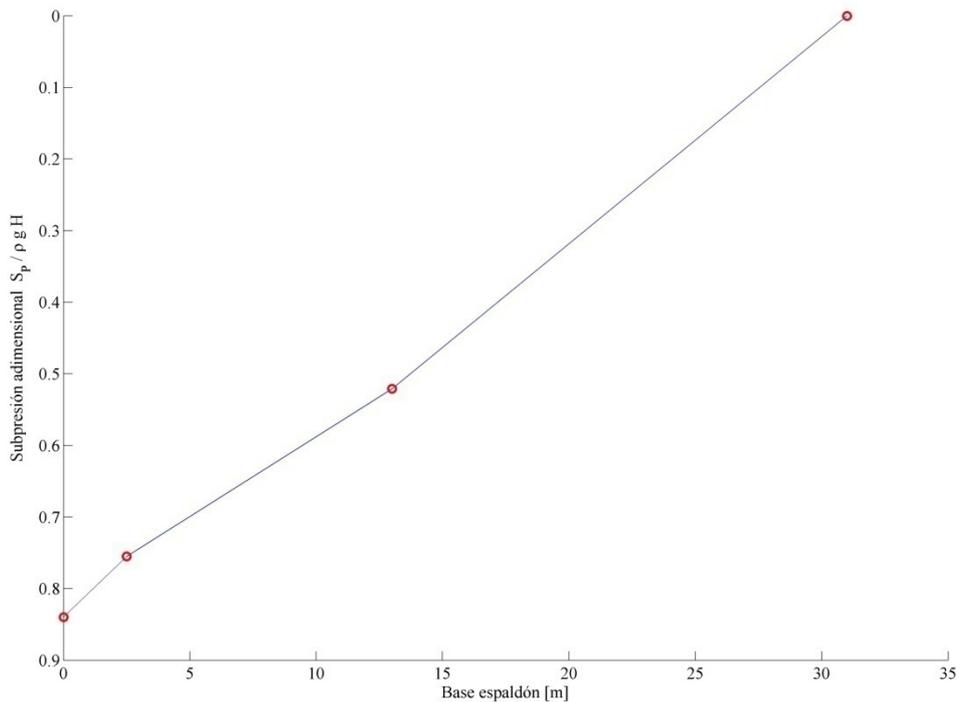


Figura 4.17. Diagrama adimensional de la fuerza total en la base del espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .



**Figura 4.18.** Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza en la base del espaldón para el máximo evento, posición 5 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

La sección transversal de la posición 4 es la misma que la que se muestra en la Figura 4.12. Los registros de altura de ola y presiones se muestran en la Figura 4.19. Los dos picos característicos en los registros ya no son tan evidentes, sobre todo para el sensor 1.

Al integrar en la vertical los diagramas de presión se obtiene el diagrama de fuerza adimensional que se muestra en la Figura 4.20. La gráfica presenta dos pico con valores mucho más cercanos entre ellos y menores en magnitud que en el caso anterior. Tanto el primero como el segundo pico han disminuido su magnitud en un 50% aproximadamente.

Al graficar las distribuciones de presión, Figura 4.21, se observa la presencia de las dos presiones: dinámica y reflectiva. Pero en este caso la distribución dinámica ha disminuido considerablemente, por lo que la presión reflectiva empieza a cobrar mayor importancia. Este comportamiento indica que el ángulo de incidencia del oleaje, al modificar la rotura de las olas en el talud, disminuye la presión de impacto de forma importante.

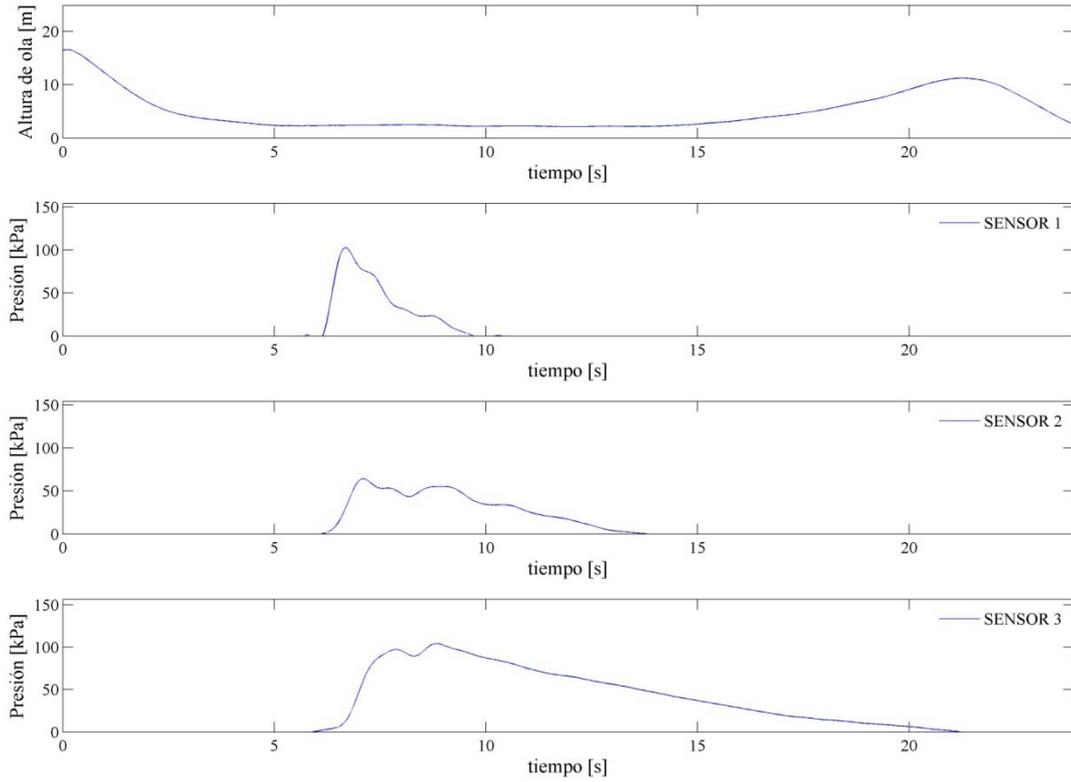


Figura 4.19. Registros de altura de ola y presión en los tres sensores frontales para el máximo evento, posición 4 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

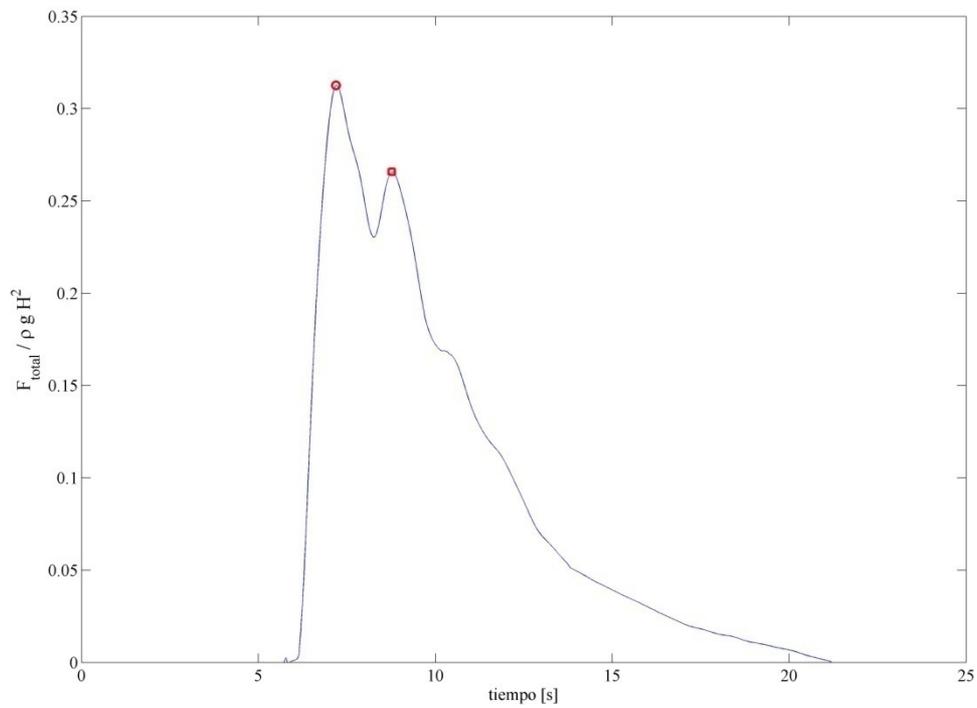


Figura 4.20. Diagrama adimensional de la fuerza total en el espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

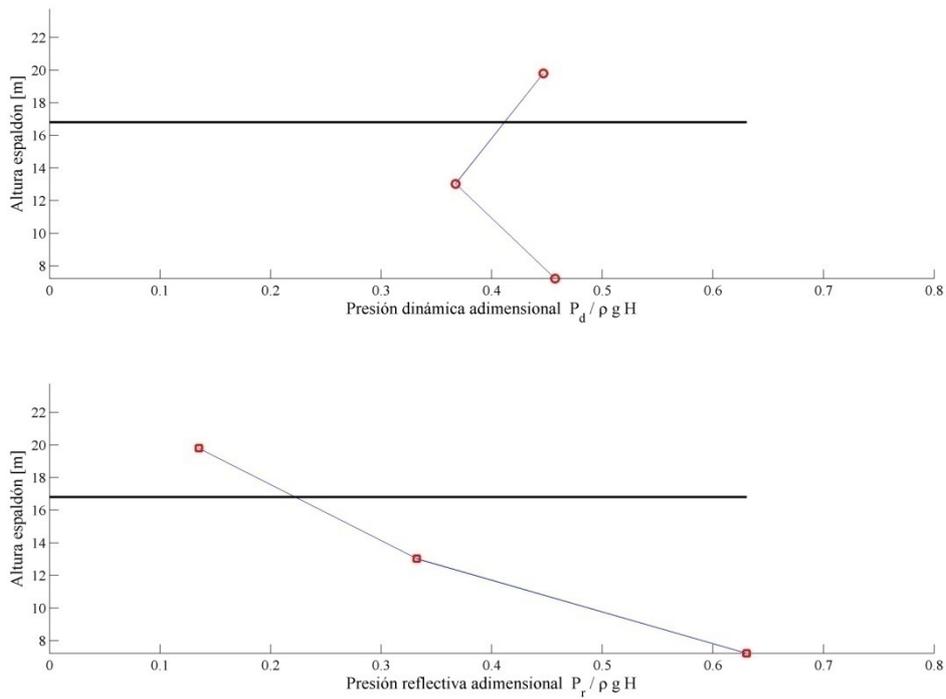


Figura 4.21. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza para el máximo evento, posición 4  $H = 9 \text{ m}$ - $T = 20 \text{ s}$ .

La Figura 4.22 corresponde a los registros de los sensores colocados en la base del espaldón, para la posición 4. Los registros de los sensores 4 y 5 presentan un valor máximo que se mantiene casi constante durante todo el evento. El diagrama adimensional de la fuerza total en la base, Figura 4.23, muestra dos picos con el mismo valor aproximadamente. Las distribuciones asociadas a estos dos picos, Figura 4.24, son muy parecidas entre sí y menores que en la posición 5.

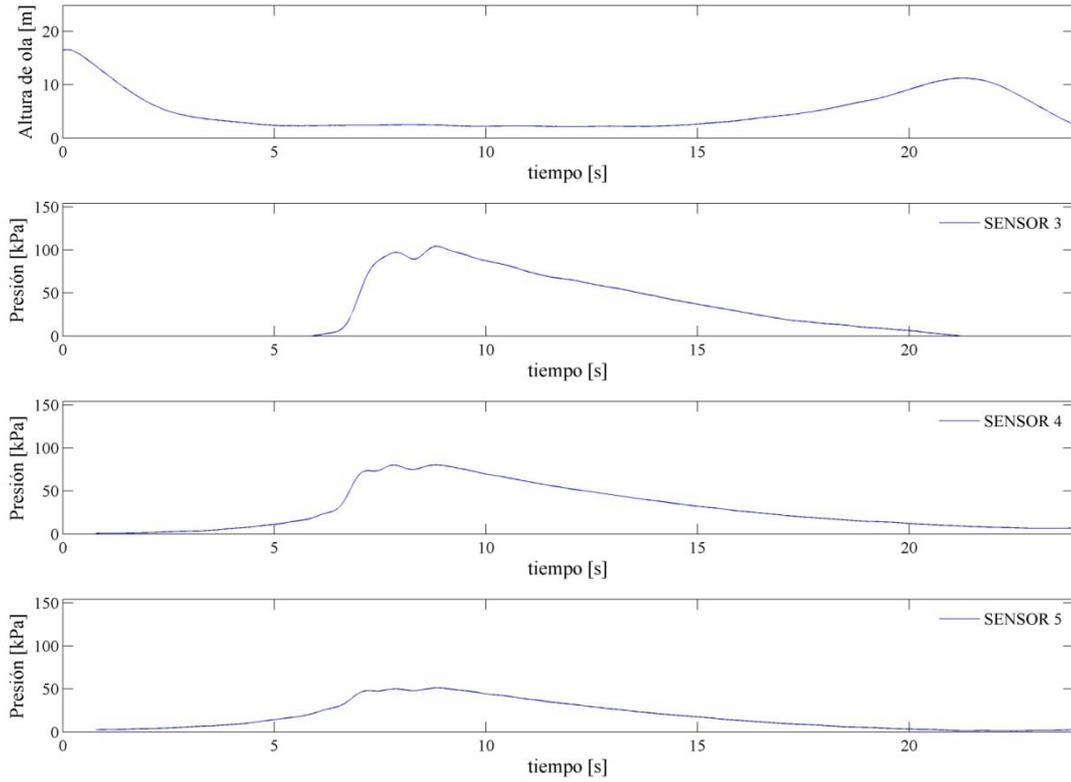


Figura 4.22. Registro de altura de ola y presión en la base del espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

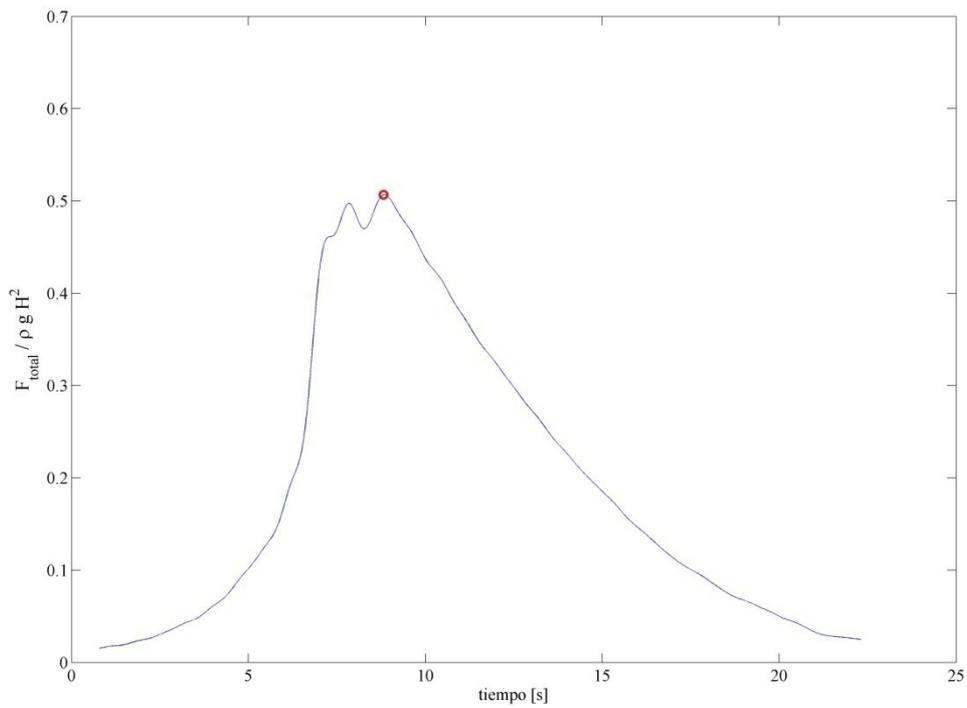


Figura 4.23. Diagrama adimensional de la fuerza total en la base del espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

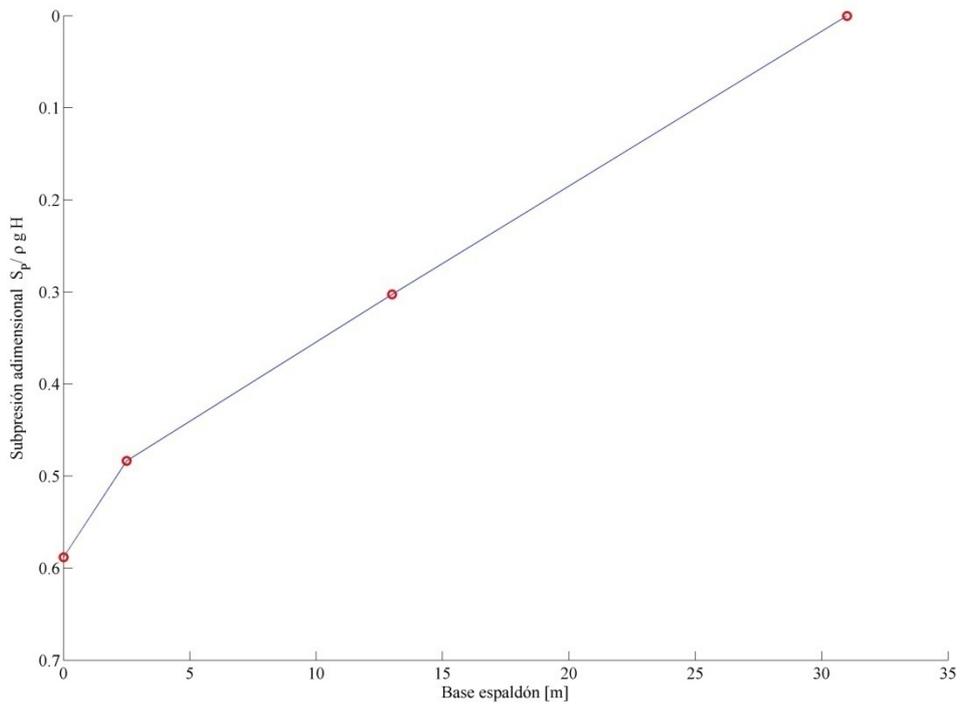


Figura 4.24. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerza en la base del espaldón para el máximo evento, posición 4 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

Las dimensiones de la superestructura en la posición 3, así como la colocación de sensores y sus respectivas áreas de influencia se muestran en la Figura 4.25.

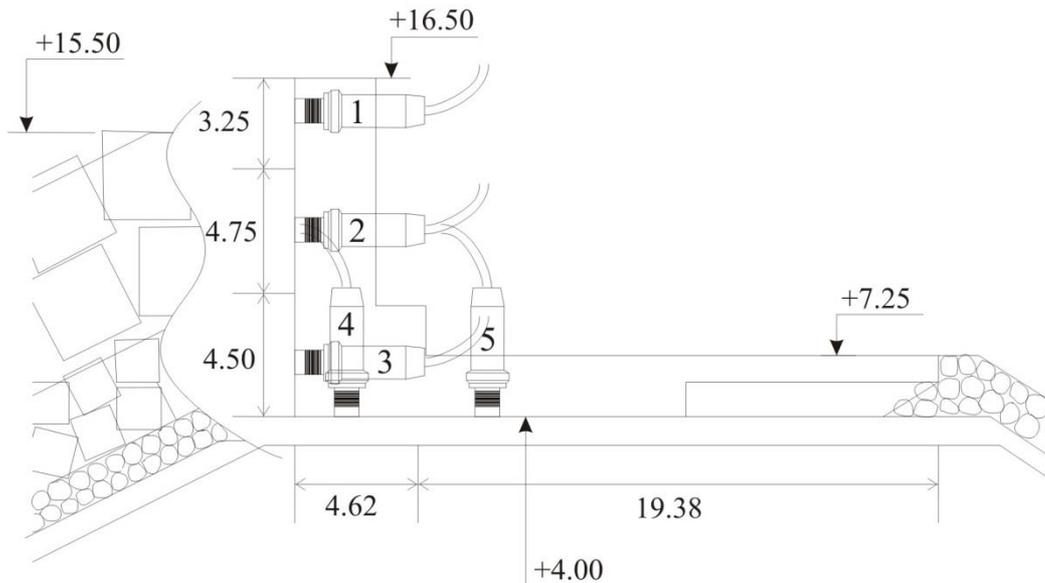


Figura 4.25. Colocación de los sensores de presión para la posición 3.

El registro de altura de ola a pie de dique y los registros de presión asociados, se presentan en la Figura 4.26.

Se observa que los tres registros de presión están bastante más suavizados que los analizados anteriormente. En el caso del sensor 1 el registro se asemeja al de una ola parcialmente estacionaria, es decir, la ausencia de impacto se refleja en el registro, al contrario de los casos anteriores.

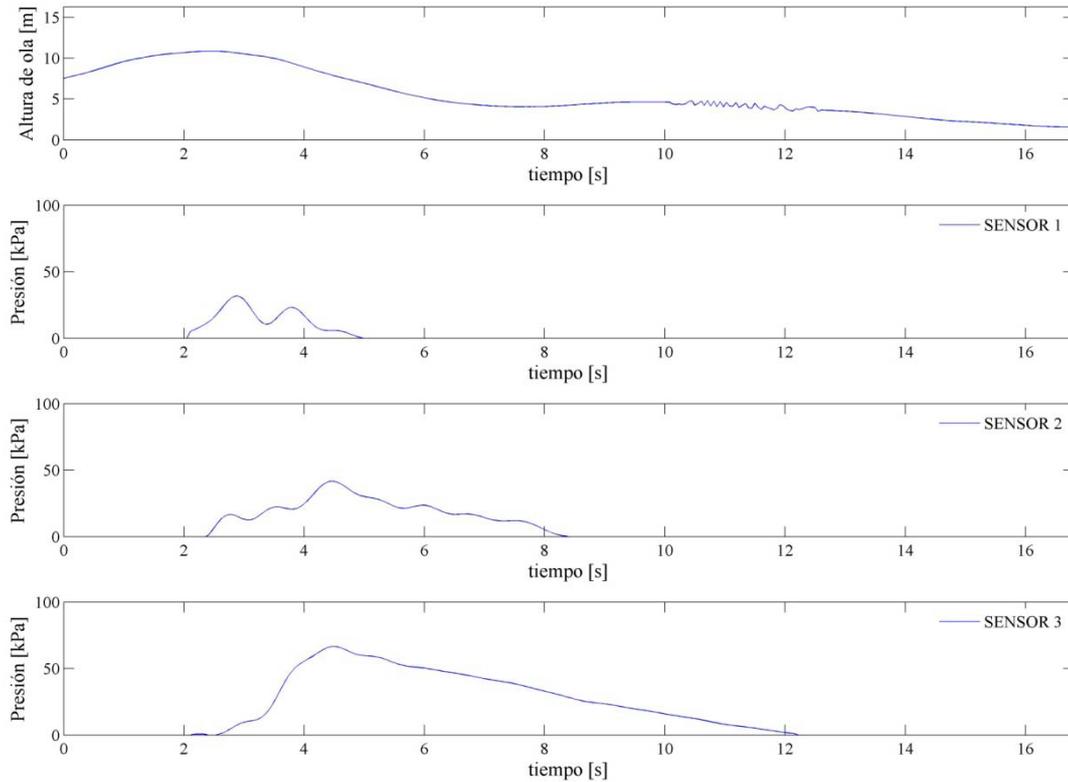


Figura 4.26. Registros de altura de ola y presión en los tres sensores frontales para el máximo evento, posición 3 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

El diagrama de fuerza total adimensional se muestra en la Figura 4.27. La gráfica presenta sólo un pico. En este caso es evidente que el ángulo de incidencia ha modificado considerablemente la presión en el espaldón.

Al graficar la presión asociada al pico, Figura 4.28, se observa que la distribución de presión es claramente reflectiva y de casi la misma magnitud que para el caso anterior. Esto indica que a medida que se incrementa el ángulo de incidencia, la presión dinámica va disminuyendo, hasta que se alcanza y se supera el ángulo de Brewster, ésta desaparece completamente. Como la ola ahora se propaga paralela a la estructura no existe impacto, sino que alcanza al espaldón y se apila en la parte frontal generando una presión del tipo hidrostática.

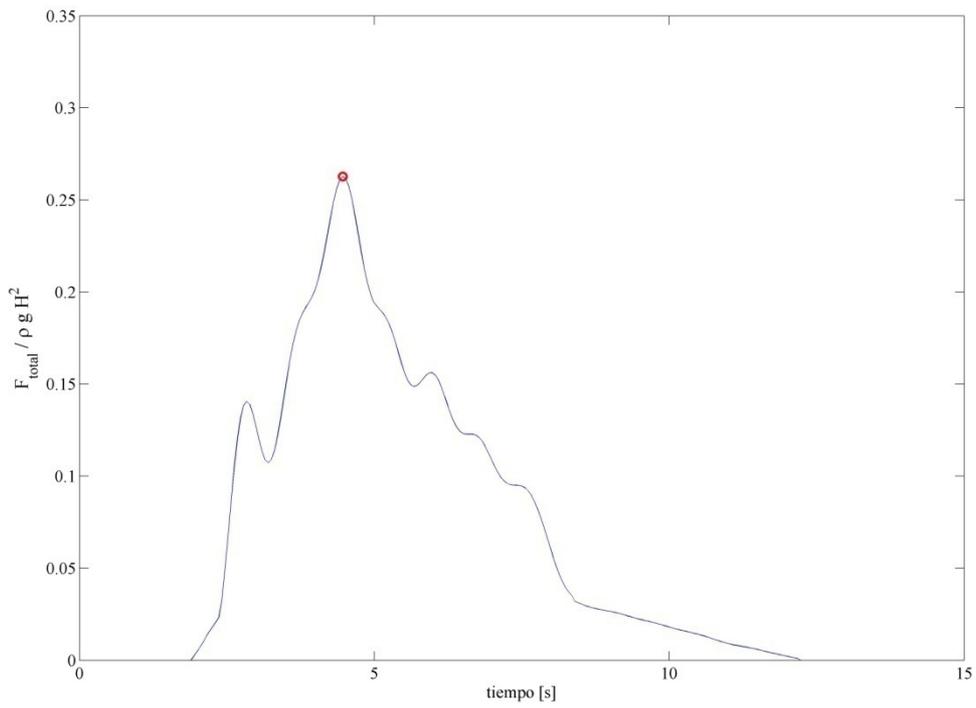


Figura 4.27. Diagrama adimensional de la fuerza total en el espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

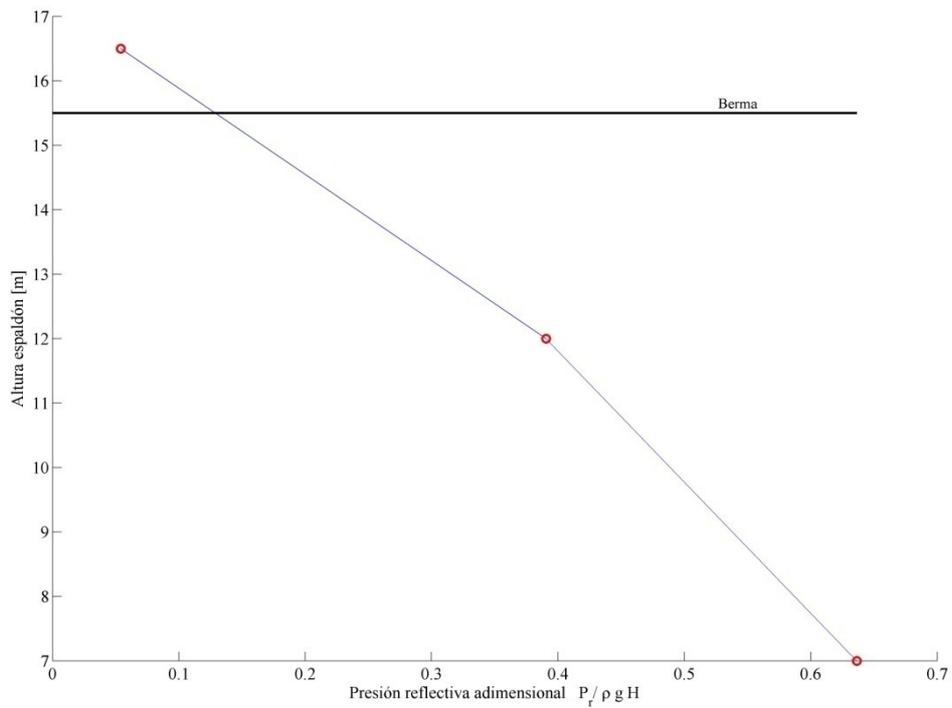


Figura 4.28. Distribución de presión en el espaldón asociada al pico del diagrama de fuerza para el máximo evento, posición 3 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

La Figura 4.29 corresponde a los registros de los sensores colocados en la base del espaldón, para la posición 3. En los registros ya no existen picos claros y presentan las características de una masa de agua que asciende y desciende por la pared. La distribución asociada al pico del diagrama de fuerza, Figura 4.30 y Figura 4.31, presenta valores mayores que para el caso anterior. Esto se debe a que en la posición 3 sólo actúa la presión reflectiva.

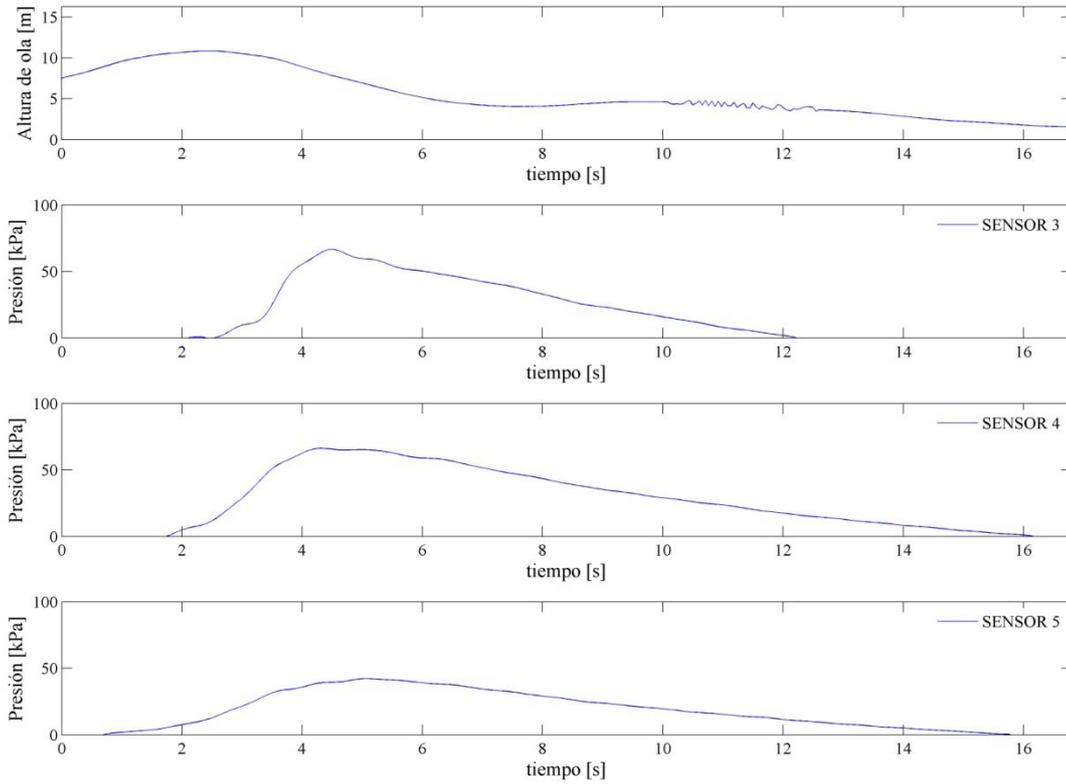


Figura 4.29. Registro de altura de ola y presión en la base del espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

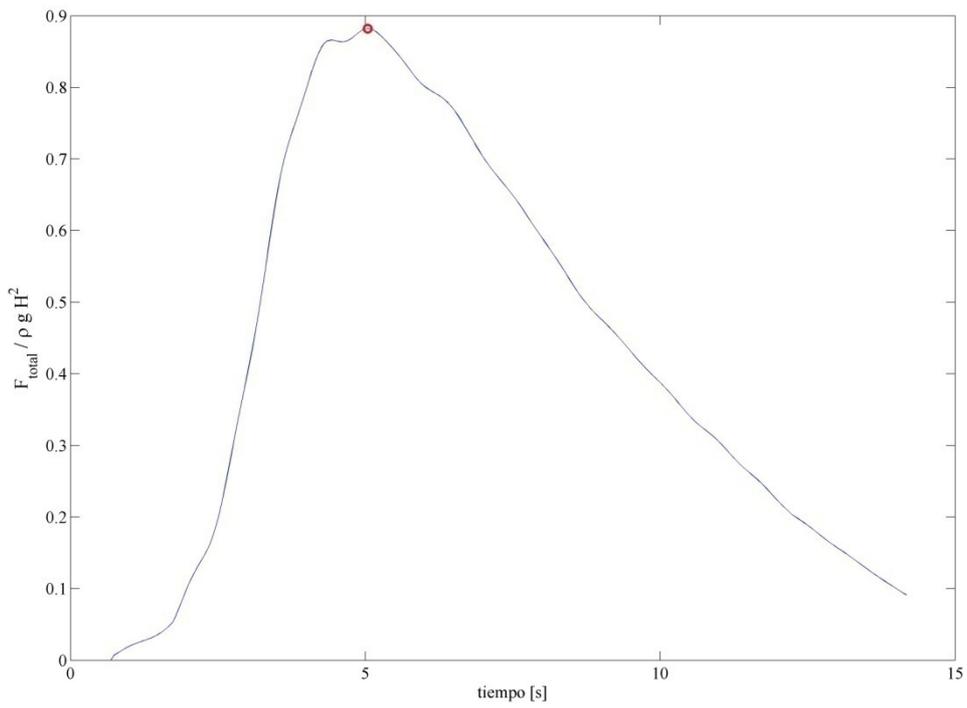


Figura 4.30. Diagrama adimensional de la fuerza total en la base del espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

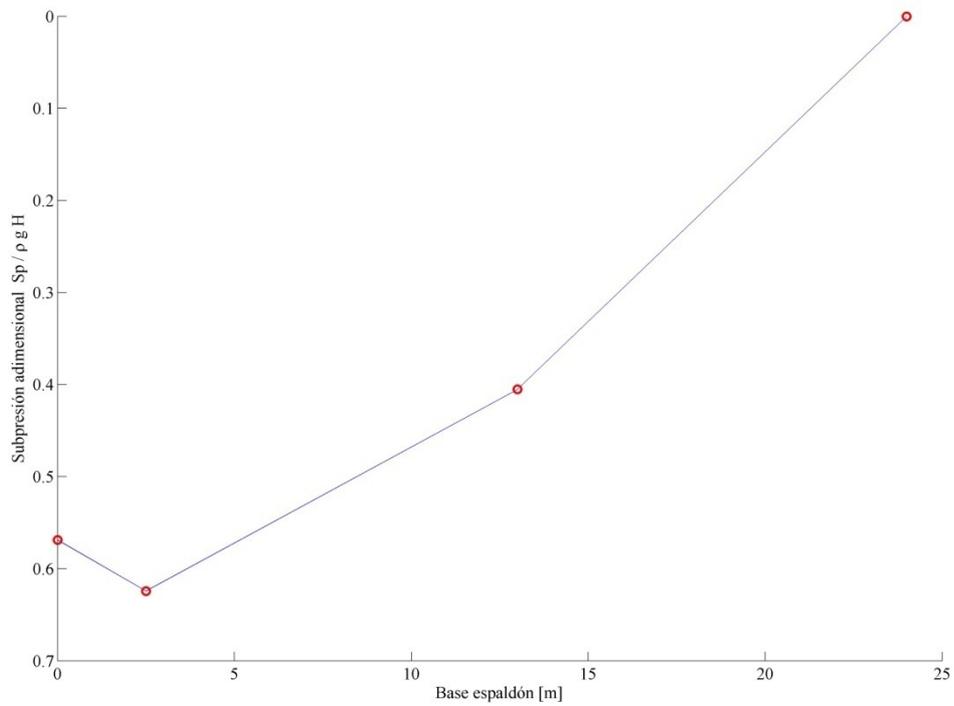


Figura 4.31. Distribuciones de presión en el espaldón asociadas a los dos picos del diagrama de fuerzas en la base del espaldón para el máximo evento, posición 3 ensayo  $H = 9 \text{ m} - T = 20 \text{ s}$ .

#### 4.4.1.3 Modificación de la presión dinámica para los 1/250 eventos mayores

En el apartado anterior se analizaron los eventos máximos de cada ensayo. Los resultados mostraron que la presión dinámica disminuye conforme el ángulo de incidencia aumenta. Para corroborar este comportamiento, a continuación se obtiene la distribución promedio de los 1/250 eventos de mayor magnitud para cada ensayo, considerando solamente el primer pico del registro, es decir, la presión dinámica.

En las Figura 4.32, Figura 4.33 y Figura 4.34 se presentan los resultados. Se observa claramente una disminución de la presión dinámica a medida que el ángulo de incidencia se incrementa, hasta que en la tercera posición, la presión dinámica desaparece quedando solamente la reflectiva.

Para los tres casos, cuanto más grande es el periodo mayor es la presión ejercida sobre la superestructura. Esto es de esperarse ya que el ascenso máximo sobre el talud se incrementa con el periodo. Por lo tanto mayor cantidad de agua alcanza al espaldón.

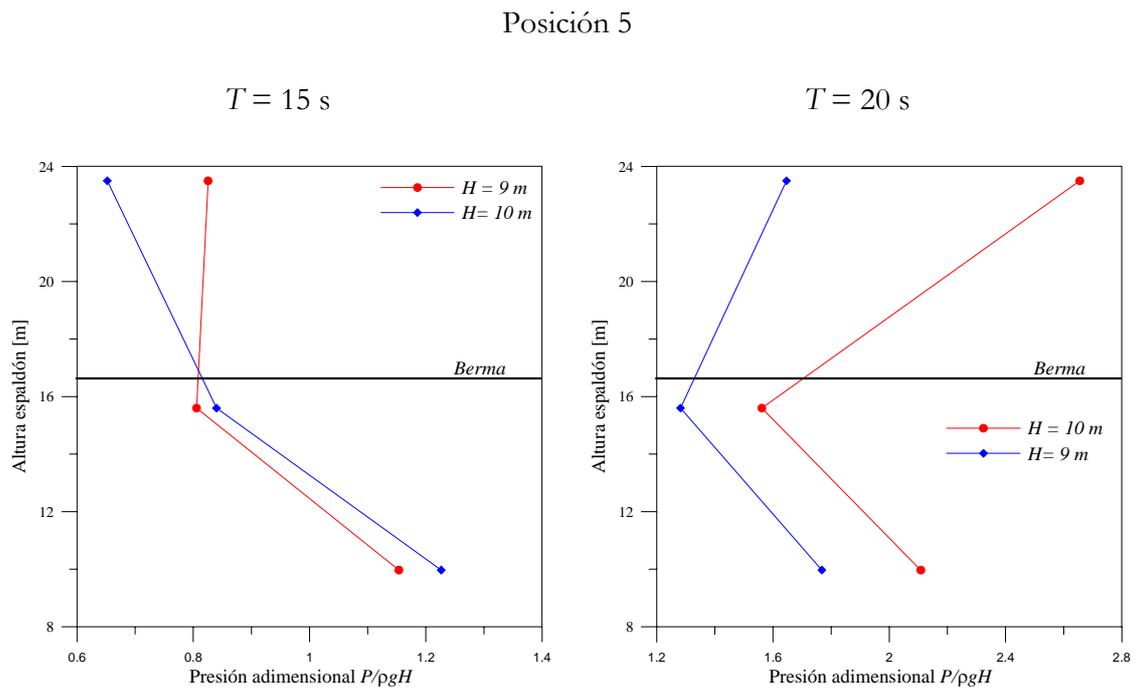


Figura 4.32. Distribuciones de presión promedio para los 1/250 eventos mayores, posición 5.

#### Posición 4

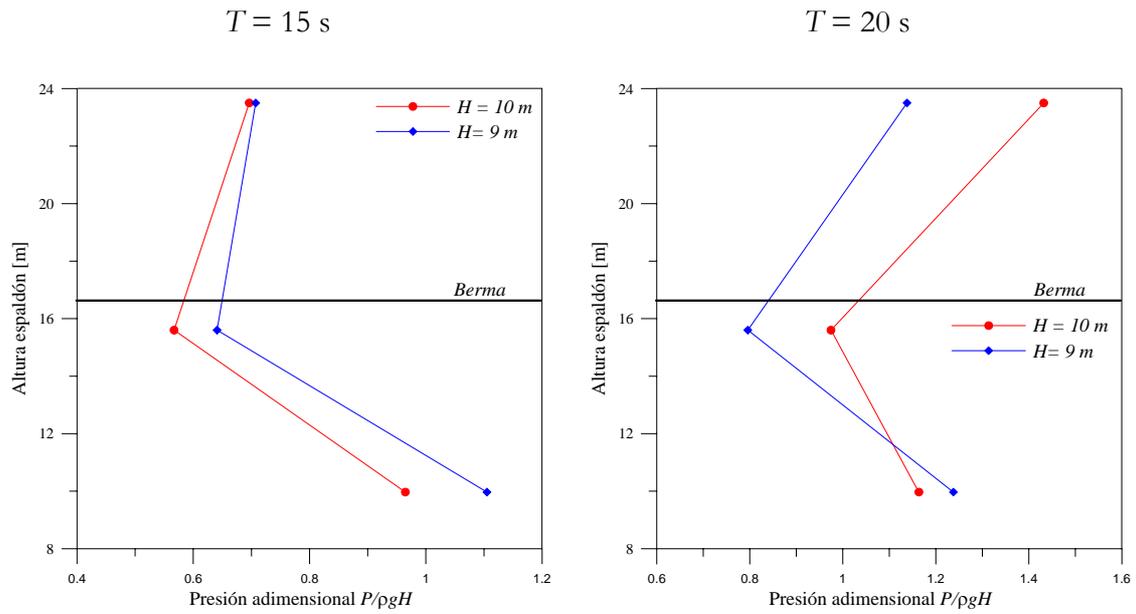


Figura 4.33. Distribuciones de presión promedio para los 1/250 eventos mayores, posición 4.

Posición 3

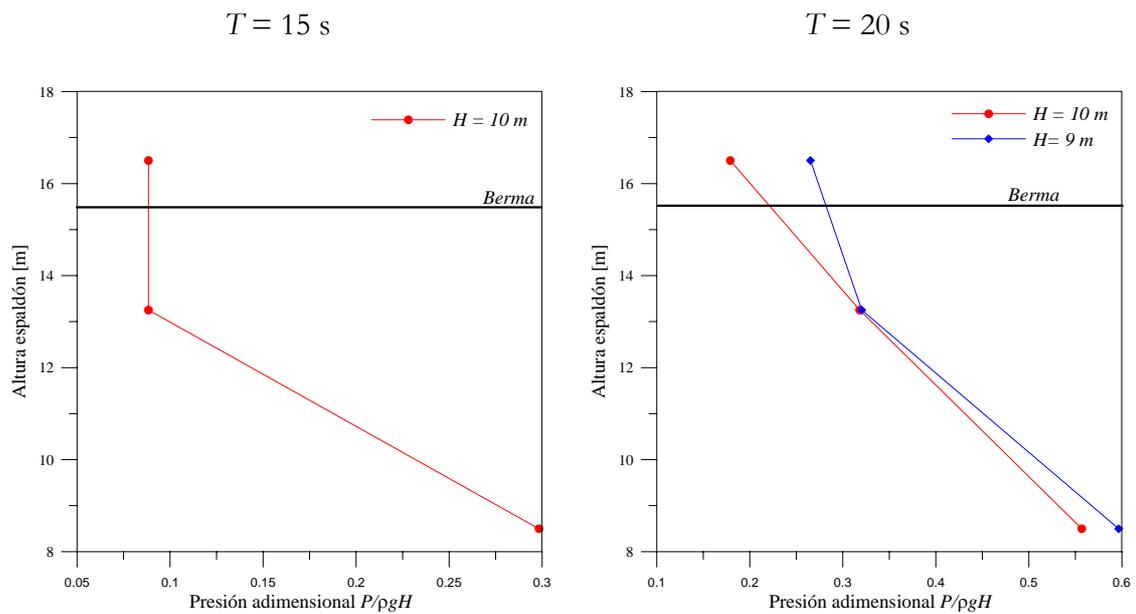


Figura 4.34. Distribuciones de presión promedio para los 1/250 eventos mayores, posición 3.

Con estos resultados se comprueba que para ángulos de incidencia menores a  $15^\circ$ , el impacto de las olas sobre la estructura es de la misma magnitud que cuando las olas impactan de forma perpendicular. Para ángulos mayores, la magnitud del impacto disminuye, y con él la presión dinámica asociada. Cuando se alcanza el ángulo de Brewster  $\theta \geq 60^\circ$ , la ola que corre paralela al dique no ocasiona impacto en la superestructura por lo que la presión dinámica desaparece. Ahora la presión en el espaldón es totalmente reflectiva.

### 4.4.2 Modificación del Método de diseño de Martín et al. (1999)

A continuación se plantean tres metodologías para el diseño de espaldones con incidencia oblicua. A partir de los resultados experimentales y siguiendo las conclusiones obtenidas, se proponen formulaciones de diseño para los siguientes intervalos:  $\theta < 15^\circ$ ,  $15^\circ < \theta < 60^\circ$  y  $\theta > 60^\circ$ .

En los experimentos de Martín et al (1999) el espaldón analizado se colocó por encima del nivel medio del agua, por lo que en la zona protegida por la berma hubo una reducción significativa de la presión dinámica. En el caso de los ensayos HWR no sucede lo mismo, el espaldón está cimentado por debajo del nivel medio del agua y bajo estas circunstancias la protección de la berma no resulta tan eficaz, ya que el medio poroso, al estar saturado, transmite la energía del oleaje incidente casi en su totalidad. Este incremento de presión en la base del espaldón se verifica en los registros del sensor 3 los cuales son mucho mayores que los registrados en el sensor 2, que también está protegido por el manto pero encima del nivel medio del agua.

#### 4.4.2.1 Intervalo $\theta < 15^\circ$

De lo observado en los registros de presión, el impacto de la ola se mantiene teniendo casi el mismo comportamiento que cuando la incidencia es normal al dique.

Para el caso de que los espaldones estén cimentados por debajo del nivel medio del agua se propone que la presión dinámica siga una distribución trapezoidal, con el mínimo  $\lambda P_d$  en la cota  $A_c$  y en la base un valor de  $\lambda P_d + \chi$ , tal que la variable  $\chi = f(z)$  considere el incremento por la cota a la que esté sumergido el espaldón.

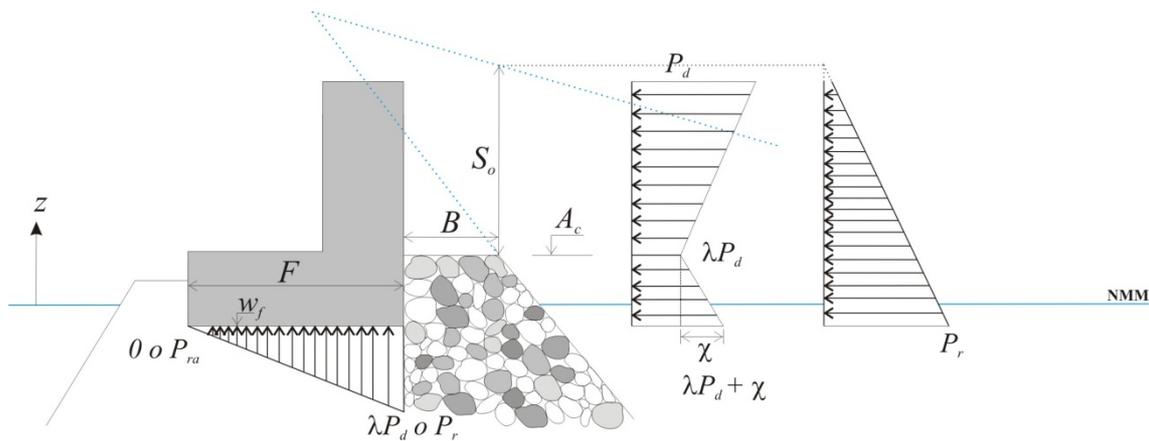


Figura 4.35. Distribuciones de presión propuesta para el diseño de espaldones cuando  $\theta < 15^\circ$ .

- **Presión dinámica**

$$P_d = \alpha \rho g S_o \quad (4.13)$$

$$S_o = H \left( 1 - \frac{A_c}{Ru} \right) \quad (4.14)$$

$$\alpha = 2.9 \left[ \frac{Ru}{H} \cos \beta \right]^2 \quad (4.15)$$

$$Ru/H = A_u (1 - \exp(-B_u Ir)) \quad (4.16)$$

y en la zona protegida por el manto la reducción se evalúa por medio del parámetro  $\lambda$  siguiendo la expresión original de los autores

$$\lambda_{\theta < 15^\circ} = 0.8 \exp[-10.9 B/L], \quad (4.17)$$

con un rango de validez  $0.03 < H/L < 0.075$ .

Si se hace una comparación entre el valor de parámetro  $\lambda$  obtenido con la expresión propuesta por Martín et al (1999) y el que se obtiene de los datos experimentales para las distribuciones de presión de los 1/250 eventos mayores, se obtiene relativamente buen ajuste entre los resultados (ver Tabla 4.3).

Para obtener  $\lambda$  con la expresión se consideran los siguientes valores.

$$B = 8 \text{ m}$$

$$L_{T=15 \text{ seg}} = 234.2 \text{ m}$$

$$L_{T=20 \text{ seg}} = 325.8 \text{ m}$$

Para obtener el valor experimental se asume que

$$\lambda = P_{adim1/250(sensor2)} / P_{adim1/250(sensor1)} \quad (4.18)$$

Posición 5				
Periodo $T$ (s)	$\lambda_{\text{calculado}}$	$\lambda_{\text{experimental}}$	error absoluto	error relativo
15	0.7708	1.2881	0.5174	0.4016
15	0.7708	0.9759	0.2051	0.2102
20	0.7789	0.7785	0.0003	0.0004
20	0.7789	0.5880	0.1909	0.3246

Tabla 4.3. Comparación entre los valores del parámetro  $\lambda$ , calculado y experimental para la posición 5.

La presión dinámica en la base del espaldón se obtiene a partir del parámetro  $\chi$  que se obtiene como

$$\chi = \zeta HP_h, \quad (4.19)$$

donde  $H$  es la altura de ola del estado de mar,  $P_h$  es la presión hidrostática de la columna de agua que actúa en la zona sumergida del espaldón y  $\zeta$  es un coeficiente experimenta que se obtiene como

$$\zeta = P_{adim1/250(sensor3)} - P_{adim1/250(sensor1)}. \quad (4.20)$$

La Figura 4.36 muestra la curva de ajuste entre los datos de los 1/250 eventos mayores. Estos valores se deben tomar con reserva debido a la posible sobreestimación de la presión en la base del espaldón, por la presencia de agua en ambos lados del dique durante los ensayos.

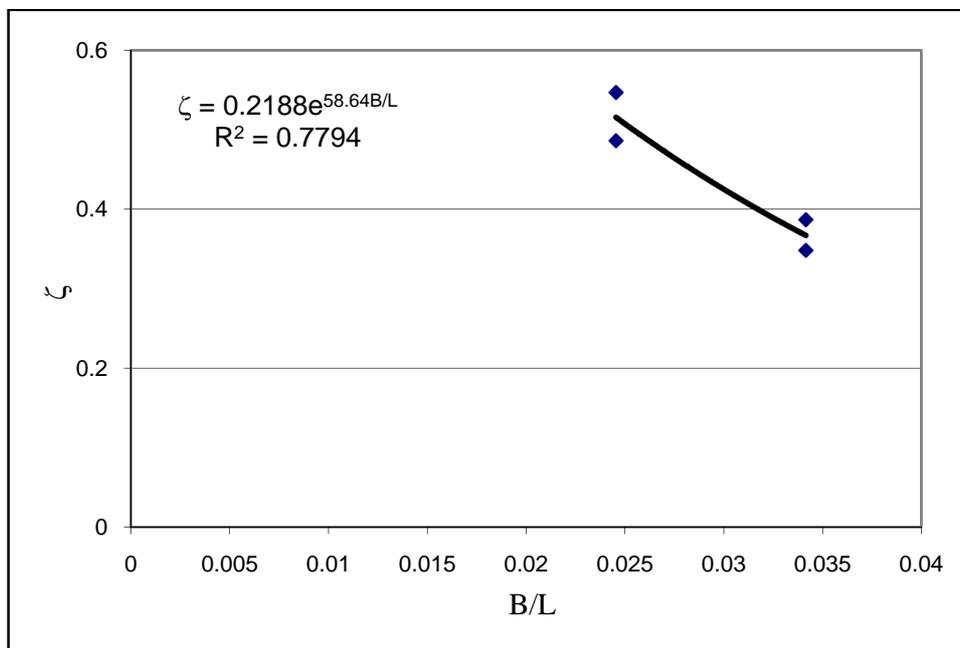


Figura 4.36. Curva de ajuste para obtener la ecuación del parámetro  $\chi$ , posición 5.

- **Presión reflectiva**

$$P_r(z) = \mu \rho g (S_o + A_c - z), \quad w_f < z < A_c + S_o, \quad (4.21)$$

donde el valor del parámetro  $\mu$  según los resultados experimentales oscila en el intervalo  $0.6 < \mu < 0.8$ .

- **Subpresión dinámica**

En la parte delantera del espaldón

$$S_{P_d} = \lambda P_d, \quad (4.22)$$

y en la parte del tacón, la presión dinámica se considera despreciable.

- **Subpresión reflectiva**

En la parte delantera del espaldón

$$SP_r = P_r. \quad (4.23)$$

En el tacón, al igual que para la metodología original, el valor de la subpresión depende de la cota de cimentación de la superestructura y la amplitud de la onda propagada por el medio poroso.

#### 4.4.2.2 Intervalo $15^\circ \leq \theta < 60^\circ$

En este caso la dirección del flujo sigue una pendiente más suave que modifica la rotura de las olas. Como se analizó en el apartado 4.2.2 el ascenso máximo disminuye, por lo que la presión asociada al impacto de la ola sobre la estructura tiende a disminuir conforme el ángulo de incidencia aumenta.

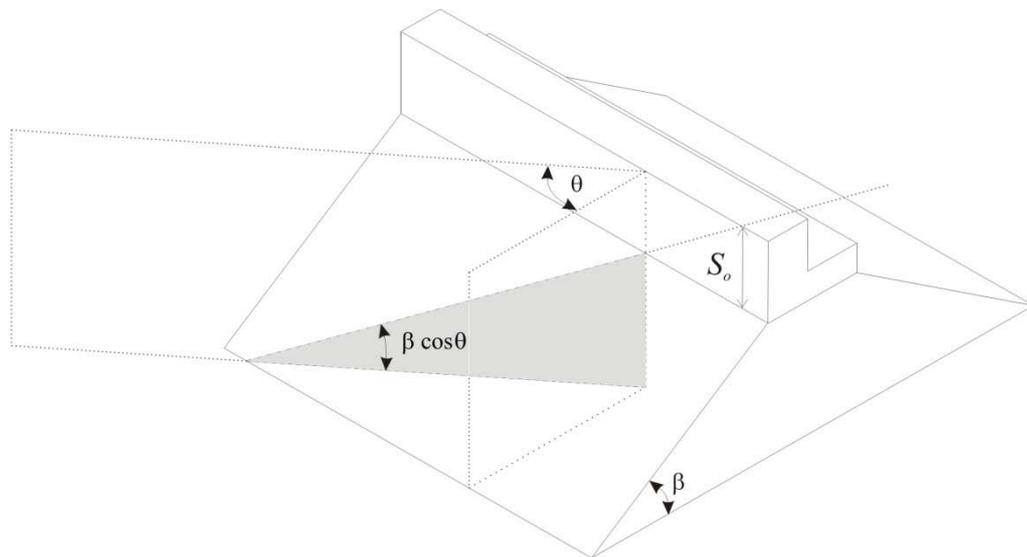


Figura 4.37. Esquema de la nueva pendiente para incidencia oblicua.

Para considerar eso en el diseño, se propone utilizar las mismas formulaciones anteriores pero considerando el número de Iribarren en el sentido de propagación del flujo, es decir

$$Ir_\theta = Ir \cos \theta. \quad (4.24)$$

La ecuación experimental para determinar el parámetro  $\lambda$  que se propone para este caso es

$$\lambda_{15^\circ < \theta < 60^\circ} = 0.75 \exp[-10.9 B/L]. \quad (4.25)$$

La comparación entre los datos experimentales y los que se obtienen con la expresión (4.25), se muestran en la Tabla 4.4.

Posición 4				
Periodo $T$ [s]	$\lambda_{\text{calculado}}$	$\lambda_{\text{experimental}}$	error absoluto	error relativo
15	0.7226	0.9063	0.1837	0.2027
15	0.7226	0.8143	0.0917	0.1126
20	0.7302	0.6990	0.0312	0.0446
20	0.7302	0.6806	0.0496	0.0729

Tabla 4.4. Comparación entre los valores del parámetro  $\lambda$ , calculado y experimental para la posición 4.

La Figura 4.38 muestra el ajuste para el parámetro  $\zeta$ .

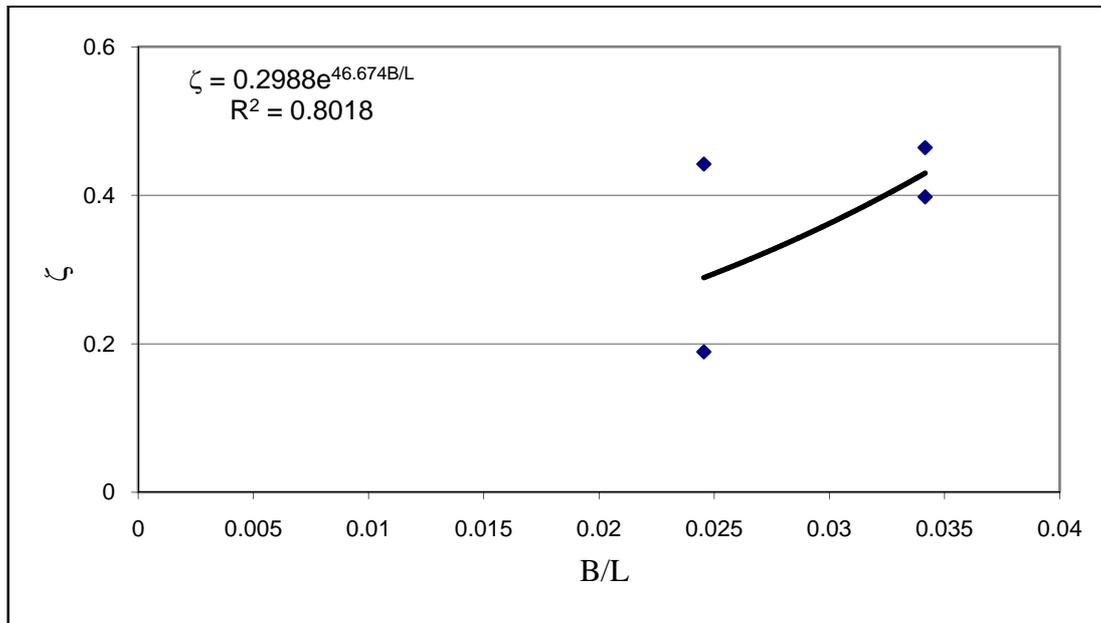


Figura 4.38. Curva de ajuste para obtener la ecuación del parámetro  $\zeta$ , posición 4.

En el caso del parámetro  $\mu$ , para obtener su valor adecuado se requiere de experimentos más detallados. En los casos aquí analizados, el comportamiento  $\mu$  tomaba valores entre 0.6 y 0.65 por lo que para una primera aproximación en este trabajo se propone,  $\mu = 0.65$ .

#### 4.4.2.3 Intervalo $\theta \geq 60^\circ$

Cuando la incidencia es muy oblicua, la modificación en el patrón de reflexión y por lo tanto la formación de la onda corredera, modifican también la distribución de presiones en el espaldón. En este caso el impacto de la ola desaparece por completo y sólo actúa la presión reflectiva generada por el apilamiento del agua en el espaldón.

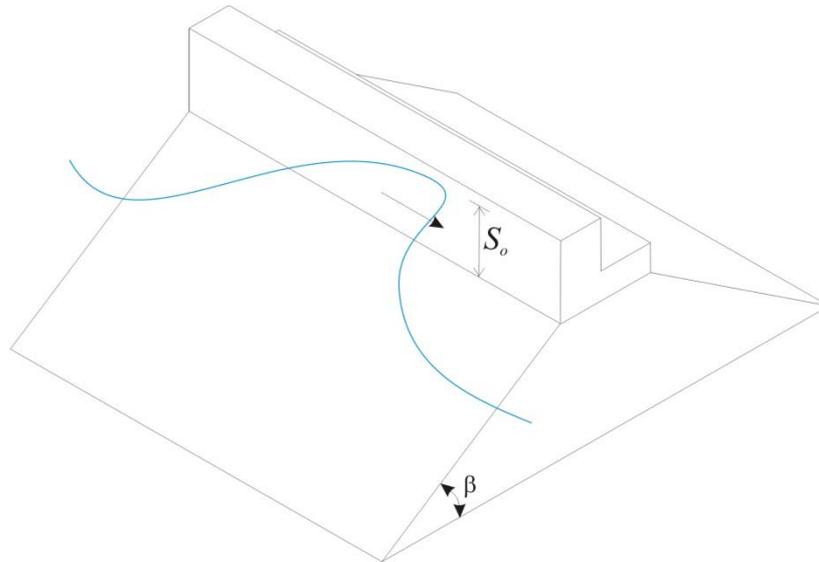


Figura 4.39. Esquema del apilamiento de la ola en la parte frontal del espaldón para incidencia muy oblicua.

Se propone entonces despreciar la presión dinámica del diseño y considerar solamente la presión reflectiva, ec. (4.21). Con base en los resultados experimentales y a falta de más ensayos que permitan definirlo de forma más precisa, se propone como primera aproximación que el parámetro  $\mu = 0.6$ .

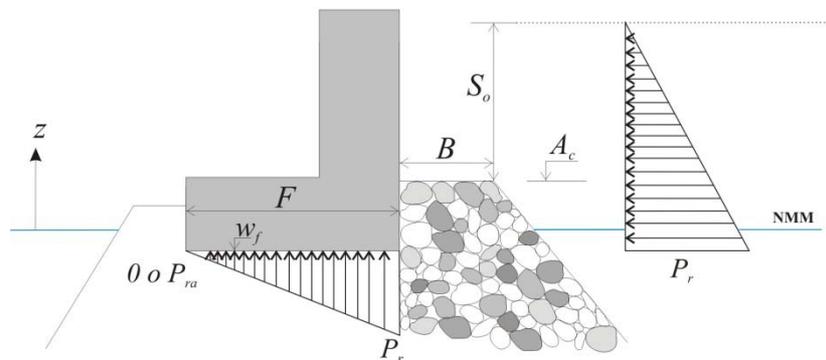


Figura 4.40. Distribución de presión reflectiva propuesta para el diseño de espaldones cuando  $\theta > 60^\circ$ .

## 4.5 Caso de aplicación

Con base en los resultados de los ensayos UGR (Anejo III), en este apartado se diseña el espaldón de la sección  $D$  del dique Torres.

El dique Torres, que se muestra en la Figura 4.41, se encuentra casi alineado con la dirección Norte, dirección predominante del oleaje. Esto indica que los trenes de onda inciden o con gran oblicuidad o en algunos casos se propagan paralelos a la estructura. El proceso de rebase se produce cuando el tren de onda que se propaga a lo largo del talud

asciende ocasionando el apilamiento del agua en el espaldón y por lo tanto su desbordamiento. Este mecanismo no genera impacto en la estructura por lo que se debe diseñar bajo estas consideraciones.

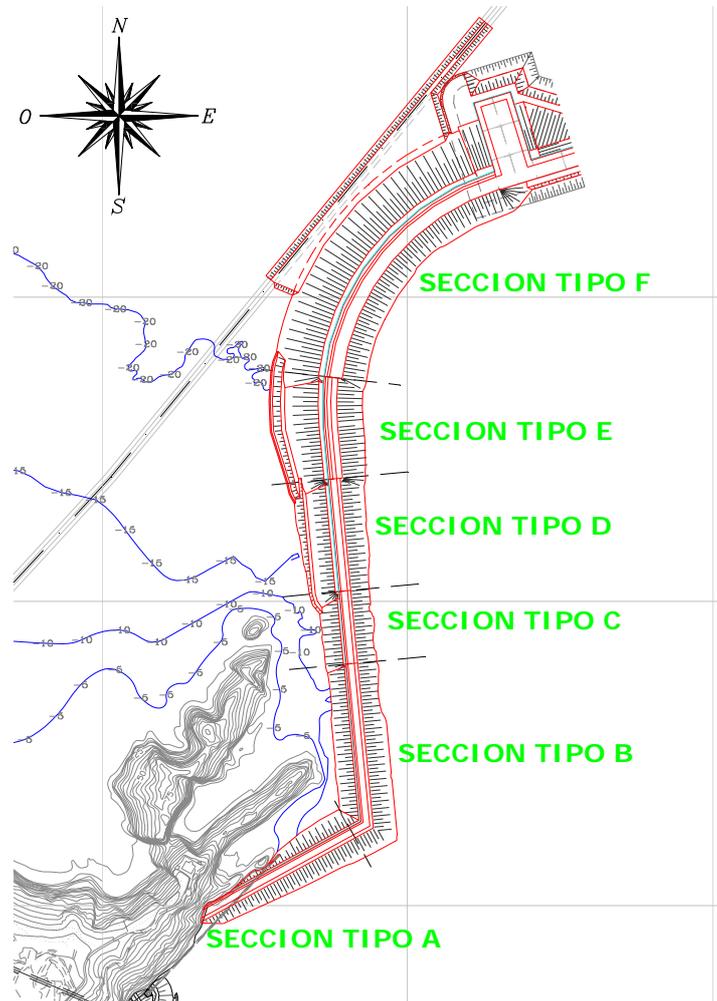


Figura 4.41. Vista en planta del dique Torres (Ampliación del Puerto de Gijón).

### 4.5.1 Metodología

Para el diseño del espaldón de la sección de D se siguen los siguientes pasos:

- Se analizan los resultados experimentales de los ensayos UGR para determinar:
  - Los eventos de rebase
  - Las alturas de ola a pie de dique

- Se construyen curvas experimentales para relacionar la altura de ola a pie de dique con los eventos de rebase y la altura de la lámina de agua sobre el espaldón.
- Con base en la hipótesis de equivalencia se extienden los resultados a oleaje irregular.
- Se determina la altura de ola de diseño y su correspondiente rebase.
- Se fija la nueva cota de coronación de la sección para que el dique no presente rebase.
- Se diseña la sección.

#### 4.5.2 Ensayos UGR: Eventos de rebase

Se analizaron los resultados experimentales (Informe Final MO2v2, 2006) y se han seleccionado aquellos que presentaron los mayores caudales de rebase (véase Tabla 4.5).

	Alturas de ola
<b>Ensayo 1: T18FN</b>	10
	12
	13
<b>Ensayo 2: T15FN</b>	12
	13
<b>Ensayo 7: T18FN15W</b>	10
	12
<b>Ensayo 8: T15FN15W</b>	12
	14

Tabla 4.5 Ensayos que presentaron rebase en algunos tramos del dique.

La altura total máxima de lámina de agua medida desde el nivel del mar en los puntos con rebase observado se define como

$$\eta_t = F_b + R_b, \quad (4.26)$$

donde  $F_b$  es el francobordo de la sección sobre el nivel del mar (pleamar máxima + marea meteorológica) y  $R_b$  es la altura de rebase sobre la coronación (observada mediante video).

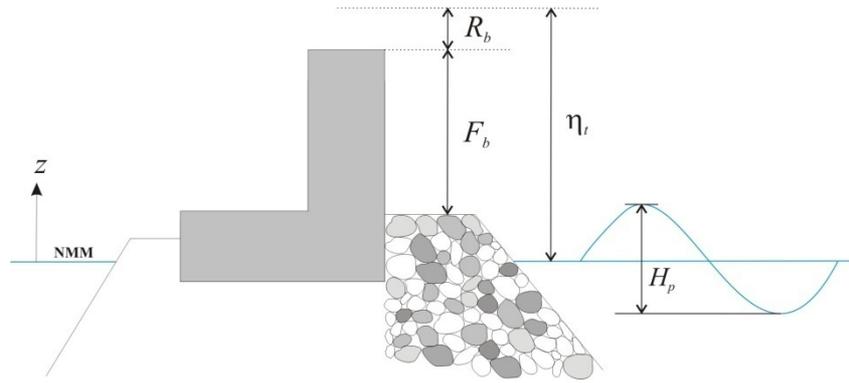


Figura 4.42 Definición de las variables  $F_b$ ,  $R_b$  y  $H_p$ .

Para la determinación de  $R_b$  se analizaron los vídeos correspondientes a cada ensayo. Como los experimentos se realizaron para la condición de pleamar máxima + marea meteorológica (+5.00 m), los rebases obtenidos corresponden a las condiciones más desfavorables. Los vídeos elegidos se segmentaron en una secuencia de imágenes y de cada secuencia se seleccionó de forma visual la imagen donde la cota de la lámina de agua sobre el espaldón fuera máxima. Una vez determinada la magnitud de los rebases asociados a cada estado de mar, se determinaron las curvas de mejor ajuste entre la magnitud del rebase y la altura de ola a pie de dique.

En la Tabla 4.6 se muestra un resumen de los resultados. La variable  $H_e$  representa la altura del tren de ondas regular ensayado. Como el sistema de generación del tanque de oleaje no es perfecto, se determinaron la altura de ola generada por el sistema,  $H_t$ , la altura de ola medida a pie de dique,  $H_p$ , y la altura de la lámina que rebasa medido a partir de la cota de coronación del espaldón,  $R_b$ .

La distribución de alturas de ola a pie de dique para cada ensayo se obtuvo de las mediciones realizadas con cinco sensores de nivel colocados a lo largo de la estructura. La determinación de  $H_p(s)$ , donde  $s$  es la coordenada a lo largo del dique, se realiza interpolando linealmente entre puntos medidos, con ayuda de la observación del video y de la implementación de un modelo de propagación (mild-slope). Con el modelo se obtienen también las alturas de ola máximas en el interior de la ensenada, transición entre las secciones  $A$  y  $B$  para cada caso, y de los resultados obtenidos se escoge el valor de 2 m como cota asintótica superior.

Las secciones  $D$  presentan rebase principalmente en la dirección Norte, esto a pesar de que es en esta dirección donde se tienen las menores alturas de ola a pie de dique. Con incidencia Norte, la reflexión en el Cabo de Torres es principalmente en dirección al dique, lo que origina que las olas se superpongan y el nivel de agua se eleve rebasando al espaldón. Estos resultados indican claramente que los eventos de rebase en estas secciones dependen fundamentalmente de la dirección del oleaje.

	$H_e$	$H_I$	Sección $D$	
			$H_p$	$R_b$
	[m]	[m]	[m]	[m]
Ensayo H10T18FN	10	9.25	5	1.4
Ensayo H12T18FN	12	11.94	5.8	1.6
Ensayo H13T18FN	13	13.55	6	-
Ensayo H12T15FN	12	10.99	6.3	2.25
Ensayo H13T15FN	13	12.19	5.6	1.6
Ensayo H10T18FN15W	10	9.27	6	-
Ensayo H12T18FN15W	12	11.31	6.5	-
Ensayo H12T15FN15W	12	11.91	6.7	-
Ensayo H14T15FN15W	14	12.92	7	-

Tabla 4.6. Resultados de altura de ola medida por los sensores de nivel y del rebase obtenido con las imágenes.

### 4.5.3 Curvas experimentales

La extensión de los resultados del rebase a alturas de ola que no hayan sido ensayadas en el laboratorio se hace a partir de las curvas experimentales ya que, la altura máxima ensayada se debe a la limitación intrínseca de la generación en laboratorio es  $H_{\max} \leq 0.55h_{\max} \approx 13\text{ m}$  y la altura máxima posible en el emplazamiento referida a la profundidad de la generación en el laboratorio es  $H_{\max}^p \leq 24 * 0.7 \approx 16\text{ m}$ .

Se supone que la curva envolvente  $H_p(s)/H_I$  obtenida en el laboratorio contiene la información correcta de la transformación de los trenes de onda por efecto del fondo y los contornos y que sólo depende del periodo y la dirección del tren, es decir

$$\left( \frac{H_p(s)}{H_I} \right)_{lab} \approx \left( \frac{H_p(s)}{H_I} \right)_{proto} . \quad (4.27)$$

Estas curvas se pueden aplicar a otras alturas de generación o de prototipo para obtener la evolución de la altura de ola a pie de dique.

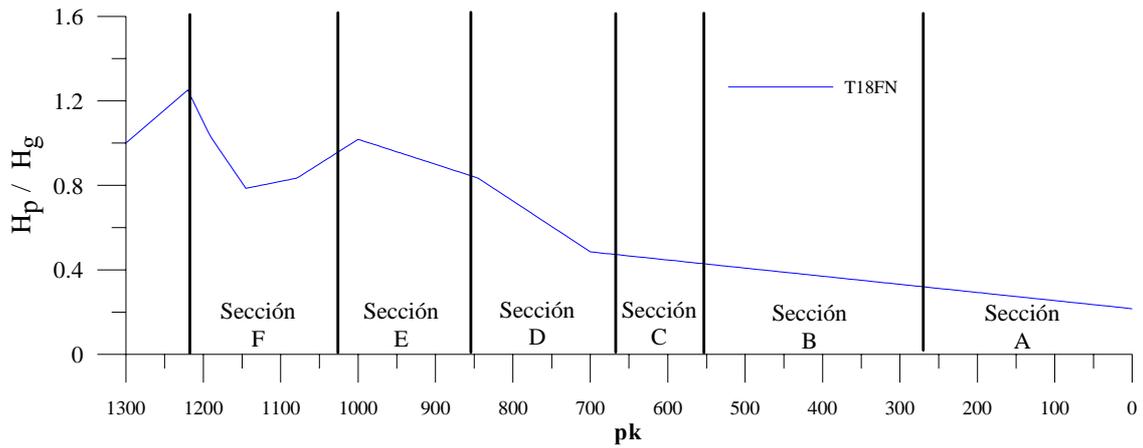


Figura 4.43 Curva envolvente  $H_p(s)/H_l$  para  $T = 18$  s dirección Norte.

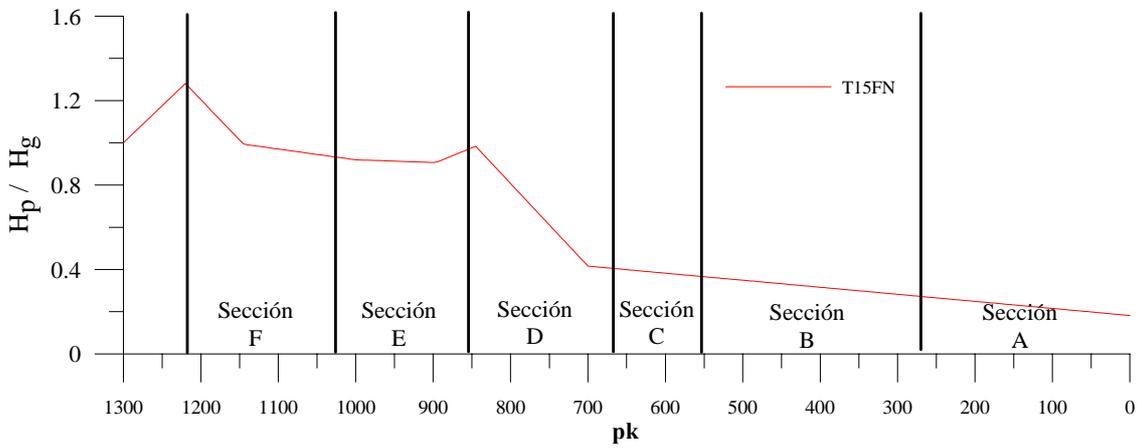


Figura 4.44 Curva envolvente  $H_p(s)/H_l$  para  $T = 15$  s dirección Norte.

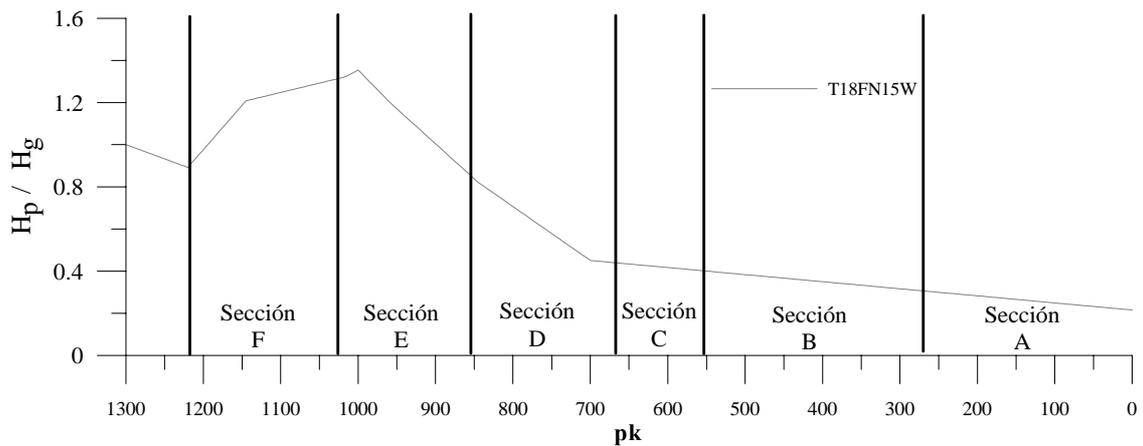
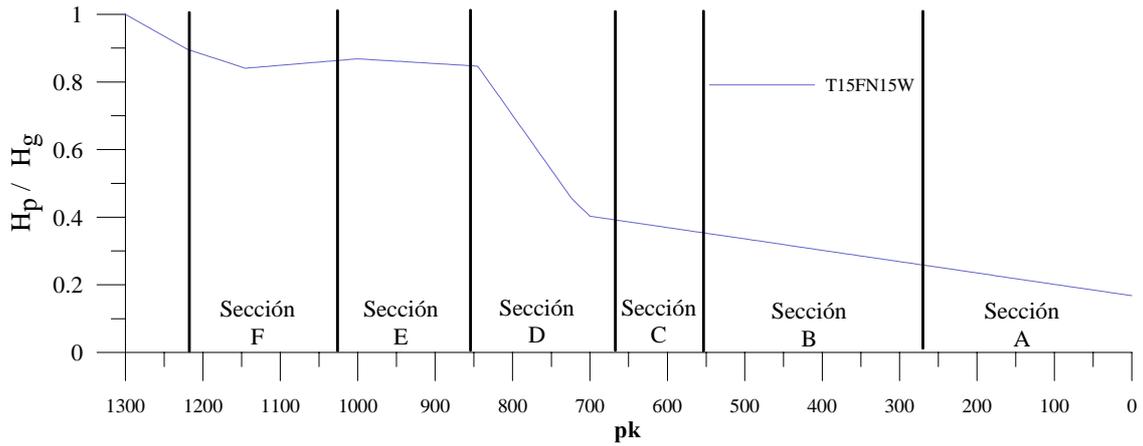


Figura 4.45 Curva envolvente  $H_p(s)/H_l$  para  $T = 18$  s dirección N15W.


 Figura 4.46 Curva envolvente  $H_p(s)/H_l$  para  $T=15$  s dirección N15W.

Para generalizar los resultados la variable  $\eta_t$  se adimensionaliza con la altura de ola a pie de dique, así se obtiene:

Sección con rebase

$$\frac{\eta_t}{H_p} = \frac{F_b + R_b}{H_p}. \quad (4.28)$$

Sección sin rebase

$$\frac{\eta_t}{H_p} = \frac{F_b}{H_p}. \quad (4.29)$$

A partir de los valores anteriores y mediante interpolación lineal se obtienen las Figura 4.47 a Figura 4.50, donde la curva en color rojo corresponde a la ecuación (4.28) y la curva punteada corresponde a la ecuación (4.29).

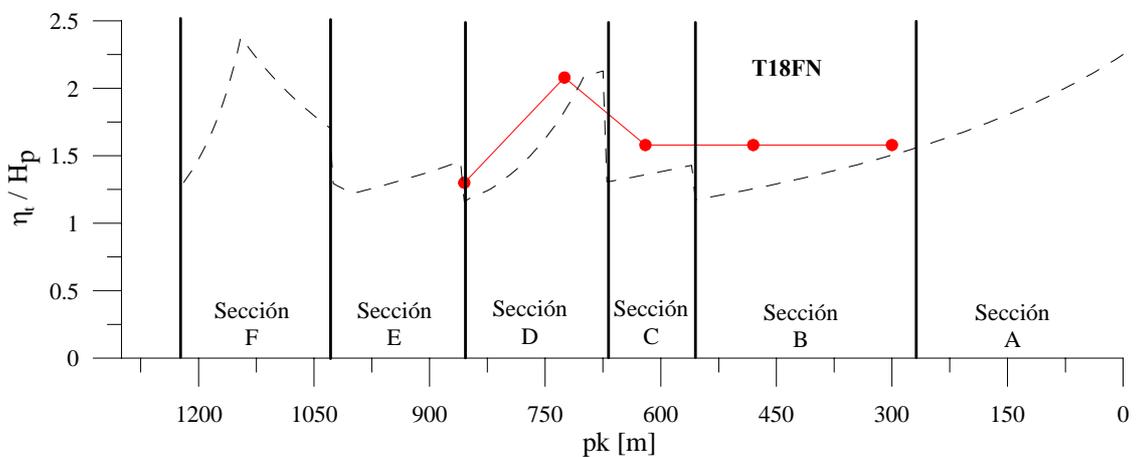


Figura 4.47. Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T18FN.

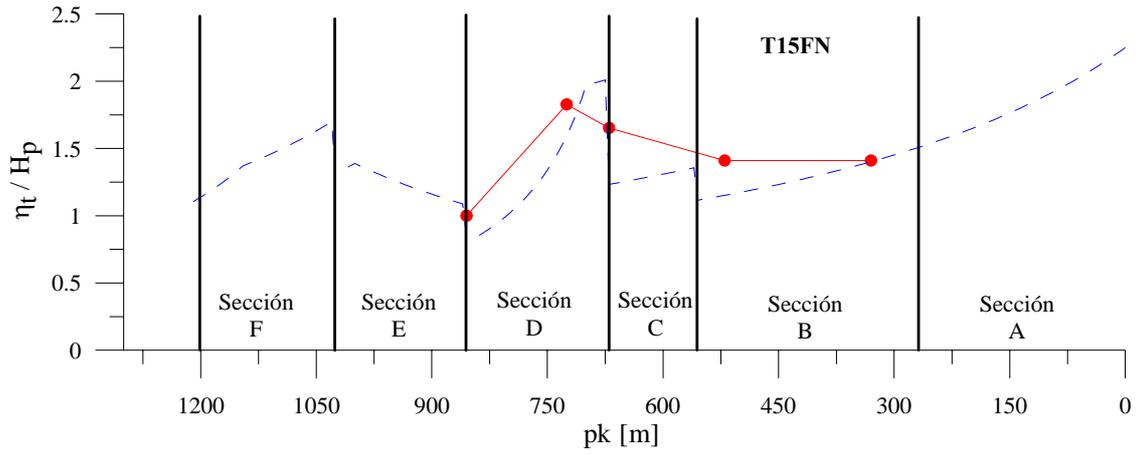


Figura 4.48. Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T15FN.

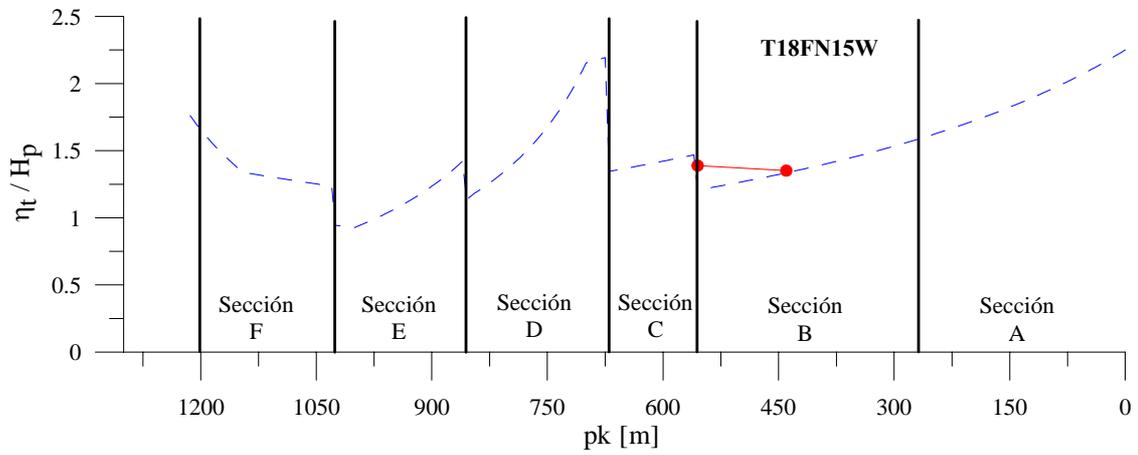


Figura 4.49. Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T18FN15W.

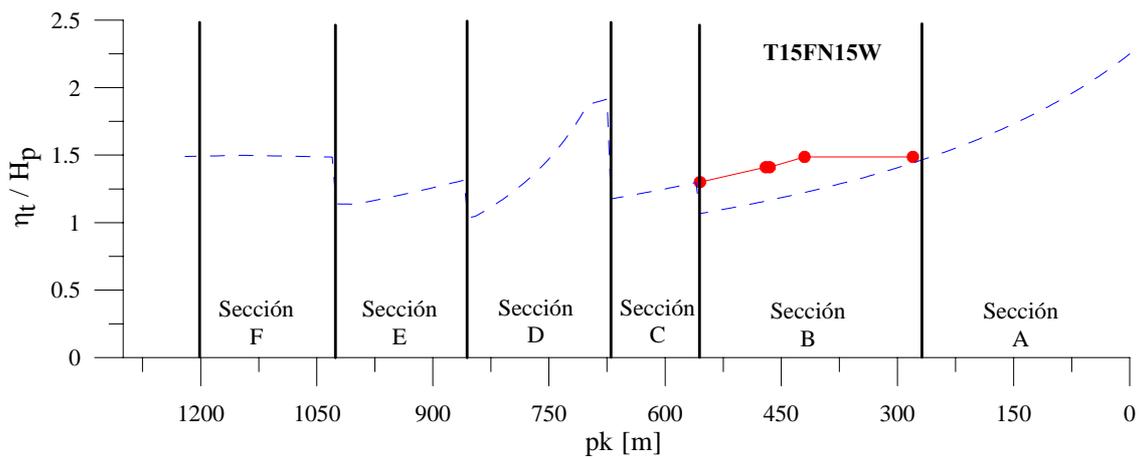


Figura 4.50 Curva experimentales de alturas totales máximas ensayo T15FN15W.

#### 4.5.4 Extensión de los resultados a oleaje irregular

Los ensayos para cuantificar el rebase que ocurre en el dique Torres se realizaron considerando oleaje regular. Para el diseño de la sección es necesario extender los resultados obtenidos a oleaje irregular. Esta extensión se hace basándose en la hipótesis de equivalencia introducida por Saville (1962) y comprobada empíricamente para el ascenso máximo en pendientes lisas por Van Oorschot et al (1968) y Battjes (1974), y para pendientes rugosas y permeables por Brunn et al. (1977) y Brunn y Günbak (1978). La hipótesis de equivalencia dice que en un estado de mar definido por una altura de ola significativa  $H_s$  y periodo pico  $T_z$ , procesos como el ascenso y descenso máximo y para este caso el rebase, pueden considerarse variables aleatorias que adquiere un valor para cada ola que conforma el estado de mar. Así, la función de distribución del rebase se obtiene asignándole a cada ola del tren irregular el valor de rebase que se produce bajo la acción de una tren de olas regular con la misma altura y periodo. Se proponen los siguientes pasos para la extensión de los resultados a oleaje irregular:

- A partir de los resultados del análisis del clima marítimo (Anteproyecto para la ampliación del Puerto de Gijón, 2004) se obtiene el régimen extremal para la dirección Norte.
- Se elige la altura de ola significativa de diseño y con este valor se construye un estado de mar suponiendo una distribución tipo Rayleigh.
- A partir de las curvas experimentales se obtiene la altura de ola a pie de dique en cada una de las secciones para cada ola que conforma el estado de mar.
- Con el valor de la altura de ola a pie de dique se obtiene el rebase en cada sección, que tendrá la misma probabilidad de ocurrencia que la altura de ola del estado de mar y que la altura de ola a pie de dique.

##### 4.5.4.1 Distribuciones de probabilidad del rebase

Se construyen las distribución de probabilidad de la altura de ola a pie de dique y el rebase para la dirección Norte (las más desfavorable) y los dos periodos  $T=18$  s y  $T=15$ s asumiendo una altura de ola significativa de diseño de  $H_s = 9.5$ m, asociada un periodo de retorno de 250 años.

Se supone que el estado de mar sigue una distribución tipo Rayleigh con densidad y función de distribución definidas como

$$p(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp\left(-\frac{H^2}{H_{rms}^2}\right), \quad (4.30)$$

$$P(H) = 1 - \exp\left(-\frac{H^2}{H_{rms}^2}\right), \quad (4.31)$$

donde la relación entre la altura de ola significativa y la altura cuadrática media para una distribución tipo Rayleigh es  $H_s = 1.416H_{rms}$ .

La Figura 4.51 muestra la función de distribución del estado de mar asociado a la altura de ola significativa seleccionada.

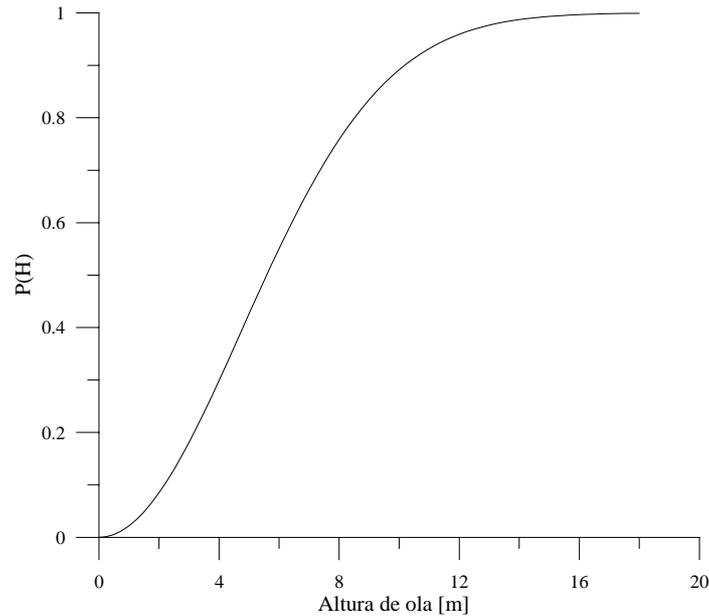


Figura 4.51 Función de distribución de probabilidad para  $H_s = 9.5$  m.

La altura de ola a pie de dique y el rebase se determinan para cada una de las olas que conforman el estado de mar considerando la rotura de las olas por influencia del fondo.

Para formar las funciones de distribución se eligen los valores máximos de  $H_p$  y  $R_b$  y con base en la hipótesis de equivalencia se les asocia la misma probabilidad de ocurrencia.

Las Figura 4.52 y Figura 4.53 corresponde al periodo  $T = 18$  s.

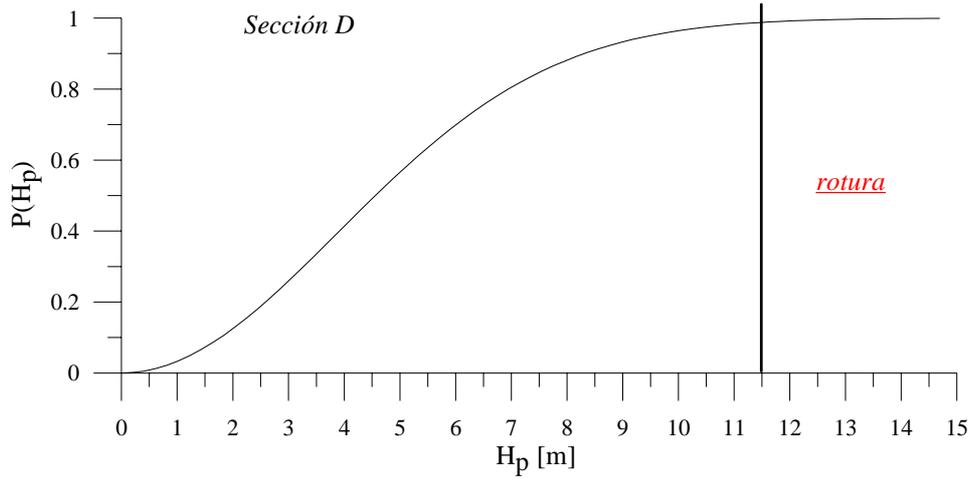


Figura 4.52 Función de distribución de probabilidad  $H_p$  sección D T18FN.

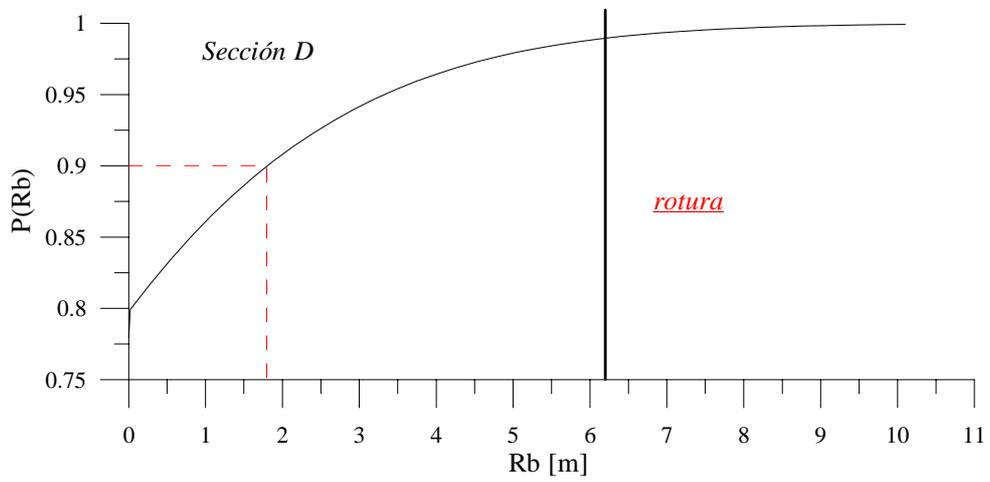


Figura 4.53 Función de distribución de probabilidad  $R_b$  sección D T18FN.

Las Figura 4.54 y Figura 4.55 corresponde al periodo  $T = 15$  s.

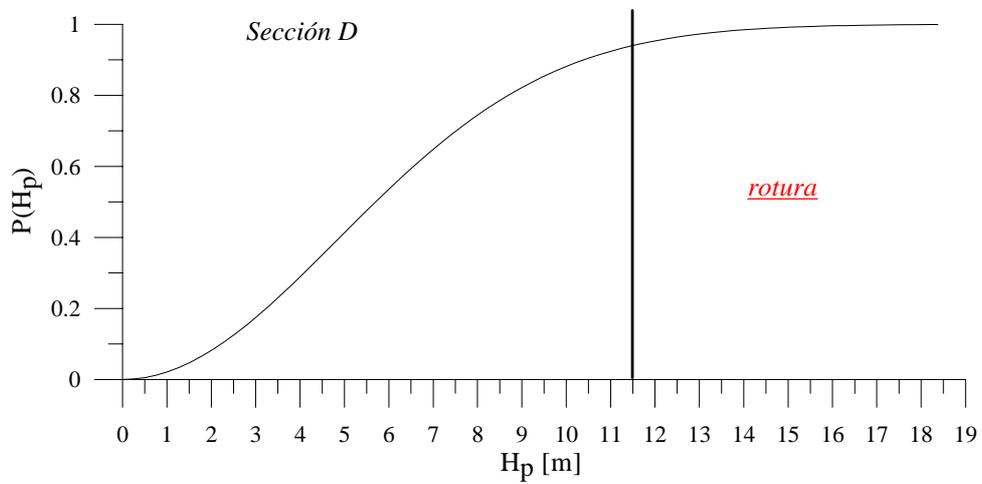


Figura 4.54 Función de distribución de probabilidad  $H_p$  sección D T15FN.

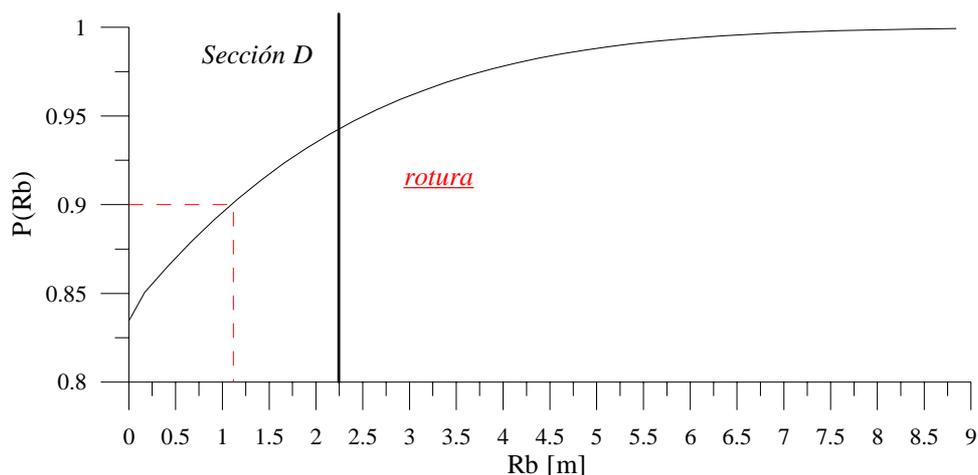


Figura 4.55 Función de distribución de probabilidad  $R_b$ , sección D T15FN.

El rebase máximo en la sección se elige para una probabilidad acumulada del 90%. Los valores se muestran en la Tabla 4.7. Como se está trabajando con valores que pertenecen a la envolvente máxima se decidió redondear los valores al entero más próximo y considerar que se encuentra incluido el 5% de incremento por la acción del viento (González-Escrivá, 2004).

Sección D		
	Valor real	Valor redondeado
<b>T18FN</b>	1.9 m	2 m
<b>T15FN</b>	1.1 m	1 m

Tabla 4.7 Valores de rebase para un 90% de probabilidad de no excedencia.

### 4.5.5 Diseño del espaldón

Para diseñar los espaldones de las secciones del dique Torres considerando la oblicuidad del oleaje se utiliza el método presentado en el apartado anterior.

La Figura 4.56 muestra configuración actual de la sección D.

De los resultados presentados en la Tabla 4.7, rebase más exigente es de 2 m por lo tanto se propone una altura del espaldón de:  $F_b = 12$  m. Además se sabe que el espaldón estará sometido a presión reflectiva únicamente, lo que permite aligerarlo. La nueva geometría propuesta se muestra en la Figura 4.57

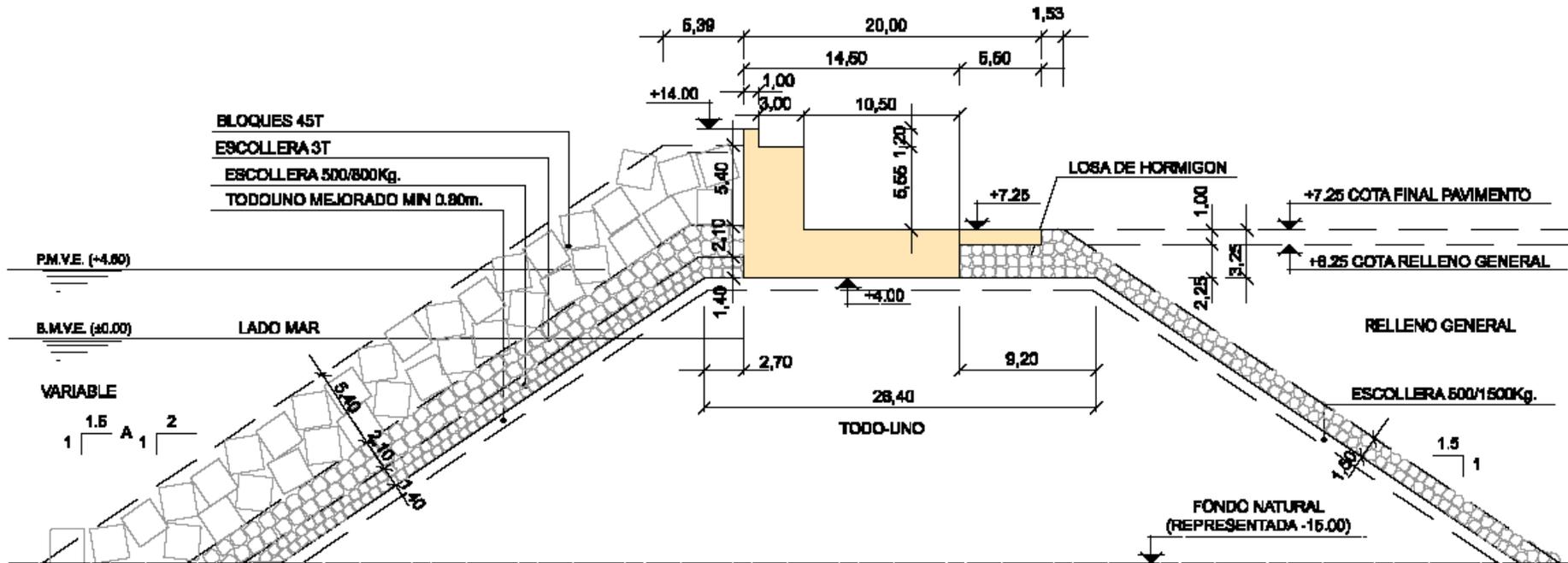


Figura 4.56 Configuración actual sección D.



La cota de cimentación de la losa se sitúa en pleamar máxima (+5.00 considerando marea astronómica y marea meteorológica) lo que reduce las fuerzas de subpresión.

Como se mencionó al principio del apartado el oleaje incide al dique con gran oblicuidad por lo que para el diseño del espaldón se utilizan las formulaciones desarrolladas en el capítulo anterior para el intervalo  $\theta > 60^\circ$ . Los parámetros de diseño son:  $\mu = 0.6$ ,  $S_o = 4.1$  m y  $Ac = 7.9$  m.

- Presión reflectiva,  $P_r = (0.6)(1025)(9.81)(12) = 72.39 \text{ kN/m}^2$ .

Fuerza reflectiva,  $F_{Pr} = \frac{1}{2}(72.39)(12) = 434.4 \text{ kN/m}$ .

- Subpresión reflectiva,  $S_{Pr} = 72.39 \text{ kN/m}^2$ .

- Fuerza de subpresión,  $F_{SPr} = \frac{1}{2}(72.39)(14.5) = 524.82 \text{ kN/m}$ .

- Momentos asociados

a.  $M_{Pr} = \frac{1}{3}F_{Pr}h = \frac{1}{3}434.4(12) = 1737.6 \text{ kN.m/m}$ .

b.  $M_{SPr} = \frac{2}{3}F_{SPr}B = \frac{2}{3}(524.82)(14.5) = 5073.26 \text{ kN.m/m}$ .

- Peso específico del bloque de hormigón de  $\gamma_w = 2.3 \text{ ton/m}^3$ .

- Peso de la sección propuesta,  $W = 1463.32 \text{ kN/m}$ .

- Coeficiente de fricción por rozamiento,  $C_f = 0.6$

- Coeficientes de seguridad

a. Por deslizamiento,  $CS_{deslizamiento} = 0.6 \frac{(1463.32 - 524.82)}{434.4} = 1.3$

b. Por vuelco,  $CS_{vuelco} = \frac{14467.9}{6811.43} = 2.12$

**Comparación de geometrías.** Para cuantificar el ahorro de material de construcción con la nueva sección se hace el siguiente análisis:

- El espaldón original (Figura 4.56) tiene un peso aproximado de  $W=162.20 \text{ ton/m}$ .
- El espaldón propuesto (Figura 4.57) tiene un peso aproximado de  $W=149.2 \text{ ton/m}$

Si se comparan las dos geometrías se verifica que con la nueva geometría hay un ahorro aproximado de 13 toneladas de hormigón por metro de dique. Si la longitud de la sección  $D$  es de 185 m, el ahorro total es de **2405 toneladas de hormigón**.

## 4.6 Conclusiones

En este capítulo se ha analizado el cambio en la distribución de presiones sobre un espaldón para tres intervalos de ángulos de incidencia. Se han modificado la formulación de diseño de Martín (1995) para que sea aplicable bajo condiciones de oleaje oblicuo y muy oblicuo, y se ha utilizado para un caso de aplicación. El estudio se basó en los resultados de los ensayos realizados para verificar el comportamiento de las obras propuestas para la ampliación del Puerto de Gijón.

Los experimentos de la Universidad de Granada mostraron la alineación perpendicular del tren incidente en las cercanías al dique. Esto generó una ola que se propagó a lo largo de la estructura alterando significativamente los procesos de transformación del oleaje, en particular el ascenso máximo y el rebase. La lámina de agua de rebase ascendía por el talud, se apilaba en la parte frontal del espaldón y se desbordaba. Este comportamiento indicó la ausencia de la presión dinámica.

En el análisis de las distribuciones de presión realizado a partir de los resultados del laboratorio de Wallingford, se observó que a medida que el ángulo de incidencia se incrementa la presión dinámica producida por el impacto tiene a disminuir, hasta que cuando la incidencia es muy oblicua desaparece, quedando solamente la presión reflectiva. Teniendo en cuenta estas características se modificaron las formulaciones propuestas por Martín (1995) para tres intervalos en el ángulo de incidencia.

Las formulaciones desarrolladas se aplicaron a la optimización del espaldón de la sección  $D$  del dique Torres, que está sometido a oleaje muy oblicuo ( $\theta \approx 75^\circ - 90^\circ$ ). Como en la actualidad no se dispone de ninguna formulación que permita determinar el ascenso máximo en un dique en talud cuando la incidencia es muy oblicua, se utilizaron los vídeos de los ensayos de la Universidad de Granada para determinar la lámina de agua de rebase, lo que permitió, después de un análisis probabilístico, obtener la nueva cota de coronación del espaldón.

Debido a las características del flujo sobre el dique, las fuerzas que ejerce el agua sobre la superestructura no son determinantes para su estabilidad, por lo que se decidió aligerar la sección. Si se comparan las dos geometrías (la original y la propuesta) se verifica que con la nueva sección hay un ahorro de 13 toneladas de hormigón por metro de dique construido lo que implica, para esta sección se ahorrarán en total 2405 toneladas de hormigón.

## 5 Conclusiones

En este trabajo se han estudiado diversos procesos que tienen lugar en la interacción del oleaje con diques mixtos y espaldones. Para ello se ha combinado el trabajo teórico con el experimental. Los tres temas que se han abordado, 1) resistencia al flujo en un medio poroso, 2) leyes de presiones y subpresiones en diques mixtos y 3) incidencia oblicua del oleaje, son temas en los que, a pesar de que existen una gran variedad de estudios, no existe consenso. Las aportaciones de la tesis consisten en el desarrollo de un diagrama de fricción para evaluar la resistencia al flujo en un medio poroso. Esta herramienta ha demostrado ser útil en la determinación de la eficiencia de diques permeable así como en la evaluación de los efectos de escala en ensayos de laboratorio. Se ha realizado una intensa campaña de ensayos en un modelo de un dique mixto, cuyos resultados han permitido establecer las leyes de presiones y subpresiones y sus variaciones con la cota de cimentación y el diámetro de las piezas del macizo de cimentación. Finalmente se ha abordado el tema de la incidencia oblicua. Se ha hecho un análisis de los cambios que sufren los procesos como la reflexión, el ascenso máximo, el rebase y las leyes de presiones cuando varía el ángulo de incidencia del oleaje. Con estos resultados se ha propuesto una modificación al método de Martín (1995) para el diseño de espaldones y así poder extender su aplicación a casos de oleaje oblicuo.

En cada uno de estos temas se ha llegado a las siguientes conclusiones particulares.

**Interacción de un tren lineal de ondas con un dique vertical permeable y efectos de escala** Los resultados muestran la existencia de un régimen de saturación para el coeficiente de reflexión dentro del rango de  $0.2 < x/L < 0.45$ . Si la anchura del dique es mayor que ese intervalo,  $K_R$  mantiene un valor constante excepto en condiciones de resonancia. Cuando se alcanza este régimen, el coeficiente de reflexión depende solamente de la porosidad del material y ligeramente de  $B/L$ .

La comparación con los resultados experimentales de Requejo et al. (2002) demuestra la capacidad del diagrama como herramienta simple para evaluar el coeficiente de fricción en la interacción de un tren lineal de ondas con una estructura permeable. Además, el diagrama ha demostrado ser útil en la elección del tamaño del material para el núcleo y las capas secundarias en los experimentos a escala reducida, para evitar el efecto escala.

**Presiones y subpresiones en un dique mixto y efectos de escala.** Los experimentos mostraron que cuando la cimentación del cajón coincide con el nivel del mar de cálculo, la reflexión del oleaje se produce principalmente en el macizo rocoso. Por lo que, al igual que para el caso del dique poroso, existe un estado de saturación de la reflexión que se presenta en el rango de  $0.2 < x/L < 0.45$  siendo  $x$  la distancia de propagación de la onda. Para valores mayores de  $x$ , el coeficiente de reflexión mantiene un valor constante. Cuando la cota de cimentación se encuentra por debajo del nivel del mar de cálculo, la reflexión de la onda se produce principalmente en el cajón por lo que los valores del coeficiente de reflexión son cercanos a la unidad. En el caso de las distribuciones de subpresión se observó que cuando la cimentación del cajón coincide con el nivel del mar de referencia, se presenta una pérdida de carga “abrupta” en la parte inicial del dique.. Los resultados muestran que la influencia del tamaño de las piedras que forman la cimentación se debilita a medida que aumenta la sumergencia del cajón. Una conclusión importante es que la presión en la parte final del cajón no es nula como se supone en la mayoría de los manuales de diseño. La presión en el tacón depende de la cota de cimentación del cajón, siendo despreciable solamente cuando el cajón está prácticamente cimentado en el fondo. En el análisis de los efectos de escala en la medición de subpresiones se observó que en la parte inicial del dique ( $x/L < 0.4$ ) las mediciones de presión entre modelo y prototipo presentan una buena aproximación, sobre todo en los casos en los que la porosidad del modelo y prototipo es muy similar. Las mayores distorsiones se presentan en la parte final del dique, donde las pérdidas que ha sufrido el flujo al propagarse al interior del medio ocasionan grandes diferencias entre modelo y prototipo.

**Efectos de la incidencia oblicua del oleaje.** Los experimentos de la Universidad de Granada mostraron la alineación perpendicular del tren incidente en las cercanías al dique. Esto generó una ola que se propagó a lo largo de la estructura alterando significativamente los procesos de transformación del oleaje, en particular el ascenso máximo y el rebase. La lámina de agua de rebase ascendía por el talud, se apilaba en la parte frontal del espaldón y se desbordaba. Este comportamiento indicó la ausencia de la presión dinámica.

En el análisis de las distribuciones de presión realizado a partir de los resultados del laboratorio de Wallingford, se observó que a medida que el ángulo de incidencia se incrementa la presión dinámica producida por el impacto tiene a disminuir, hasta que cuando la incidencia es muy oblicua desaparece, quedando solamente la presión reflectiva. Tomando en cuenta estas características se modificaron las formulaciones propuestas por Martín (1995) para tres intervalos en el ángulo de incidencia.

## 5.1 Futuras líneas de investigación

Este trabajo es una aportación de la interacción de ondas de gravedad con diques de abrigo. A continuación se proponen una serie de líneas de investigación que quedan abiertas y cuyo estudio permitirá mejorar el conocimiento sobre el tema.

### **Interacción de un tren lineal de ondas con un dique vertical permeable y efectos de escala**

- Realizar más ensayos para la zona de transición,  $B/L < 0.2$ . Esto permitirá conocer si el comportamiento descrito en este trabajo también aplica en esa zona del dique.
- Extender los resultados obtenidos a oleaje irregular, que dada la linealidad del problema debe ser inmediato.

### **Presiones y subpresiones en un dique mixto y efectos de escala**

- Analizar presiones de impacto, cuando el oleaje rompa directamente en la estructura.
- Estudiar la influencia de la berma en las leyes de subpresión.
- Incorporar en las formulaciones de diseño la influencia del diámetro de las piedras que forman la banquetta de cimentación.
- Realizar más ensayos para diferentes anchuras de diques.

### **Efectos de la incidencia oblicua del oleaje**

- Profundizar en el estudio del ascenso máximo en el talud cuando la incidencia del oleaje es muy oblicua y desarrollar formulaciones que permitan estimarlo.
- Estudiar el proceso de rebase para incidencia muy oblicua, así como el desarrollo de formulaciones para su cuantificación.
- Desarrollar un modelo matemático que permita estimar el valor de  $S_r$ , ya que para este trabajo se utilizaron los vídeos para su determinación.



## REFERENCIAS

- [1] Allsop, N.W.H. and Hettiarachchi, S.S.L. 1988. Reflection from coastal structures. In: B.L. Edge, Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering. ASCE, pp.782-794.
- [2] Bangolg, R. A. 1939. Interim report on wave-pressure research. J. Inst. of Civil Engineers, 12, pp. 201-226.
- [3] Baquerizo, A., 1995. Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción. Ph.D. thesis, Universidad de Cantabria (in Spanish).
- [4] Baquerizo, A., Losada, M.A., López, M. 2005. Fundamentos del movimiento oscilatorio. Manuales de Ingeniería y Tecnología, Editorial Universidad de Granada, 143 pp.
- [5] Benedicto, M., I. 2004. Comportamiento y evolución de la avería de los diques de abrigo frente a la acción del oleaje. Ph.D. thesis, Universidad de Granada (in Spanish).
- [6] Battjes, J. A. 1974. Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind generated waves. Delft University of Technology, 74.
- [7] Bradbury, A. P., Allsop, N.W.H., Stephens, R.V. 1988. Hydraulic performance of breakwater crown walls. Report SR146. H.R. Wallingford.
- [8] Brunn, P., Günbak, A. R. (1977). Risk criteria in design stability of sloping structures in relation to  $\xi = \tan \alpha / \sqrt{H/L_o}$ . Symp. Design Rubble Mound Breakwaters, British Hovercraft Corporation, Isle of Whighth, reporte 4.
- [9] Brunn, P., Günbak, A. R. (1978). "Stability of sloping structures in relation to  $\xi = \tan \alpha / \sqrt{H/L_o}$  risk criteria in design". Coastal Eng. 1, pp 287-322.
- [10] Burcharth, H., F., and Andersen, O., H. 1995. On the one-dimensional steady and unsteady porous flow equations. Coastal engineering 24, 233-257.
- [11] Burcharth, H. F., Liu, Z., Troch, P. 1999. Scaling of core material in rubble mound breakwater model tests. Proc. 5<sup>th</sup> International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Conuntries. Cape Town, South Africa, 1518-1528.
- [12] Burcharth F. H., Hughes A. S. (2002). "Fundamentals of Design". Coastal Engineering Manual, Part VI, Design of Coastal Project Elements, Chapter VI-5, Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

- [13] Chen, T. C. 1961. Experimental study on the solitary wave reflection along a straight sloped wall at oblique angles of incidence. U.S. Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 124.
- [14] CIRIA-CUR. 1991. Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering. A.A. Balkema Publishers. Rotterdam NL, 607.
- [15] Clima marítimo. 2002. Anteproyecto para la ampliación del Puerto de Gijón. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y Costas de la Universidad de Cantabria.
- [16] Cooker, M.J., Peregrine, D.H. 1990. A model for breaking wave impact pressures. Proc. 22<sup>nd</sup> Int. Conference on Coastal Engineering. ASCE, Delft, Holland, 1473-1486 pp.
- [17] Darlymple, R.A., Losada, M.A., Martin, P.A. 1991. Reflection and transmission from porous structures under oblique wave attack. *Journal of Fluid Mechanics*, No. 224, 625-644 pp.
- [18] Goda, Y., 1988. On the methodology of selecting design wave height. In: B.L. Edge, Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering. ASCE, 899-913.
- [19] Fenton, J. D. 1985. Wave forces on vertical walls. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, ASCE. Vol. 111, No. 4, 693-717 pp.
- [20] Galland, J.C. 1994. Rubble Mound breakwater Stability Under Oblique Waves: An Experimental Study. *Proc. 24th Int. Coastal Eng. Conf.*, ASCE, 1061-1074.
- [21] Goda Y. 1985. Random seas and design of maritime structures. University of Tokio Press, 107-162 pp.
- [22] González-Escrivá J. A., Garrido J., Medina J. R., Geeraerts J.(2004). "Laboratory real strom reproduction using wind". Proceedings 29th International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Lisbon, Portugal 13 pp.
- [23] Gravesen, H., Sørensen. (1977). Stability of rubble mound breakwaters. PIANC, 24<sup>th</sup> International Navigation Congress, Leningrad, 2099-2112 pp.
- [24] Günbak, A.R., Gökçe, K.T. 1984. Wave Screen Stability of Rubble Mound Breakwaters. Proceedings of the Int. Symposium On Maritime Structures in the Mediterranean Sea, Athens, Greece, 2100-2112 pp.
- [25] Horikawa K. 1978. Coastal Engineering – An introduction to Ocean Engineering. University of Tokyo Press, 88-114 pp.

- [26] Informe final MO2v2. 2006. Experimentación 3D en modelo físico de los tramos del dique exterior para la ampliación del Puerto de Gijón. Grupo de Puertos y Costas. Universidad de Granada.
- [27] Iribarren, R. Nogales, C. 1964. Obras Marítimas. Dossat (Ed.), Madrid, 376 pp.
- [28] Jensen, O.J. 1984. A monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute.
- [29] Losada I. J., Darymple R. A, Losada M. A. (1993). Water waves on crown breakwaters. *Journal of Waterway, Ports, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 119, No.4, pp 367-380.
- [30] Losada, I.J., Losada, M.A., Martín, F.L. 1995. Experimental study of wave-induced flow in a porous structure. *Coastal Engineering* 26, 77-98.
- [31] Losada, I.J., Silva, R and Losada, M.A. 1997. Effects of reflective vertical structures permeability on random wave kinematics. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 123(6), 347-353
- [32] Losada, M.A. 1992. Recent developments in the design of mound breakwaters. In: J.B. Herbich (Ed.), *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Capítulo 21, 939-1050 pp.
- [33] Losada, M.A., Giménez-Curto, L.A. 1981. Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. *Coastal Engineering* 4, 187-206, Elsevier.
- [34] Losada, M.A., Giménez-Curto, L.A. 1982. Mound breakwaters under oblique wave attack; a working hypothesis. *Coastal Engineering* 6, 83-92, Elsevier.
- [35] Madsen, O.S. 1974. Wave transmission through porous structures. *J. Wtrwy., Harb. and Coast. Engrg. Div.* 100 (3), 169-188.
- [36] Madsen, P.A., 1983. Wave reflection from a vertical permeable wave absorber. *Coastal Engineering* 7, 381-396.
- [37] Martín, F.L. 1995. Estudio hidrodinámico de la interacción de ondas de gravedad con estructuras reflejantes. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria. España.
- [38] Martín F. L., Losada M. A., Medina R. 1999. Wave loads on rubble mound breakwater crown walls. *Coastal Engineering* 37, 149-174, Elsevier.
- [39] Nagai, S. 1973. Wave forces on structures. *Advances in Hydroscience*, Vol. 9. Academic Press, New York, 253-324 pp.

- [40] Oumeraci, H., Kortenhaus, A. 1997. Wave impact loading – tentative formulae and suggestions for the development of final formulae. Paper 1.0.2. Proceedings of 2do PROVERBS Task 1 Workshop, Edinburgh. H.R. Wallingford.
- [41] Perroud, P.H. 1957. The solitary wave reflection along a straight vertical wall at oblique incidence. Univ. de California. Berkley, IER Rept. 99-3, 93 pp.
- [42] Ramsden, J.D., Raichlen, F. 1990. Forces on vertical wall caused by incident bores. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE 116/5, pp. 592-613.
- [43] Requejo, A., Vidal, C., Losada, I.J. 2002. Modelling of wave loads and hydraulic performance of vertical permeable structures. Coastal Engineering 46, 249-276.
- [44] Saville, T. Jr. (1962). An approximation of the wave run-up frequency distribution. *Proc. Conf. Coastal Eng.* 8<sup>th</sup> México.
- [45] Scarcella, D. 2004. Studio sperimentale di flussi idrici attraverso mezzi porosi. Bachelor thesis, Università degli Studi di Roma Tre (in Italian), 147.
- [46] Scarcella, D., Benedicto, M. I., Moñino, A., Losada, M.A. 2006. Scalle effects in rubble mound breakwaters considering wave energy balance. Proc. 30th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, San Diego, 4410-4415.
- [47] Silva, R., Losada, I., Losada, M.A. 2000. Reflection and transmission of tsunami waves by coastal structures. Applied Ocean Research, 22, 215-223.
- [48] Sollit, C.K., Cross, R.H., 1972. Wave transmission through permeable breakwaters. Proc., 13<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, Vancouver, 1827-1846.
- [49] Troch, P. and de Rouck, J. 1999. Development of two-dimensional numerical wave flume for wave interaction with rubble mound breakwaters. Proc., 26th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, Reston, Va, 1638-1649.
- [50] Van Gent, M.R.A., 1995. Wave interaction of permeable coastal structures. Ph.D. thesis, Delft Univ., Delft, The Netherlands, 177.
- [51] Wiegel, R.L. 1964. Oceanographical Engineering. 4<sup>a</sup> ed., Prentice Hall, 532 pp.

## ANEJO I: Teoría lineal de ondas e interacción con estructuras

### Propagación de un tren de ondas en un medio poroso: solución de Sollit y Cross (1972)

Una de las formulaciones más utilizadas para modelar el flujo dentro del medio poroso es la propuesta por Sollit y Cross (1972). Los autores presentaron un modelo no estacionario con tres componentes resistivos: lineal, no lineal e inercial. La ecuación del movimiento está definida como:

$$s \frac{\partial \bar{q}}{\partial t} = -\nabla \left( \frac{p}{\rho_w} + gz \right) - \left[ \frac{\nu}{K_p} + \frac{C_f n}{\sqrt{K_p}} q \right] n \bar{q}, \quad (1.1)$$

donde  $\bar{q}$  representa el vector de la velocidad al interior del medio poroso (seepage velocity);  $q = |\bar{q}|$ ;  $p$  es la presión en los poros;  $\rho_w$  es la densidad del agua de mar;  $\nu$  la viscosidad cinemática;  $K_p$  representa la permeabilidad del medio;  $C_f$  es el coeficiente de resistencia turbulenta y  $s$  es el término inercial que, en la práctica, generalmente se le asigna valor de 1.

Si se asume que la periodicidad del flujo es la misma que la frecuencia angular de las olas,  $\omega$ , la ecuación (1.1) puede linealizarse con base en la hipótesis de trabajo de Lorentz reemplazando el término disipativo no lineal por un término equivalente lineal,  $f \omega \bar{q}$ , donde  $f$  es un coeficiente de fricción adimensional. La ecuación (1.1) queda de la forma,

$$is \omega \bar{q} = -\nabla \left( \frac{p}{\rho_w} + gz \right) - \omega f \bar{q}. \quad (1.2)$$

Si el flujo en el medio poroso es irrotacional,  $\bar{q} = \nabla \Phi$ . Sustituyendo en la ecuación (1.2) se obtiene la ecuación de Bernoulli en el medio poroso

$$s \frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{p}{\rho_w} + gz + f \omega \Phi = 0. \quad (1.3)$$

En la superficie, si se combina la ecuación de Bernoulli con la condición de contorno cinemática se obtiene,

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} - \omega^2 (s - if) \frac{\Phi}{g} = 0. \quad (1.4)$$

La solución a estas ecuaciones depende de los valores de  $s$ ,  $n$ ,  $f$ ,  $C_f$  y  $K_p$  que son características del medio y se consideran datos conocidos. Sin embargo la evaluación de  $f$  requiere de una condición adicional. Al asumir la hipótesis de trabajo de Lorentz,  $f$  se determina a partir de la expresión

$$f = \frac{1}{\omega} \frac{\int_0^T \int_V \left( \frac{\varepsilon^2 v}{K_p} |u|^2 + \frac{\varepsilon^3 C_f}{\sqrt{K_p}} |u|^3 \right) dt dV}{\int_0^T \int_V \varepsilon |u|^2 dt dV} \quad (1.5)$$

El cálculo de  $f$  requiere de un proceso iterativo ya que depende de las características del flujo. En la práctica se considera un valor constante que puede variar de cero al infinito.

### Interacción de un tren de ondas con un dique vertical permeable: Darlymple et al (1991)

Utilizado teoría lineal y el método de desarrollo en serie de autofunciones (MDSA), Darlymple et al. (1991) analizaron la variación del coeficiente de reflexión y transmisión con el ángulo de incidencia en una estructura vertical porosa.

Consideran la interacción de un tren monocromático de ondas incidiendo oblicuamente sobre un dique vertical poroso, homogéneo e isótropo de ancho  $b$ , entre dos regiones fluidas de profundidad constante  $h$  (ver Figura I.5.1). Las características del medio poroso son: la porosidad  $\varepsilon$ , el coeficiente lineal de fricción  $f$ , y un término inercial  $s$  que generalmente se considera,  $s=1$ .

El tren de ondas es parcialmente reflejado y parcialmente transmitido a través del medio poroso, mientras que el movimiento va amortiguándose con la variable  $s$ .

Suponiendo un fluido incompresible y flujo irrotacional, es posible definir un potencial de velocidad para cada una de las regiones fluidas. En la región sotamar del dique,  $\Phi_1$ , y en la región barloamar del dique,  $\Phi_3$ . En el medio poroso el movimiento del fluido definido por la velocidad de filtración también puede describirse mediante la función potencial  $\Phi_2$ . El problema tiene solución si la función potencial  $\Phi_i(x, y, z, t)$  se conoce en cada una de las regiones,  $i=1, 2, 3$ .

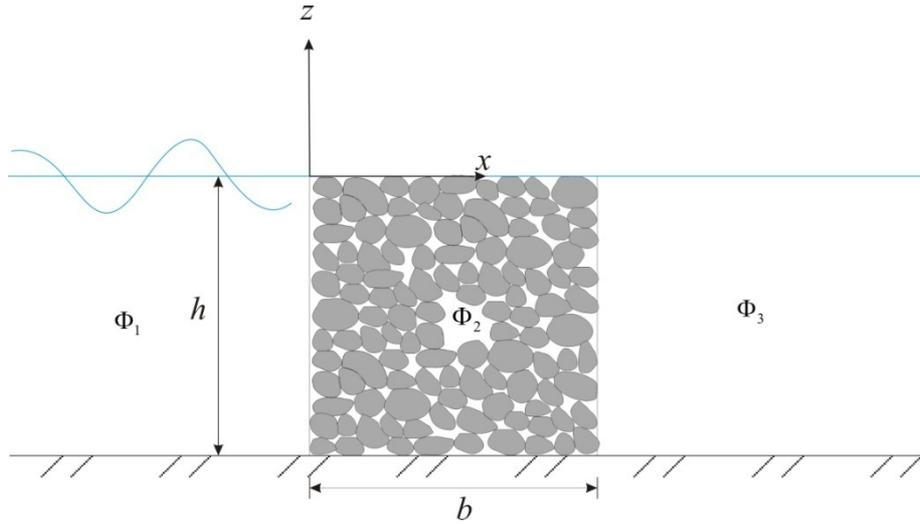


Figura I.5.1. Esquema del dique vertical poroso (Darlymple et al., 1991).

Si se supone un tren incidente que viaja con un ángulo  $\theta$  con respecto al eje  $x$  e incide en el dique que se encuentra a lo largo del eje  $y$ , el potencial se puede definir como

$$\Phi_i(x, y, z, t) = \text{Re} \left[ \phi_i(x, z) \exp(-i(\lambda y - \omega t)) \right], \quad i = 1, 2, 3 \quad (\text{I.6})$$

donde  $\text{Re}$  significa parte real,  $t$  es la variable tiempo y  $\omega = 2\pi/T$  la frecuencia angular de la onda.  $\lambda$  está relacionado con el modo progresivo del número de onda,  $k_o$ , por medio del ángulo de incidencia:  $\lambda = k_o \sin \theta$ .

El número de onda en cada región,  $k_i$ , satisface la ecuación de la dispersión

$$\Gamma_i = k_i h \tanh k_i h, \quad (\text{I.7})$$

con

$$\Gamma_i = \frac{\omega^2 h}{g}, \quad (\text{I.8})$$

donde  $g$  representa la aceleración de la gravedad. Asumiendo profundidad constante  $h$  en todas las regiones, la ecuación (I.7) tiene un número infinito de raíces imaginarias puras,  $k_{i_m}$  con  $m \geq 1$ .

En cada una de las regiones se define un problema de contorno regido por la ecuación de Laplace y sus correspondientes condiciones de contorno:

$$\frac{\partial^2 \phi_i}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial z^2} - \lambda^2 \phi_i = 0 \quad -h \leq z \leq 0 \quad (\text{I.9})$$

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial z} = 0 \quad z = -h \quad (\text{I.10})$$

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial z} - \frac{\Gamma_i}{h} \phi_i = 0 \quad z = 0 \quad (\text{I.11})$$

La solución al problema global debe ser continua, por lo que es necesario imponer continuidad de la solución en las interfaces definidas entre las regiones adyacentes. Las condiciones de compatibilidad que se imponen corresponden a la continuidad del flujo de masa y de las presiones.

Las condiciones de compatibilidad entre las interfaces son:

En  $x=0$

$$\begin{cases} \phi_{1x} = \varepsilon \phi_{2x} \\ \phi_1 = (s - if) \phi_2 \end{cases} \quad (\text{I.12})$$

En  $x=b$

$$\begin{cases} \varepsilon \phi_{2x} = \phi_{3x} \\ (s - if) \phi_2 = \phi_3 \end{cases} \quad (\text{I.13})$$

donde el subíndice  $x$  indica la derivada con respecto a la variable  $x$ .

Aplicando el método de separación de las variables se obtienen las expresiones de los potenciales en cada región. En la región 1 el potencial viene dado por

$$\phi_1(x, z) = I_0(z) \left\{ \exp[-ix\sqrt{k_0^2 - \lambda^2}] + R \exp[ix\sqrt{k_0^2 - \lambda^2}] \right\} + \sum_{n=1}^{\infty} I_n(z) R_n \exp[ix\sqrt{k_n^2 - \lambda^2}], \quad (\text{I.14})$$

donde la sumatoria representa una familia de modos evanescentes necesaria para satisfacer las condiciones de compatibilidad en las interfases. Los  $n$  modos evanescentes se disipan rápidamente a medida que se alejan del dique y están caracterizados por las infinitas raíces imaginarias de la ecuación de la dispersión.

La dependencia de la profundidad,  $I_n(z)$ , se expresa como

$$I_n(z) = \frac{ig \cosh k_n(h+z)}{\omega \cosh k_n h}, \quad n=0,1,2,\dots \quad (\text{I.15})$$

En la región 2 el potencial se define en la forma

$$\phi_2(x, z) = \sum_{n=1}^{\infty} P_n(z) \left\{ A_n \exp \left[ -ix \sqrt{K_n^2 - \lambda^2} \right] + B_n \exp \left[ i(x-b) \sqrt{K_n^2 - \lambda^2} \right] \right\} \quad (\text{I.16})$$

donde  $A_n$  y  $B_n$  son las amplitudes complejas de las ondas en el interior de la estructura porosa, y  $K_n$  satisface la ecuación de la dispersión para el medio poroso, es decir

$$\Gamma_1(s - if) = K_n h \tanh K_n h. \quad (\text{I.17})$$

La dependencia con la profundidad ahora es

$$P_n(z) = \frac{ig \cosh K_n(h+z)}{\omega \cosh K_n h}, \quad n=1,2,3,\dots \quad (\text{I.18})$$

Finalmente, en la región 3

$$\phi_3(x, z) = T_0 I_0(z) \exp \left[ -i(x-b) \sqrt{k_0^2 - \lambda^2} \right] + \sum_{n=1}^{\infty} T_n I_n(z) \exp \left[ -i(x-b) \sqrt{k_n^2 - \lambda^2} \right] \quad (\text{I.19})$$

donde  $I_0$  e  $I_n$  se definen como anteriormente (I.15).  $T$  es el coeficiente de transmisión complejo y las  $T_n$ ,  $n > 0$  son las amplitudes complejas de los modos evanescentes en la parte posterior del dique.

Con la finalidad de satisfacer las condiciones de compatibilidad en las interfaces definidas por las ecuaciones (I.12) y (I.13), se sustituyen los potenciales de las tres regiones obteniéndose un sistema de ecuaciones en  $R_o$ ,  $R_n$ ,  $T_o$ ,  $T_n$ ,  $A_n$  y  $B_n$ . Utilizando la ortogonalidad de las funciones  $I_n$  y  $P_n$  en el dominio  $(-h, 0)$  se quita la dependencia en  $z$  del sistema, simplificándose notablemente.

El sistema de ecuaciones se hace finito estableciendo los límites  $M$  y  $N$ , que son el número de modos evanescentes a considerar en el agua y en la región porosa, respectivamente. Truncadas las series, se obtiene un sistema de ecuaciones con el mismo número de incógnitas.

Para simplificar aún más la resolución del problema es posible utilizar la solución de la onda plana. En ella se asume que sólo es necesario emplear el modo más progresivo en cada región para compatibilizar las soluciones. Darlymple et al. (1991) demostraron que esta aproximación es válida para  $kh < 1.5$ . Con este procedimiento se obtienen un sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas que permite obtener las expresiones analíticas para  $R_o$  y  $T_o$ , presentadas a continuación

$$R = \frac{i(1-m^2) \sin \left[ \sqrt{K^2 - \lambda^2} b \right]}{2m \cos \left[ \sqrt{K^2 - \lambda^2} b \right] + i(1+m^2) \sin \left[ \sqrt{K^2 - \lambda^2} b \right]}, \quad (\text{I.20})$$

$$T = \frac{2m}{2m \cos \left[ \sqrt{K^2 - \lambda^2} b \right] + i(1+m^2) \sin \left[ \sqrt{K^2 - \lambda^2} b \right]}, \quad (\text{I.21})$$

donde

$$m = \frac{\varepsilon}{s - if} \sqrt{\frac{K^2 - \lambda^2}{k^2 - \lambda^2}}.$$

Interacción de un tren de ondas con un dique vertical permeable coronado por un espaldón Losada et al. (1993)

Losada et al. (1993) consideran la interacción de un tren incidiendo oblicuamente sobre una estructura vertical porosa, homogénea e isotrópica de anchura  $b$ , y altura  $a$ , coronada con un elemento vertical de la misma anchura, y situada entre dos regiones semi-infinitas de profundidad constante  $h$ , tal como se muestra en la Figura I.5.2.

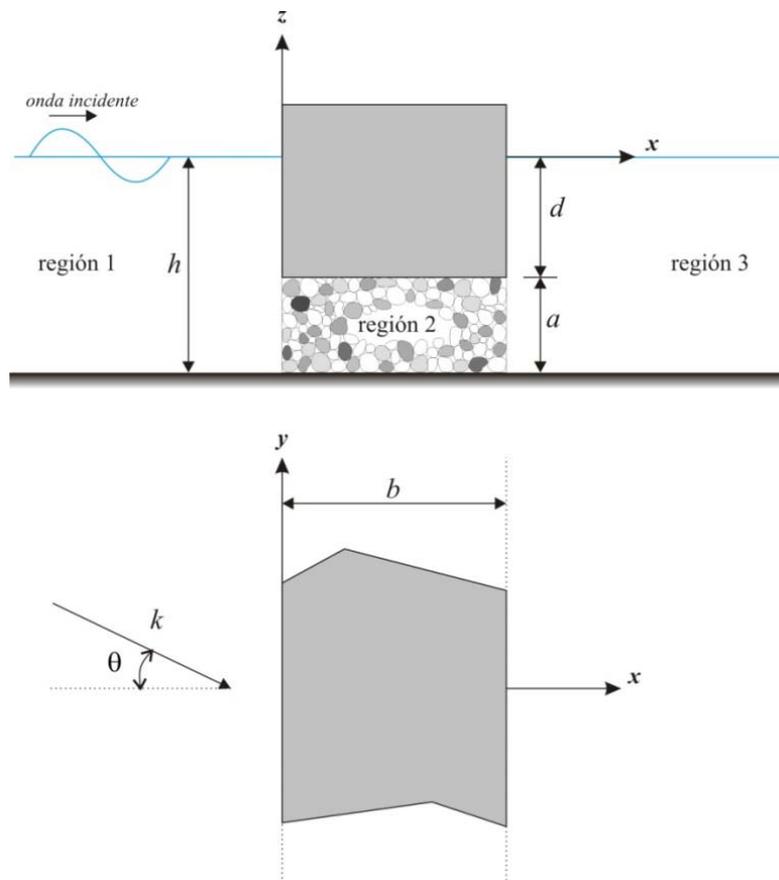


Figura I.5.2. Definición del problema

Las características principales del medio poroso son: su porosidad,  $\epsilon$ , el coeficiente de fricción lineal,  $f$ , y el coeficiente inercial,  $s$ , (Sollit y Cross, 1972). Usualmente se suele utilizar el valor de  $s = 1$ . El tren incidente se ve parcialmente reflejado y parcialmente transmitido a través del medio poroso. Se asume que se trata de un fluido incompresible y flujo irrotacional, el tren de ondas se representa con un potencial de velocidades en cada una de las regiones fluidas:  $\Phi_1$  a barlomar del dique y  $\Phi_3$  a sotamar del dique. En el medio poroso, región 2, el flujo puede describirse en función de la velocidad de filtración mediante un potencial (Losada et al., 1993), es decir,  $\Phi_2$ . En cada una de las regiones se establece un problema de contorno definido mediante la ecuación de Laplace y las correspondientes condiciones de contorno.

La onda viaja formando un ángulo,  $\theta$ , con respecto al eje  $x$  e incide sobre el dique que está situado paralelamente al eje  $y$ . Con este sistema de referencia los potenciales de velocidades puede separarse como:

$$\Phi_i(x, y, z, t) = \mathbb{R} \left[ \phi_i(x, z) e^{-i(\lambda y - \sigma t)} \right]; \quad i = 1, 2, 3 \quad (I.22)$$

donde  $\sigma$  es la frecuencia angular,  $k_0$  el número de onda del modo progresivo y

$$\lambda = k_0 \sin \theta. \quad (I.23)$$

Aplicando la ley de Snell se requiere que la variación en  $y$  de la solución sea la misma para cada región y así satisfacer las condiciones de acuerdo en cada una de las interfases.

Las ecuaciones de gobierno en las tres regiones son

$$\frac{\partial^2 \phi_i}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial z^2} - \lambda^2 \Phi_i = 0; \quad \begin{cases} -h \leq z \leq 0; & i = 1, 3 \\ -h \leq z \leq a; & i = 2 \end{cases} \quad (I.24)$$

y

$$\bar{u} = \nabla \phi_i \quad (I.25)$$

Las condiciones de contorno son

- Condición cinemática de contorno en el fondo:

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial z} = 0; \quad z = -h, \quad i = 1, 2, 3 \quad (I.26)$$

- Condición de contorno mixta en la superficie libre

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial z} - \frac{\Gamma}{h} \phi_i = 0; \quad z = 0, \quad i = 1, 3 \quad (I.27)$$

donde

$$\Gamma = \frac{\sigma^2 h}{g} \quad (\text{I.28})$$

y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

- Condición de contorno en la base del espaldón

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial z} = 0; \quad z = -h + a, \quad i = 2 \quad (\text{I.29})$$

La condición de acuerdo en las interfases,  $x = 0$  y  $x = b$  se especifican en función de la presión y el flujo de masa para asegurar la continuidad entre regiones adyacentes. Las expresiones matemáticas de las condiciones de compatibilidad son las siguientes:

En  $x = 0$

- Impermeabilidad del espaldón

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial x} = 0; \quad -h + a < z \leq 0 \quad (\text{I.30})$$

- Continuidad de la velocidad

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial x} = \varepsilon \frac{\partial \phi_2}{\partial x}; \quad -h < z \leq -h + a \quad (\text{I.31})$$

- Continuidad de la presión

$$\phi_1 = (s - if) \phi_2; \quad -h < z \leq -h + a \quad (\text{I.32})$$

En  $x = b$

- Impermeabilidad del espaldón

$$\frac{\partial \phi_3}{\partial x} = 0; \quad -h + a < z \leq 0 \quad (\text{I.33})$$

- Continuidad de la velocidad

$$\frac{\partial \phi_3}{\partial x} = \varepsilon \frac{\partial \phi_2}{\partial x}; \quad -h < z \leq -h + a \quad (\text{I.34})$$

- Continuidad de presión

$$\phi_3 = (s - if) \phi_2; \quad -h < z \leq -h + a \quad (\text{I.35})$$

La solución se deriva utilizando el método de separación de variables que da lugar a un problema de Sturm-Liouville.

En la Región 1 el potencial  $\phi_1$  es

$$\phi_1 = I_0(z) \left[ e^{-ix\sqrt{k_0^2 - \lambda^2}} + R_0 e^{ix\sqrt{k_0^2 - \lambda^2}} \right] + \sum_{n=1}^{\infty} I_n(z) R_n e^{ix\sqrt{k_n^2 - \lambda^2}} \quad (\text{I.36})$$

donde el sumatorio representa una familia de modos evanescentes que permiten satisfacer las condiciones de compatibilidad en la interfase. Se escogen las raíces que satisfacen

$$\Re \left\{ \sqrt{k_0^2 - \lambda^2} \right\} \geq 0 \quad \text{y} \quad \Im \left\{ \sqrt{k_0^2 - \lambda^2} \right\} \leq 0 \quad (\text{I.37})$$

El subíndice  $_0$  indica el modo progresivo que incide y se refleja en el dique. Los  $n$  modos evanescentes se disipan rápidamente a medida que se alejan de la estructura y se caracterizan por las infinitas raíces imaginarias de la ecuación de la dispersión.

$$\Gamma = k_n h \tanh k_n h; \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots \quad (\text{I.38})$$

Esta ecuación trascendente tiene raíces reales  $\pm k_0$ , donde  $k_0 > 0$  corresponde al modo progresivo.  $R_0$  es el coeficiente de reflexión complejo correspondiente al modo propagante asumiendo que la onda incidente tiene amplitud unitaria. Esta suposición no quita generalidad a la solución, dado que se trata de un análisis lineal.

La función que indica la dependencia de la profundidad  $I_n(z)$ , que se expresa como:

$$I_n(z) = \frac{ig \cosh k_n (h+z)}{\sigma \cosh k_n h}; \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots \quad (\text{I.39})$$

Para un problema de Sturm-Liouville, las autofunciones  $\{ \cosh k_n (h+z), n = 0, 1, 2, 3, \dots \}$ , correspondientes a autovalores distintos  $k_n$ , son funciones ortogonales, y cumplen:

$$\int_{-h}^0 \cosh k_n (h+z) \cosh k_m (h+z) dz = \delta_{nm} N^2 \quad (\text{I.40})$$

donde

$$N^2(k_n) = \frac{\sinh 2k_n + 2k_n h}{4k_n} \quad (\text{I.41})$$

$\delta_{nm}$  es la función delta de Kronecker, igual a cero excepto cuando  $n = m$ , en cuyo caso vale la unidad.

En la Región 2, el potencial de velocidades depende del ángulo de incidencia.

- Para incidencia normal

$$\phi_2(x, z) = [A_0x + B_0] + \sum_{n=1}^{\infty} P_n(z) \left[ A_n e^{-x\sqrt{K_n^2 + \lambda^2}} + B_n e^{(x-b)\sqrt{K_n^2 + \lambda^2}} \right] \quad (I.42)$$

- Para incidencia oblicua

$$\phi_2(x, z) = \sum_{n=0}^{\infty} P_n(z) \left[ A_n e^{-x\sqrt{K_n^2 + \lambda^2}} + B_n e^{(x-b)\sqrt{K_n^2 + \lambda^2}} \right] \quad (I.43)$$

$A_n$  y  $B_n$  son las amplitudes complejas de las ondas en el interior de la estructura porosa. La variación con la profundidad viene ahora establecida por:

$$P_n(z) = \cos K_n(h + z) \quad (I.44)$$

donde  $\{\cos K_n(h + z), n = 0, 1, 2, \dots\}$  forma una base ortogonal completa en el dominio  $-h \leq z < -h + a$ , con

$$\int_{-h}^{-h+a} \cos K_n(h + z) \cos K_m(h + z) dz = \delta_{nm} Q^2 \quad (I.45)$$

donde

$$Q^2(K_n) = \begin{cases} a & \text{si } n = 0 \\ \frac{a}{2} & \text{si } n = 1, 2, \dots \end{cases} \quad (I.46)$$

Con el fin de satisfacer la condición de no flujo vertical en  $z = -h, -h + a$ .

Finalmente en la región 3

$$\phi_3(x, z) = T_0 I_0(z) e^{-i(x-b)\sqrt{k_0^2 - \lambda^2}} + \sum_{n=1}^{\infty} T_n I_n(z) e^{-i(x-b)\sqrt{k_n - \lambda^2}} \quad (I.47)$$

donde  $I_0$  y  $I_n$  se define como en la ecuación (I.39).  $T_0$  es el coeficiente de transmisión complejo y  $T_n, n > 0$ , son las amplitudes complejas de los modos evanescentes en la interfase a sotavento del dique.

Con el fin de compatibilizar las soluciones en las interfases,  $x = 0$  y  $x = b$ , se sustituyen los potenciales  $\phi_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) en las ecuaciones (I.29) a (I.35). Se obtiene con ello un sistema de ecuaciones cuyas incógnitas son:  $R_0, R_n, A_0, A_n, B_0, B_n, T_0, T_n$ . Para obtener un sistema de ecuaciones finito, es necesario fijar los valores de  $M$  y  $N$  que corresponden al número de modos evanescentes en el agua y en el medio poroso, respectivamente. La elección de los valores de  $M$  y  $N$  se han realizado utilizando la recomendación de Hudde y Letens (1985), que proponen que el número de modos evanescentes en el agua viene determinado por el cociente entre las anchuras de cada región, es decir,  $M > \alpha N$ , ( $\alpha = h/a$ ). Esto garantiza que cada modo en el medio poroso se corresponde con un modo de estructura similar en la región del fluido, mejorando con ello la precisión de la solución. Truncando las series, se obtiene un sistema de  $2(M + 1) + 2(N + 1)$  con el mismo número de incógnitas.

**Subpresiones en el espaldón** El adecuado diseño de diques con espaldón requiere de la determinación de las acciones que la presión ejerce en la base de la superestructura. Los métodos empleados en la actualidad asumen una distribución lineal de las presiones en la base del espaldón, lo cual se ha demostrado como inadecuado por Liu (1985) y otros investigadores

La ecuación linealizada de Bernoulli (Sollit y Cross, 1972)

$$s \frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{p}{\rho} + f \sigma \phi = 0 \quad (\text{I.48})$$

donde  $\rho$  es la densidad del agua de mar. Substituyendo la expresión de  $\phi_2$  en la ecuación (I.48), se obtiene el campo de presiones en la región 2

$$\frac{p_2}{\rho} = -\sigma(is + f)\phi_2 - gz \quad (\text{I.49})$$

La fuerza vertical,  $F_v$ , inducida por las ondas que inciden sobre la estructura, se calcula integrando la ley de presiones bajo el espaldón

$$F_v = \int_0^b P dx = -\rho \sigma (is + f) \int_0^b \phi_2 dz \quad (\text{I.50})$$

Realizando la integración se obtiene

$$F_v = -\rho \sigma (is + f) \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} P_n [A_n + B_n] \left[ \frac{1 - e^{-b\sqrt{K_n^2 + \lambda^2}}}{\sqrt{K_n^2 + \lambda^2}} \right] \right\} \quad (\text{I.51})$$



## ANEJO II: Canal de ola corriente CEAMA-UGR

### Características técnicas

El canal ola-corriente del CEAMA-UGR, que se muestra en la Figura II.5.3, tiene una longitud de 23 metros, 0.65 metros de anchura y 0.9 m de altura. La pala de generación es de tipo pistón. El sistema de generación, control y adquisición de datos está integrado por el módulo AWACS<sup>2</sup> y el software DHI Wave Synthesizer, ambos sistemas de DHI Water & Environment. El módulo AWACS<sup>2</sup> incorpora un sistema activo de control de la reflexión que puede ser activado o no dependiendo de las condiciones de cada ensayo.

Para la adquisición de datos, el laboratorio posee 10 sensores de nivel tipo conductivo y 10 sensores de presión. El registro de los datos se integra por el software de generación y control, lo que favorece la simultaneidad de las medidas de todos los sensores y la generación en el tiempo.



Figura II.5.3. Canal ola-corriente CEAMA –UGR.

### Limitaciones técnicas en el laboratorio: soluciones adoptadas

No se pueden perder de vista las limitaciones impuestas por las dimensiones finitas del canal, así como la forma de generación artificial del oleaje. A continuación se analizan algunos de los problemas que están presentes en el laboratorio y las soluciones que se han adoptado para su mitigación.

**Reflexión de oleaje por la pared final del canal.** Uno de los problemas que se presentan en la realización de ensayos de laboratorio es la reflexión del oleaje en el modelo a ensayar y

en la pared del canal opuesta a la pala. El oleaje reflejado interacciona con el generado, dando lugar a condiciones distintas a las que se desea ensayar. Dado que la pared del canal es vertical e impermeable, la reflexión que se produce no es, en ningún caso despreciable. Una solución que se ha adoptado para reducir al máximo la reflexión no deseada es mediante un dissipador de oleaje parabólico. Con este dispositivo se reduce notablemente la reflexión provocada por la parte final del canal. En la Figura II.5.4 se muestra una fotografía de la rampa dissipadora.



Figura II.5.4. Rampa dissipadora de energía canal ola-corriente CEAMA-UGR.

**Absorción de reflexiones en la pala.** El sistema de absorción de reflexiones en la pala dispone de un par de sensores de nivel adosados a la pala que toman medidas de la variación de la superficie libre a lo largo del ensayo. La medida de estos sensores se corresponde con la superposición del oleaje que se desea ensayar, y el oleaje reflejado que se propaga hacia la pala.

De la comparación entre el oleaje medido y el que teóricamente se debería estar generando, se obtiene el desplazamiento de la pala necesario para absorber la diferencia de niveles. Simultáneamente a la medida del nivel, el controlador de posición registra la posición de la pala. Con esta medida y el desplazamiento calculado se obtiene la nueva posición de la pala.

**Ondas transversales.** Uno de los problemas que se pueden presentar durante la realización de un ensayo es la generación de ondas transversales en el canal, definidas como la oscilación perpendicular al sentido de propagación como consecuencia de la existencia de paredes verticales impermeables. Su presencia se manifiesta por oscilaciones máximas y mínimas alternadas de pared a pared del canal, propagándose desde la pala. Su generación

depende de las características geométricas del canal, de la profundidad de agua que hay en el canal y del periodo del oleaje ensayado. Tanto el periodo del oleaje como la profundidad de agua son inherentes a un ensayo, por lo que la corrección de la generación de la onda transversal se hace actuando sobre el ancho del canal de ensayo.

Si el canal tiene una anchura tal que se genera onda transversal en los oleajes habituales de ensayo, la solución es reducir el ancho del canal, evitando la aparición de dicha onda. Sin embargo, si la generación de la onda transversal es puntual, se pueden disponer paredes perpendiculares comenzando a poca distancia de ésta y llegando hasta el modelo. Las paredes deben tener ranuras verticales equiespaciadas, de forma que la onda transversal se haya disipado al alcanzar la sección de ensayo.



Figura II.5.5. Disipadores de onda transversal en el canal ola-corriente CEAMA-UGR.

**Ondas largas.** Otro de los problemas asociado a la generación de oleaje en laboratorio es la aparición de ondas largas que se definen como el conjunto de oscilaciones de la masa de agua contenida en el canal.

La presencia de las ondas largas en un canal de oleaje depende tanto de la longitud del canal, como de la profundidad del agua y del periodo del oleaje ensayado. Si el problema se presenta para las condiciones habituales de ensayo, se pueden evitar modificando las dimensiones del canal.

**Ondas secundarias.** Cuando una pala tipo pistón se mueve para generar le oleaje lo hace con una distribución de velocidades uniforme en profundidad. Dado que las ondas que se quieren generar tienen un perfil de velocidad en profundidad diferente al de la pala, se generan además otro tipo de ondas que compensan dicha diferencia. Estas ondas se conocen con el nombre de evanescentes porque se amortiguan al propagarse.

Cuando se analiza el problema al segundo orden, además del modelo propagante y de los evanescentes, se obtienen los modos libre inducidos por los términos no lineales en la pala. Si se hace el análisis al tercer orden, además del modo propagante, los evanescentes y los modos libres, se obtienen los que surgen de la interferencia entre el modo propagante al primer orden y los modos libre al segundo orden.

En la Figura II.5.6 se presentan las componentes generadas por una pala tipo pistón al tercer orden (Goda, 1997).

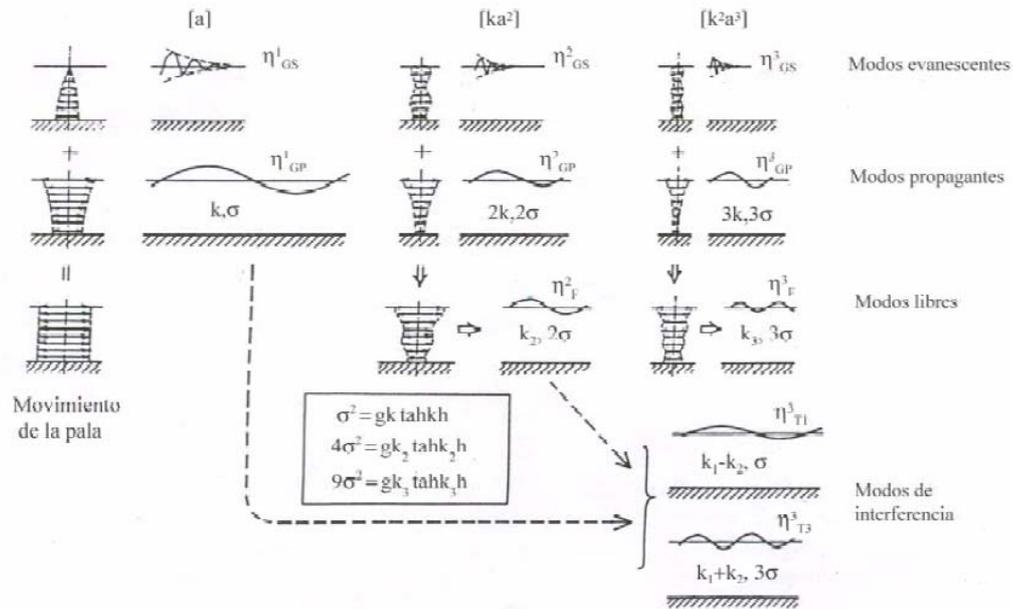


Figura II.5.6. Ondas generadas por una pala tipo pistón (Goda, 1997).

El efecto que la generación de todas estas componentes tiene sobre el oleaje que se desea ensayar se denomina onda secundaria. Se trata de una onda que se propaga a menor velocidad que el modo propagante al primer orden y de menor amplitud que éste, por lo que aparece y reaparece en el seno de la onda propagante.

## ANEJO III: Ensayos UGR

### Prototipo

El Puerto de Gijón está situado en el litoral Cantábrico en un tramo de la costa asturiana. Es el primer puerto granelero del sistema portuario español con un tráfico anual de 20 millones de toneladas. El crecimiento de la flota granelera en los últimos años, tanto en número como en dimensiones ha creado la necesidad de ampliar las prestaciones del puerto actual. La Figura III.5.7 muestra la disposición en planta de la ampliación que tienen propuesta para el puerto y que se encuentra ya en construcción.

Los oleajes más energéticos que afectan la zona proceden del sector NW, con alturas de ola que pueden alcanzar valores de 11 m de significativa en profundidades indefinidas. La carrera de marea astronómica respecto al cero del puerto es del orden de 5m, mientras que la carrera de marea meteorológica alcanza valores del orden de 0.4m. El dique Torres, que se muestra en la Figura III.5.7, y que es el objeto de este estudio, se encuentra casi alineado con la dirección Norte. Lo que indica que los trenes de onda inciden o con gran oblicuidad o en algunos casos se propagan paralelos a la estructura.



Figura III.5.7. Disposición en planta de la ampliación del Puerto de Gijón.

El dique Torres tiene tipología de un dique en talud compuesto por un núcleo, un filtro, cubos de hormigón en el manto principal y un parapeto. La estructura tiene una longitud de 1488 m y está en seis secciones en las que varía el peso de los bloques de hormigón y en algunos casos la pendiente del talud. En la Tabla III.5.1 se presentan los pesos de las piezas

que conforman las distintas secciones, así como la cota de cimentación y coronación de los espaldones.

La batimetría de la zona es relativamente compleja, debido en gran medida a la naturaleza rocosa del fondo. Se trata de un fondo accidentado caracterizado por la presencia de bajos, entre los que destacan el Bajo de las Amosucas situado al NE del puerto actual y la Cabo de Torres localizado al final del dique Torres.

Subtramo	Manto principal	Pendiente del talud	Cota de cimentación espaldón (respecto a la bajamar)	Cota de coronación espaldón
<b>A</b>	Escollera 3 ton	1.5:1	+4.00	+09.50
<b>B</b>	Cubos 10 ton	1.5:1	+4.00	+09.50
<b>C</b>	Cubos 45 ton	1.5:1	+4.00	+10.50
<b>D</b>	Cubos 45 ton	1.5:1	+4.00	+14.00
<b>E</b>	Cubos 90 ton	2:1	+4.00	+16.50
<b>F</b>	Cubos 145 ton	2:1	+4.00	+16.50

Tabla III.5.1. Principales características del dique Torres.

## Modelo

Los experimentos del dique Torres se realizaron en el tanque de oleaje de 21x9x1 metros de la Universidad de Granada. El modelo se realizó a escala 1:60; además de la estructura se reprodujeron los contornos batimétricos, el emisario submarino que pasa por la zona y el Cabo de Torres que se encuentra al final del dique (véase Figura III.5.8. Modelo experimental dique Torres. Laboratorio de la Universidad de Granada (tomado de Informe final MO2v2, 2006). y Figura III.5.9).



Figura III.5.8. Modelo experimental dique Torres. Laboratorio de la Universidad de Granada (tomado de Informe final MO2v2, 2006).

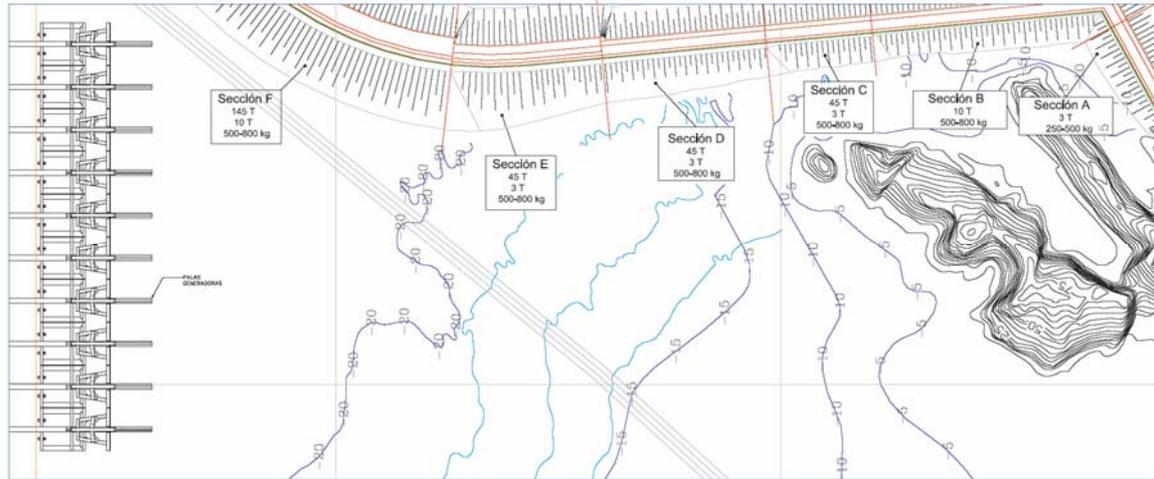


Figura III.5.9 Configuración en planta del modelo (tomado de Informe final MO2v2, 2006).

El modelo se construyó con un núcleo, un filtro, cubos de hormigón en el manto principal y un espaldón, respetando las medidas del prototipo. En la construcción del núcleo se utilizó árido de cantera, los bloques de hormigón para el manto principal se escalaron manteniendo la densidad de los bloques en prototipo. La transición entre secciones se realizó en ángulo de 30° para incrementar la estabilidad. En estas zonas el manto se conformó por una capa de las piezas de menor tamaño y la segunda capa por las piezas de mayor tamaño correspondientes a la siguiente sección.

La Figura III.5.10 muestra la construcción de la transición entre las secciones E y F. El triángulo formado con las piezas de color amarillo es la transición, sobre estas piezas se colocarán las piezas de color rojo que corresponden a la siguiente sección.



Figura III.5.10. Construcción de la transición entre las secciones E y F.

El nivel de agua utilizado en los ensayos corresponde al nivel máximo de marea en prototipo (+5.0 m). Se generó oleaje regular para las direcciones: N15W, N y N15W. Las parejas de altura de ola-periodo ensayadas fueron:  $H = 10-14$  m,  $T = 12-18$  s; estos valores

se eligieron teniendo en cuenta el estado de mar de diseño, y que debido a la profundidad, cierta parte de ese oleaje está limitado por la rotura.

Se colocaron sensores del nivel para medir la variación de la superficie libre en las cercanías al dique y en todo el tanque. En la Figura III.5.11 se muestra la disposición.

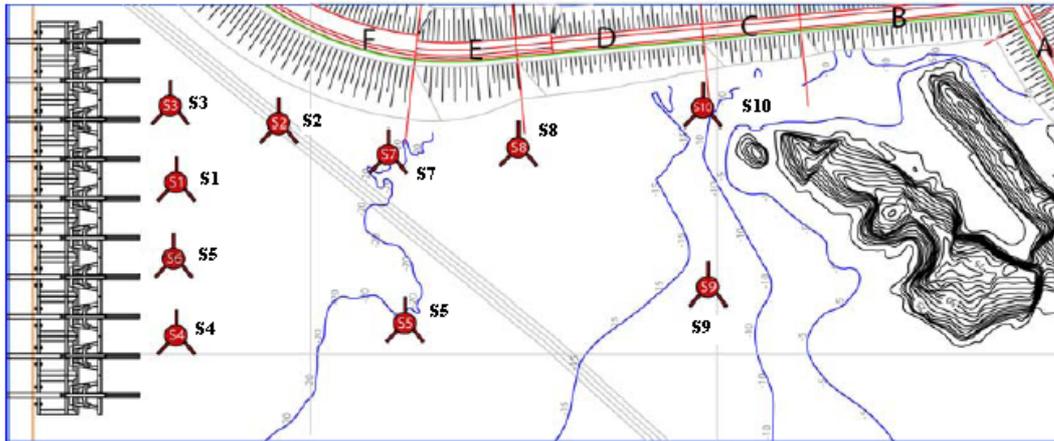


Figura III.5.11 Disposición en planta de los sensores (tomado de Informe final MO2v2, 2006).

Todos los ensayos fueron grabados para posteriores análisis, la Figura III.5.12 muestra la disposición de las cámaras.

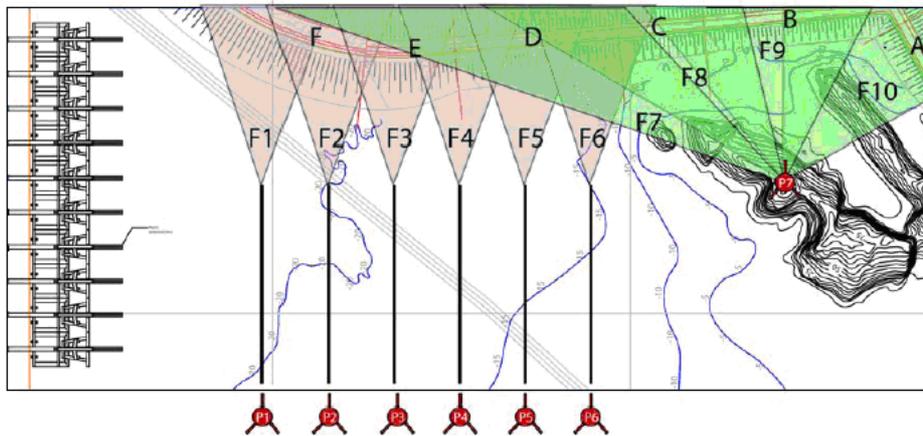


Figura III.5.12 Disposición de las cámaras para la monitorización (tomado de Informe final MO2v2, 2006)

## ANEJO IV. Ensayos HR Wallingford

La empresa HR Wallingford (HRW), por encargo de la Unión Temporal de Empresas que construye la ampliación del puerto de Gijón, realizó una serie de ensayos para verificar el comportamiento de las obras de protección. Además, con las realización de estos ensayos se pretendía elegir la configuración más adecuada para realizar la transición entre el dique Torres y el dique Norte. Tanto los datos experimentales como los reportes fueron suministrados al Grupo de Puertos y Costas de la Universidad de Granada, por HRW a petición de la Autoridad Portuaria de Gijón.

### Modelo

Los experimentos se realizaron en un tanque de oleaje de 42x18x2 metros. El modelo experimental, realizado a escala 1:60, incluyó los dos diques de abrigo de la ampliación del Puerto, el dique Torres y dique Norte, así como el cajón de entronque. La vista en planta de la ampliación se muestra en la Figura IV.5.13. El dique Torres corresponde a un dique en talud coronado por un espaldón, mientras que el dique Norte y el entronque tienen tipología de dique vertical.



Figura IV.5.13. Vista en planta de la ampliación del Puerto de Gijón.

En el modelo, que se muestra en la Figura IV.5.14, se reprodujo la batimetría de la zona. El nivel del mar se fijó en el valor correspondiente al nivel de marea máxima en prototipo, es decir, +5.00 m (medido a partir del cero del puerto).

Se generó oleaje irregular para dos direcciones principales: 343°N y 3°N. Las alturas de ola significantes y periodos pico asociados a los estados de mar ensayados fueron,  $H_s = 4-10$  m y  $T = 15$  y 20 s.

Se midieron los siguientes parámetros:

- Variación de la superficie libre con una disposición de 7 sensores de nivel para detectar la dirección del oleaje reflejado.
- Presiones en 5 posiciones del espaldón del dique Torres con una frecuencia de muestreo de 150 Hz en modelo (19.050 Hz en prototipo). Esta frecuencia ofrece una resolución de aproximadamente 8 puntos, asumiendo que frecuencia natural de la superestructura es de 2 Hz.
- Presiones en el cajón de entronque, con la misma frecuencia de muestreo.
- Caudal de rebase tanto en el dique Torres, como en el entronque y en el dique Norte. Los dispositivos utilizados permiten conocer el caudal para cada evento de rebase.



Figura IV.5.14. Fotografía del modelo de la ampliación del Puerto de Gijón ensayado en la empresa HRWallingford