

01162  
2013  
2013  
2013

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE  
ROMPEOLAS SUMERGIDOS

ADOLFO ALEJANDRO AZCONA SANCHEZ

TESIS

Presentada a la División de Estudios  
de Posgrado de la

FACULTAD DE INGENIERIA  
de la

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Como requisito para obtener  
el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA  
(Hidráulica)

CIUDAD UNIVERSITARIA

México, D.F., 1989.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## RESUMEN

El propósito fundamental de un rompeolas es proteger una determinada zona de la acción directa del oleaje. Normalmente los rompeolas se diseñan de tal manera que se evite el rebasamiento por parte del oleaje; para tal fin, la construcción requiere de grandes volúmenes de material, incrementando su costo.

Cuando la protección requerida contra el oleaje es sólo parcial, el rompeolas puede ser sumergido, disminuyendo el costo de construcción por requerirse menos volumen de material.

En este trabajo se consignan los resultados obtenidos en los experimentos efectuados en el tanque de olas del Instituto de Ingeniería en una estructura sumergida rígida e impermeable apoyada sobre fondo fijo, proporcionando información necesaria en la comprensión del funcionamiento hidráulico de una estructura

sumergida construída a base de elementos sueltos, tal y como se presenta en la realidad.

## INDICE

1.	INTRODUCCION	1
2.	MARCO TEORICO	6
2.1	Análisis de la energía del oleaje	6
2.2	Flujo de energía de una onda	7
2.3	Coefficiente de transmisión	17
2.4	Ecuación de Fuchs	17
3.	ESTUDIO EXPERIMENTAL	21
3.1	Antecedentes	21
3.2	Instalación experimental	22
3.2.1	Tanque de olas	22
3.2.2	Generador de olas	23
3.2.3	Equipo de medición	23
3.3	Procesamiento de la información	26
3.4	Experimentos efectuados con escollero rígido e impermeable sobre fondo fijo, taludes 1.5	32
4.	ANALISIS DE DATOS EXPERIMENTALES	58
4.1	Análisis dimensional	58
4.2	Resultados y gráficas	60
4.3	Ejemplos numéricos	63

5.	CONCLUSIONES	73
6.	RECONOCIMIENTO	77
7.	REFERENCIAS	78

## I. INTRODUCCION

Desde tiempos inmemoriales el hombre ha tenido necesidad de construir obras para el aprovechamiento del agua y para protegerse de los efectos, algunas veces devastadores, que pueden ocasionarse si el agua está fuera de control y sujeta únicamente a las fuerzas presentes en la naturaleza. En el momento en que el hombre vierte sus esperanzas de prosperidad, crecimiento y expansión hacia el mar, surge la necesidad de protegerse a sí mismo de la acción producida por el agua de mar en movimiento, es decir, del oleaje.

Debido a la estrecha relación existente entre el hombre y el mar desde la aparición de aquél en la faz de la tierra, la comprensión del comportamiento de las grandes masas de agua ha sido de capital importancia en el desarrollo de la actividad humana, principalmente en las civilizaciones que fijaron parte de su poderío y de su actividad económica en los océanos. Por tanto, la necesidad de contar con obras de protección contra los efectos del oleaje resultaba, al igual que en la actualidad, indispensable.

Las obras de protección contra el oleaje construidas por el hombre han evolucionado en la medida en que el conocimiento del oleaje y en general de los fenómenos a él asociados se han profundizado de manera científica. En un principio, las obras de protección contra el oleaje se construían de manera totalmente empírica, pero seguir algún criterio racional que relacionara las características del oleaje con las propiedades del material que se emplearía en la construcción de

la estructura de protección.

El rompeolas es una estructura artificial construida para disminuir o eliminar los efectos del oleaje en una determinada zona a la cual se pretende proteger. La sección transversal típica del rompeolas consiste de una sección trapecial que emerge de la superficie del mar, formado a base de elementos sueltos, normalmente colocados en varias capas, con distintos tamaños y pesos.

Diversos y extensos estudios experimentales se han efectuado para obtener un diseño satisfactorio y confiable de rompeolas emergidos o convencionales, acorde a las necesidades de seguridad, eficiencia y economía. En la actualidad este tipo de obras de protección es el más comúnmente utilizado; la protección que brinda la estructura así concebida es total, es decir, no se permite que el oleaje la rebase. Sin embargo, son muy costosas y a pesar de la experiencia acumulada en este tipo de obras, su comportamiento real dista mucho de ser comprendido totalmente, por lo que los parámetros involucrados en su diseño son modificados frecuentemente.

Los rompeolas sumergidos son estructuras de protección contra el oleaje cuya corona o nivel máximo se encuentra por debajo del nivel medio del mar. A pesar de no ser de reciente concepción y encontrarse en la literatura referencias sobre ellos que datan de más de cuarenta años<sup>1,2,3,6</sup>, el funcionamiento hidráulico, estabilidad y diseño son todavía sujetos de polémica debido a que no se han desarrollado estudios teóricos y experimentales cuyos resultados hayan sido amplio y satisfactoriamente verificados.

Los rompeolas sumergidos son utilizados en casos en los que no se



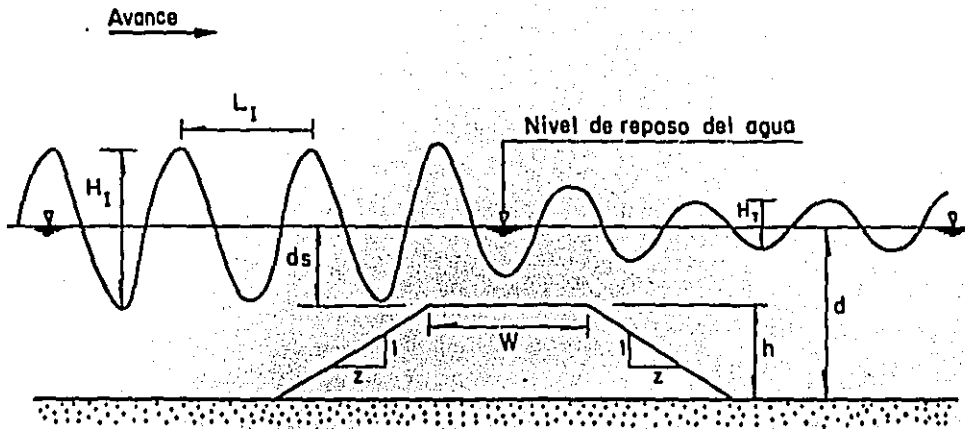
requiere protección total contra el oleaje; por ejemplo, en zonas turísticas donde es importante la presencia del oleaje, la construcción de un rompeolas convencional para proteger el sitio limita al máximo la altura del oleaje, y además es un elemento que destruye la armonía y belleza natural del lugar. En acuicultura existe la necesidad de cierto movimiento de la masa de agua para la recirculación de nutrientes y oxígeno, vitales para la proliferación de las especies; en este caso el rompeolas sumergido es la mejor opción que proporciona tanto defensa como la agitación necesaria. En la protección de carreteras y caminos costeros que no requieren que el oleaje sea reducido al mínimo, sino únicamente a niveles aceptables para la estabilidad de los terraplenes sobre los cuales se encuentran, también los rompeolas sumergidos son la alternativa idónea.

La estructura del rompeolas convencional requiere de grandes volúmenes de material cuyo costo obviamente resulta ser mayor que en el caso de un rompeolas sumergido, aunque la protección brindado por el primero sea mayor que la que proporciona el segundo; por lo tanto, sería recomendable un análisis económico comparativo entre ambas alternativas, siempre y cuando existiera un criterio de diseño adecuado para el rompeolas sumergido. Por lo tanto, la formulación de un diseño para este tipo de estructuras debe ser un objetivo por alcanzar.

En la literatura relacionada con el tema se encuentran estudios tanto teóricos como experimentales cuyo objetivo fundamental es la cuantificación de la energía del oleaje incidente que la estructura sumergida es capaz de disipar, así como la magnitud de la energía que logra transmitirse hacia la zona protegida,

simulándose la estructura y la cimentación como cuerpos rígidos, sin posibilidad de movimiento alguno. A pesar de esta simplificación respecto del fenómeno real, los resultados obtenidos no son satisfactorios y no pueden contrastarse en muchos casos debido a la diversidad de rangos y parámetros utilizadas. En la fig. 1.1 se muestra el esquema de un rompeolas sumergido con las variables comúnmente utilizadas en su estudio, tanto teórico como experimentalmente. Los efectos del oleaje se disminuyen mediante la disipación de la energía del oleaje incidente, manifestada a través de la altura del oleaje. La energía del oleaje que incide en una estructura sumergida se descompone de la siguiente manera: una parte se refleja, otra se disipa al provocarse el rompimiento del oleaje y finalmente el remanente se transmite hacia la zona protegida, de tal suerte que una forma natural de evaluar la eficiencia del rompeolas es a través del cociente entre la energía incidente y la energía transmitida.

El objetivo del presente estudio es la determinación del amortiguamiento del oleaje cuando incide sobre una estructura sumergida rígida e impermeable, apoyada sobre fondo fijo; asimismo, la visualización y comprensión del complejo fenómeno de la disipación y transmisión de energía en estas condiciones también constituye la parte fundamental del presente trabajo. Para lograr tales objetivos se recurrió a la experimentación, habiéndose ensayado cuatro niveles de sumersión y cuatro periodos de oleaje, registrándose las alturas del oleaje antes y después de la estructura en cuatro puntos distintos, para determinar de esta manera el amortiguamiento sufrido por el oleaje incidente.



- $ds$  - Sumersión de la corona de la estructura o rompeolas
- $d$  - Profundidad de agua
- $W$  - Ancho de la corona de la estructura
- $z$  - Talud de la estructura
- $h$  - Altura de la estructura ( $h = d - ds$ )
- $H_I$  - Altura de la ola incidente
- $L_I$  - Longitud de la ola incidente
- $H_T$  - Altura de la ola transmitida
- $K_T$  - Coeficiente de transmisión ( $K_T = \frac{H_T}{H_I}$ )
- $ds/d$  - Sumersión relativa del rompeolas

Fig 1.1 Esquema de un rompeolas sumergido

## 2. MARCO TEORICO

### 2.1 Análisis de la energía del oleaje

La energía del oleaje se transforma de diversas maneras cuando el oleaje incide sobre una estructura sumergida.

La energía incidente  $E_I$  se descompone en :

- a) Energía reflejada  $E_R$
- b) Energía disipada  $E_D$ , debido a diversas causas; fricción, formación de vórtices, turbulencia, etc.
- c) Energía transmitida entre la cresta de la estructura y la superficie libre del agua,  $E_{T0}$
- d) Energía transmitida a través del cuerpo de la estructura por poros y huecos,  $E_{Th}$ , siempre y cuando la estructura sea permeable.

Empleando el principio de la conservación de la energía se tiene que:

$$E_I = E_R + E_D + E_{T0} + E_{Th}$$

Si la energía que se transmite,  $E_T$ , se define como

$$E_T = E_{T0} + E_{Th}, \text{ entonces}$$

$$E_I = E_R + E_D + E_T$$

Los rompeolas se construyen con objeto de minimizar la energía que se transmite,  $E_T$ . Esto será factible si la suma de la energía reflejada  $E_R$  y la energía disipada  $E_D$  es máxima. Desafortunadamente, la experiencia indica que maximizar la energía reflejada implica ciertos problemas en la práctica, debido a que las estructuras con capacidad de reflejar grandes cantidades de energía sufren graves daños debido a la magnitud de

las fuerzas generadas y a la erosión provocada al pie de la estructura. Esta situación obliga entonces a maximizar el valor de la energía disipada  $E_{II}$ , lográndose al provocar el rompimiento del oleaje directamente sobre la estructura.

Con el objeto de simplificar el análisis teórico del flujo de energía del oleaje cuando incide sobre una estructura sumergida, se considera que: a) la cimentación y la estructura misma son rígidas e impermeables, b) la energía transmitida corresponde únicamente a la que pasa entre la cresta de la estructura y el nivel medio del mar y c) la energía comprendida entre el fondo y la cresta de la estructura se refleja totalmente. La energía transmitida es la responsable del oleaje observado en la parte posterior de la estructura.

## 2.2 Flujo de energía de una onda.

Con objeto de definir ciertas expresiones de interés relacionadas con la energía del oleaje, es necesario iniciar el análisis a partir de la ecuación general de Navier-Stokes, que establece que:

$$\frac{d\bar{V}}{dt} = \bar{f} - \frac{1}{\rho} \nabla p + \nu \nabla^2 \bar{V} + \frac{\nu}{3} (\nabla \cdot \bar{V}) \quad (2.1)$$

La teoría de las ondas de pequeña amplitud asume que el flujo es irrotacional, no viscoso. Por tanto la ecuación 2.1 se expresa:

$$\frac{d\bar{V}}{dt} = \bar{f} - \frac{1}{\rho} \nabla p, \text{ donde: } \frac{d\bar{V}}{dt} = \text{aceleración inercial total}$$

$\bar{f}$  = fuerzas másicas =  $\nabla g y$

$\nabla p$  = aceleración debida al  
7 gradiente de presiones

Por otro lado, puede demostrarse que la aceleración inercial total  $\frac{d\vec{v}}{dt}$  puede expresarse como:

$$\frac{d\vec{v}}{dt} = \frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \nabla \left[ \frac{v^2}{2} \right] + (\text{rot } \vec{v}) \cdot \vec{v} \quad (2.2)$$

donde  $\nabla$  es el operador nábla y el término conteniendo el rotacional de velocidades se anula.

Igualando 2.1 con 2.2 se tiene:

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \nabla \left[ \frac{v^2}{2} \right] = -\nabla \phi - \frac{1}{\rho} \nabla p \quad (2.3)$$

Asumiendo que existe un potencial de velocidades  $\phi$  los componentes  $u$  y  $v$  en las direcciones  $x$  y  $y$  se definen a partir de éste de la siguiente manera:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (2.4)$$

Considerando que el agua es un fluido incompresible, la ecuación de continuidad en dos dimensiones establece que:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (2.5)$$

Combinando 2.4 y 2.5 se tiene:

$$\nabla^2 \phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \quad (2.6)$$

La ecuación 2.6 es la conocida ecuación de Laplace. La ecuación 2.3 puede expresarse entonces como:

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + \nabla \left[ \frac{v^2}{2} + \phi + \frac{p}{\rho} \right] = 0 \quad (2.7)$$

Pero

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \nabla \phi = \nabla \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

y

$$\nabla \left[ \frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{v^2}{2} + gy + \frac{p}{\rho} \right] = 0 \quad (2.8)$$

Integrando y asumiendo que la constante de integración es cero:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{v^2}{2} + gy + \frac{p}{\rho} = 0$$

o bien

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2 \right] + \frac{p}{\rho} + gy = 0 \quad (2.9)$$

La ecuación anterior constituye una forma alternativa de la ecuación de Bernoulli para el movimiento irrotacional de un fluido.

Tomando  $p_0$  como la presión en la superficie libre  $y = \eta$  la ecuación mencionada puede escribirse como:

$$\left[ \frac{\partial \phi}{\partial t} \right]_{y=\eta} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2 \right]_{y=\eta} + \frac{p_0}{\rho} + g\eta = 0 \quad (2.10)$$

Esta es una condición de frontera de la superficie libre. Cuando ésta se expresa con la ecuación  $F(x, y, z, t) = 0$  la condición de frontera en general está dada por:

$$\frac{DF}{Dt} = \frac{\partial F}{\partial t} + u \frac{\partial F}{\partial x} + v \frac{\partial F}{\partial y} + w \frac{\partial F}{\partial z} = 0$$

En este caso la función es independiente de  $z$  y está dada por:

$$F(x, y, t) = \eta(x, t) - y = 0$$

Por tanto:

$$\left[ \frac{DF}{Dt} \right]_{y=\eta} = \left[ \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} - v \right]_{y=\eta} = 0 \quad (2.11)$$

o bien:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \left[ \frac{\partial \phi}{\partial x} \right]_{y=\eta} = \left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=\eta} \quad (2.12)$$

Adicionalmente la condición de frontera en el fondo del mar puede

expresarse como:

$$v_{y=-h} = \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=-h}$$

que implica que la componente vertical de la velocidad en el fondo es nula.

Debido a que las condiciones de frontera en la superficie, ecuaciones 2.10 y 2.11, son no lineales, la solución al problema será también no lineal. Con objeto de eliminar los términos no lineales, se considerará que la altura de las olas es mucho menor que sus respectivas longitudes, siendo ésta una suposición fundamental de la teoría de las ondas de pequeña amplitud, o teoría lineal del oleaje.

Expandiendo  $\left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{y=\eta}$  y  $\left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=\eta}$  alrededor de  $y = 0$ , que es el nivel medio del mar, mediante serie de Taylor se tiene:

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{y=\eta} = \left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{y=0} + \left[ \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) \right]_{y=0} \eta + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) \right]_{y=0} \eta^2 + \dots$$

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=\eta} = \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=0} + \left[ \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) \right]_{y=0} \eta + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) \right]_{y=0} \eta^2 + \dots$$

Despreciando los términos de orden mayor que cero:

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{y=\eta} = \left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{y=0} \quad ; \quad \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=\eta} = \left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=0}$$

Si la presión  $p_0$  en la superficie libre es igual a la presión atmosférica, y refiriendo la presión a ésta en el siguiente planteamiento, es posible tomar  $p_0 = 0$ . Por lo tanto, las condiciones de frontera, ecuaciones 2.10, 2.11, 2.12 y 2.13 pueden expresarse como sigue:



$$\left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=-h} = 0 \quad (2.10)$$

$$\left[ \frac{\partial \phi}{\partial t} \right]_{y=0} + g\eta = 0 \quad (2.14)$$

$$\left[ \frac{\partial \eta}{\partial t} \right]_{y=0} = \left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=0} \quad (2.15)$$

Eliminando de las ecuaciones 2.14 y 2.15 se obtiene:

$$\text{En ecuación 2.14: } g\eta = - \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad ; \quad \eta = - \frac{1}{g} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad ; \quad \frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}$$

Sustituyendo en ecuación 2.15

$$- \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = \left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=0}$$

o bien

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = -g \left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=0}$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = -g \left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=0} \quad (2.16)$$

La ecuación 2.16 también constituye una condición de frontera, para  $y = 0$ , cuando la superficie libre del agua coincide con el nivel medio del mar.

Tomando  $\eta = a \cos(kx - \omega t)$  como el perfil de la onda, se supondrá que la forma del potencial de velocidades  $\phi$  buscado es:

$$\phi = f(y) \sin(kx - \omega t)$$

siendo

$$a = \frac{H}{2} =$$

amplitud del oleaje

$$k = \frac{2\pi}{L} = \text{número de onda}$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} = \text{frecuencia angular}$$

Sustituyendo la ecuación 2.17 en la ecuación de Laplace, ecuación

$$2.16 \text{ se tiene } \frac{\partial \phi}{\partial y} = \text{sen}(kx - \sigma t) f'(y) \quad ; \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = f(y) \cos(kx - \sigma t)k$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \text{sen}(kx - \sigma t) f''(y) \quad ; \quad \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = -f(y) \text{sen}(kx - \sigma t)k^2$$

$$-f(y) \text{sen}(kx - \sigma t)k^2 + \text{sen}(kx - \sigma t) f''(y) = 0$$

$$-f(y) k^2 + f''(y) = 0$$

$$\text{o bien } \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} - k^2 f = 0 \quad ( 2.18 )$$

La solución general de la ecuación 2.18 es de la forma:

$$f = Ae^{ky} + Be^{-ky}$$

donde A y B son constantes

$$\text{entonces } \phi = \left[ Ae^{ky} + Be^{-ky} \right] \text{sen}(kx - \sigma t) \quad ( 2.19 )$$

Sustituyendo la ecuación 2.19 en la condición de frontera en el fondo, ecuación 2.10 se tiene el siguiente desarrollo:

$$\left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=-d} = Ak \text{sen}(kx - \sigma t) e^{ky} - Bk e^{-ky} \text{sen}(kx - \sigma t) = 0$$

$$\left( \frac{\partial \phi}{\partial y} \right)_{y=-d} = \left[ Ak e^{-kd} - Bk e^{kd} \right] \left[ \text{sen}(kx - \sigma t) \right] = 0$$

o bien:  $Ae^{-kd} - Be^{kd} = 0 \Rightarrow Ae^{-kd} = Be^{kd} = \frac{D}{2}$

$$A = \frac{D}{2} e^{kd}, \quad B = \frac{D}{2} e^{-kd}, \quad \text{sust en ec 2.19}$$

$$\phi = \left[ \frac{D}{2} e^{kd} e^{ky} + \frac{D}{2} e^{-kd} e^{-ky} \right] \text{sen}(kx - \sigma t)$$

$$\phi = \frac{D}{2} \left[ e^{k(d+y)} + e^{-k(d+y)} \right] \text{sen}(kx - \sigma t)$$

pero  $\cosh(\theta) = \frac{e^{\theta} + e^{-\theta}}{2}$ , entonces:

$$\phi = D \cosh[k(d+y)] \text{sen}(kx - \sigma t) \quad (2.20)$$

Empleando la condición de frontera expresada por la ecuación 2.14 se tiene que:

$$\eta = -\frac{1}{g} \left[ \frac{\partial \phi}{\partial t} \right]_{y=0} = -\frac{1}{g} \left[ -\sigma D \cosh(kd) \cos(kx - \sigma t) \right]$$

$$\eta = \frac{1}{g} \sigma D \cosh(kd) \cos(kx - \sigma t) \quad (2.21)$$

Comparando la ecuación 2.20 con el perfil del oleaje supuesto  $\eta = a \cos(kx - \sigma t)$  se observa que la constante D puede expresarse como

$$a = \frac{1}{g} \sigma D \cosh(kd), \quad D = \frac{ga}{\sigma} \frac{1}{\cosh(kd)}$$

Finalmente, de la ecuación 2.20 el potencial de velocidades buscado es:

$$\phi = \frac{ga}{\sigma} \frac{\cosh k (d+y)}{\cosh (kd)} \sin (kx - \sigma t) \quad ( 2.22 )$$

De la ecuación de Bernoulli, ecuación 2.9, se tiene que la presión en el seno del fluido, asumiendo que  $V^2 \approx 0$ , es:

$$\frac{p}{\rho} = - \frac{\partial \phi}{\partial t} - gy$$

$$p = - \rho \frac{\partial \phi}{\partial t} - \rho gy \quad ( 2.23 )$$

donde el segundo término representa la presión hidrostática. Por lo tanto, la presión dinámica  $P_D$  debida al movimiento del oleaje es simplemente:

$$P_D = -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} = -\rho \left[ - \frac{ga}{\sigma} \frac{\cosh k (d+y)}{\cosh (kd)} \cos (kx - \sigma t) \right]$$

o bien

$$P_D = \rho ga \frac{\cosh k (d+y)}{\cosh (kd)} \cos (kx - \sigma t) = \rho g a \frac{\cosh k (d+y)}{\cosh (kd)} \quad ( 2.24 )$$

Una vez definido el potencial de velocidades  $\phi$ , los componentes de velocidad pueden obtenerse a partir de la ecuación 2.4:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{kga}{\sigma} \frac{\cosh k (d+y)}{\cosh (kd)} \cos (kx - \sigma t) \quad ( 2.25 )$$

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{kga}{\sigma} \frac{\sinh k (d+y)}{\cosh (kd)} \sin (kx - \sigma t) \quad ( 2.26 )$$

Flujo de energía: En las olas de pequeña amplitud ( $H \ll L$  y  $H \ll d$ ) no hay transmisión de masa cuando se propagan en el fluido, debido a que las trayectorias que describen las partículas de agua son cerradas; sin embargo, si hay transmisión de energía. La transferencia de energía en el tiempo se denomina flujo de

energía, y de acuerdo con la teoría lineal, es la razón de cambio en el tiempo del trabajo efectuado por el fluido,  $\dot{W}$ . En una sección vertical cualquiera, el trabajo instantáneo efectuado por la presión dinámica  $P_D$  por unidad de ancho en la dirección de propagación del oleaje es:

$$\dot{W} = \int_{-d}^{\eta} P_D u \, dy \quad (2.27)$$

El flujo promedio de energía se obtiene al promediar el trabajo instantáneo  $\dot{W}$  en el periodo  $T$  de la ola

$$\bar{W} = \frac{1}{T} \int_0^{t+T} \int_{-d}^{\eta} P_D u \, dy \, dt \quad (2.28)$$

donde  $P_D$  y  $u$  están dadas por las ecuaciones 2.24 y 2.25 respectivamente.

$$\begin{aligned} \bar{W} &= \frac{1}{T} \int_0^{t+T} \int_{-d}^{\eta} \left[ \frac{\rho g^2 \cosh k(d+y)}{\cosh(kd)} \right] \\ &\left[ \frac{ghk}{2\omega} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh(kd)} \cos(kx - \omega t) \right] dz \, dt \quad (2.29) \\ \omega^2 &= gk \tanh(kd) = gk \frac{\sinh(kd)}{\cosh(kd)} \end{aligned}$$

A partir de la condición de frontera expresada por la ecuación 2.15 se tiene:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial t} &= \left[ \frac{\partial \phi}{\partial \eta} \right]_{y=0}, \quad \frac{\partial \eta}{\partial t} = a \omega \sin(kx - \omega t) \\ v &= \left[ \frac{\partial \phi}{\partial y} \right]_{y=0} = \frac{kga}{\omega} \frac{\sinh k(d+y)}{\cosh(kd)} \sin(kx - \omega t) = \\ &= \frac{kga}{\omega} \frac{\sinh(kd)}{\cosh(kd)} \sin(kx - \omega t) \\ \frac{kga}{\omega} \tanh(kd) &= \omega \Rightarrow \omega = kg \tanh(kd) \quad (2.30) \end{aligned}$$

Empleando la ecuación 2.30 en la 2.29 se tiene

$$\bar{W} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-d}^{\eta} \left( \rho g \eta \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh(kd)} \right) \left( \frac{\sigma \eta \cosh(d+y)}{\sinh(kd)} \right) dy dt$$

Para mantener términos de la amplitud del oleaje hasta de segundo orden, solamente es necesario integrar hasta el nivel medio del mar,  $y = 0$  (fig. 2.1), obteniéndose de esta manera la expresión general para determinar el flujo de energía existente

$$\bar{W} = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-d}^0 \rho g \sigma \eta^2 \frac{\cosh^2 [k(d+y)]}{\sinh kd \cosh kd} dy dt \quad (2.31)$$

$$\text{Integrando} \Rightarrow \bar{W} = \frac{\rho g \sigma a^2}{4k} \left[ 1 - \frac{\sinh [2k(d+y)] + 2ky}{\sinh (2kd)} \right] \quad (2.32)$$

$$\text{o bien} \quad \bar{W} = \frac{\rho g H^2}{8} \frac{\sigma}{2k} \left[ 1 - \frac{\sinh [2k(d+y)] + 2ky}{\sinh (2kd)} \right] \quad (2.33)$$

Considerando una barrera vertical delgada, rígida e impermeable, fig. 2.2, el flujo de energía que se transmite de un lado a otro de la estructura corresponderá al flujo de energía que se presenta entre la cresta de la estructura  $y = -(d-h)$  y el nivel de reposo. El flujo de energía correspondiente a la altura de la estructura es reflejado totalmente; sustituyendo en la ecuación 2.33 la expresión anterior, el flujo de energía transmitido  $E_T$  será:

$$\bar{W}_T = \frac{\rho g \sigma H^2}{8} \frac{1\sigma}{2k} \left[ 1 - \frac{\sinh \{2k[d-(d-h)]\} + 2k[-(d-h)]}{\sinh (2kd)} \right]$$

$$E_T = \bar{W}_T = \rho g \sigma \frac{H^2}{8} \frac{1\sigma}{2k} \left[ 1 - \frac{\sinh (2kd) - 2k(d-h)}{\sinh (2kd)} \right] \quad (2.34)$$

Si la ecuación 2.32 representa la energía del oleaje incidente  $E_I$ , el cociente entre la energía que se transmite y la que incide resulta:

$$\frac{E_T}{E_I} = \frac{\left[ 1 - \frac{\sinh(2kh) - 2k(d-h)}{\sinh(2kd)} \right]}{\left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right]} =$$

$$= \frac{\frac{\sinh(2kd) - \sinh(2kh) + 2k(d-h)}{\sinh(2kd)}}{\frac{\sinh(2kd) + 2kd}{\sinh(2kd)}} =$$

$$\frac{E_T}{E_I} = \frac{\sinh(2kd) - \sinh(2kh) + 2k(d-h)}{\sinh(2kd) + 2kd} =$$

$$= \frac{\sinh(2kd) + 2kd - \sinh(2kh) - 2kh}{\sinh(2kd) + 2kd}$$

$$\frac{E_T}{E_I} = 1 - \frac{\sinh(2kh) + 2kh}{\sinh(2kd) + 2kd} \quad ( 2.35 )$$

### 2.3 Coeficiente de transmisión

A partir de las ecuaciones deducidas para obtener el flujo de energía, se observa que éste es proporcional al cuadrado de la altura del oleaje. Si se define el coeficiente de transmisión como la razón entre la altura del oleaje que se transmite  $H_T$  y la altura del oleaje incidente  $H_I$ , se tiene:

$$K_T = \frac{H_T}{H_I} = \left[ \frac{E_T}{E_I} \right]^{1/2} \quad ( 2.36 )$$

### 2.4 Ecuación de Fuchs<sup>5</sup>

Si la ecuación 2.35 se introduce en la ecuación 2.36 se obtiene la expresión para determinar el amortiguamiento que sufre el oleaje al pasar sobre una barrera delgada, rígida e impermeable

$$K_T = \frac{H_T}{H_I} = \left[ 1 - \frac{\sinh(2kh) + 2kh}{\sinh(2kd) + 2kd} \right]^{1/2} \quad ( 2.37 )$$

Recordando que  $k = 2\pi/L$ , la ecuación anterior puede expresarse como:

$$K_T = \left[ 1 - \frac{\sinh(4\pi h/L) + 4\pi h/L}{\sinh(4\pi d/L) + 4\pi d/L} \right]^{1/2} \quad (2.38)$$

Ahora bien, para aguas bajas, o sea, cuando  $Kd \ll 1$  o  $d/L \ll 1/25$ ,  $\sinh(x) \approx x$ , entonces

$$K_T = \left[ 1 - \frac{4\pi h/L + 4\pi h/L}{4\pi d/L + 4\pi d/L} \right]^{1/2} = \left[ 1 - \frac{8\pi h/L}{8\pi d/L} \right]^{1/2} = \left[ 1 - \frac{h}{d} \right]^{1/2} \quad (2.39)$$

Para aguas profundas,  $Kd \gg 1$  o  $d/L > 0.5$ ,  $\sinh(x) = e^x / 2$ ; entonces en la ecuación 2.38 se observa que  $4\pi h/L$  y  $4\pi d/L$  son relativamente pequeños comparados con  $\sinh(4\pi h/L)$  y  $\sinh(4\pi d/L)$ , por lo que es posible descartarlos; con estas simplificaciones, la ecuación 2.38 queda como

$$K_T = \left\{ 1 - \exp \left[ -4\pi \left( \frac{d-h}{L} \right) \right] \right\}^{1/2} \quad (2.40)$$

Las ecuaciones 2.38, 2.39 y 2.40 se conocen como ecuaciones de Fuchs; la figura 2.3 muestra la tendencia del coeficiente de amortiguamiento  $K_T$  en función del parámetro  $h/d$  y de la profundidad relativa  $d/L$ .



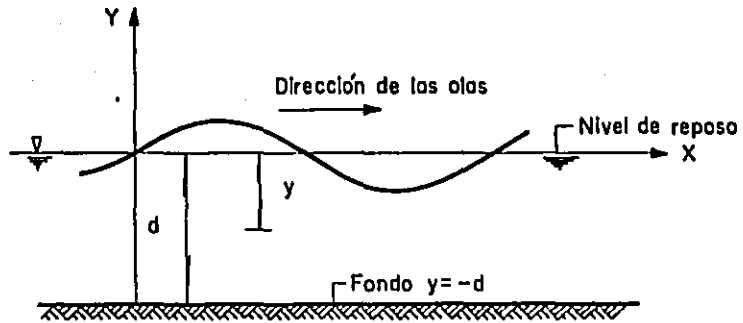


Fig 2.1 Sistema coordinado y definición de variables

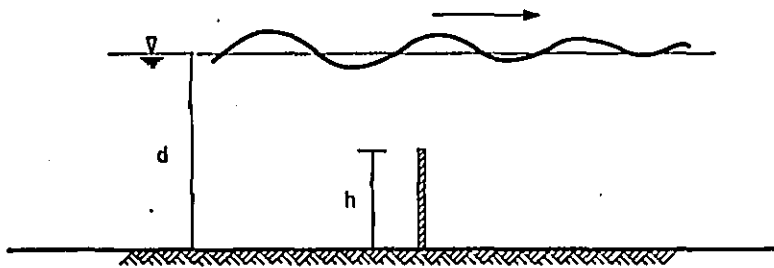


Fig 2.2 Barrera vertical delgada, rígida e impermeable

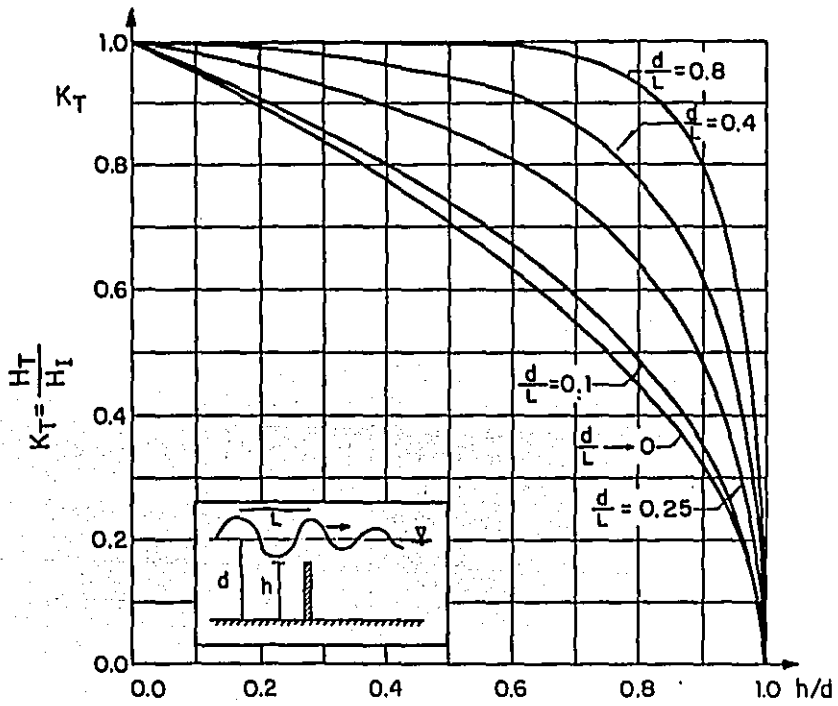


Fig 2.3 Valores teóricos del coeficiente de amortiguamiento, según Fuchs

### 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL<sup>39</sup>

#### 3.1 Antecedentes.

Como se mencionó en la introducción de este trabajo, debido a las simplificaciones efectuadas en el análisis teórico de la transmisión de la energía del oleaje, no ha podido obtenerse una expresión única que permita determinar el valor del coeficiente  $K_T$  de manera confiable; esta situación se ve agravada por el hecho de no existir métodos que permitan a priori cuantificar la energía disipada por una estructura sumergida. Aun en el caso más sencillo, -como el de la barrera delgada, rígida e impermeable- resulta imposible determinar el comportamiento del oleaje considerando los efectos de rompiente, vorticidad y turbulencia. En situaciones reales, resulta obvia la dificultad de predecir el valor del coeficiente de transmisión  $K_T$ . Más aún, las estructuras sumergidas que se construyen en la actualidad normalmente son de enrocamiento, constituido por elementos sueltos; el fondo evidentemente no es rígido sino arenoso, móvil. Estas circunstancias contribuyen a incrementar la complejidad del fenómeno, ya que en este caso no basta la disipación de la energía del oleaje, sino también la estabilidad de la estructura. Por lo anterior resulta imperiosa la necesidad de desarrollar estudios experimentales con el objeto de determinar los parámetros que influyen en la magnitud del coeficiente  $K_T$ . Si la estructura está constituida por elementos sueltos y está apoyada sobre fondo móvil, además será indispensable determinar bajo que condiciones tanto la estructura como la cimentación permanecen

estables.

Los resultados presentados por diversos autores en la literatura, como se ha mencionado, no son siempre comparables y además las conclusiones a las que han llegado no siempre apuntan en la misma dirección, siendo algunas veces contradictorias.

Como una primera aproximación al estudio de la transmisión de la energía del oleaje sobre estructuras sumergidas, en el presente trabajo se consignan los resultados obtenidos al experimentar con un rompeolas rígido e impermeable de sección transversal trapecial, taludes 1.5:1, apoyado sobre fondo rígido.

### 3.2 Instalación experimental

Los experimentos fueron realizados en el tanque de olas del Instituto de Ingeniería, UNAM. La foto 1 muestra una vista general del tanque desde la zona de la playa hacia el generador de olas. La sección de pruebas se ubicó en la zona de ventanas del tanque, fotos 2 y 3, con el objeto de observar y filmar las transformaciones que sufre el oleaje debido a la presencia de una estructura sumergida.

El rompeolas rígido experimentado se apoyó directamente sobre el fondo horizontal de concreto del tanque. La estructura se ensayó con cuatro profundidades y cuatro periodos distintos.

#### 3.2.1 Tanque de olas

La fig 3.1 muestra un croquis del tanque de olas, ubicándose los puntos de medición y la sección donde se colocó la estructura. El

tanque tiene una longitud de 73.63 m, una altura de 1.30 m y un ancho de 0.60 m. Puede notarse que la zona de observación se colocó al inicio de la zona de ventanas con objeto de tener una mejor visualización de la configuración que adquiriría el oleaje transmitido, permitiéndole la mayor longitud de desarrollo posible antes de llegar a la rampa de enrocamiento, cuya función es disipar al máximo la energía transmitida del oleaje y evitar la reflexión para no alterar el patrón de oleaje transmitido.

### 3.2.2 Generador de olas

El generador del tanque consiste en un motor que transmite movimiento a una paleta por medio de una biela. La paleta se encuentra unida a unas bisagras que están empotradas a la losa del tanque. El movimiento de rotación del motor se transforma en un movimiento de vaivén de la paleta, generándose de esta manera las olas. A medida que la longitud de la biela se incrementa, las alturas de las olas generadas son más grandes y viceversa. Por otro lado, el periodo del oleaje puede regularse mediante la tensión proporcionada a una banda que se encuentra colocada en un sistema de poleas cónicas; al aumentarse la tensión a la banda, el número de revoluciones por minuto y el periodo del oleaje disminuyen en la misma proporción.

### 3.2.3 Equipo de medición

Como se mencionó anteriormente, con el objeto de calcular el coeficiente de transmisión del oleaje que incide

sobre una estructura sumergida, es necesario determinar la altura de la ola incidente  $H_I$  y la altura de ola transmitida  $H_T$ . Por lo tanto, la realización de los experimentos requiere de algún dispositivo que permita cuantificar la magnitud de las alturas del oleaje, tanto antes de que éste incida sobre la estructura como en la zona comprendida entre el rompeolas y la rampa de enrocamiento.

Los aparatos que permiten determinar la altura del oleaje se denominan olámetros; en este estudio se utilizaron olámetros diseñados y construidos en el Instituto de Ingeniería, UNAM. Siendo de tipo capacitivo, los olámetros registran los cambios de nivel de la superficie libre del agua al variar la capacitancia del sensor, constituido por un electrodo metálico, colocado en el interior de un tubo de material dieléctrico; el agua constituye el electrodo externo. En olámetros de este tipo, la variación de la capacitancia del sensor es proporcional a la longitud del sensor cubierto por agua. La frecuencia máxima a la que el olámetro es capaz de registrar cambios en la superficie del agua es de 4 Hz. Frecuencias mayores del oleaje producen cambios en la superficie libre del agua tan rápidos que el olámetro sería incapaz de registrarlos fielmente.

Las ventajas que ofrecen los olámetros capacitivos son: gran linealidad, amplio intervalo de medición, sensores intercambiables, posibilidad de operar varios equipos sin problemas de interferencia y costo relativamente bajo.

Con el objeto de evitar la vibración y desplazamiento de estos aparatos debidos al oleaje, así como para facilitar la calibración y operación de los mismos, se montaron en un sistema de marcos

deslizables apoyados en los muros del tanque de olas, foto 4. La rigidez de la punta del alímetro o sensor se logró fijando los extremos de éste a los de una barra de aluminio. Lo señal que emite el sensor es de tipo analógica, de tal suerte que es posible "monitorearla" y registrarla ya sea con un osciloscopio, un analizador de espectros, un voltmetro digital o una grabadora analógica, habiendo sido previamente filtrada y amplificada.

La calibración de los alímetros se efectuó directamente en el tanque de olas, obteniendo la respuesta en volts que cada uno de ellos emitía con distintos niveles de agua, o equivalentemente, para distintas longitudes de sensor cubiertas por agua. Cabe mencionar aquí que la suposición inicial del comportamiento lineal de los sensores fue totalmente verificada, como puede apreciarse en la figura 3.2.

En los ensayos preliminares se observó que después de transcurrido un cierto tiempo a partir de la generación del oleaje, el tren inicial de ondas comenzaba a distorsionarse debido a la reflexión del oleaje, tanto por la presencia de la estructura como por las fronteras extremas del tanque. En virtud de lo anterior, el oleaje dejaba de ser regular y la altura de oleaje no se mantenía constante en los puntos de medición. Por lo tanto, se consideró necesario obtener las alturas del oleaje mediante un analizador de espectros. En la foto 6 se muestran la grabadora analógica, el amplificador y el analizador de espectros utilizados en la realización de los experimentos. Con el objeto de mostrar los diferentes tipos de espectros obtenidos, en las figuras 3.3 y 3.4 se presentan dos casos

extremos: el primero corresponde a un oleaje típicamente monocromático, caracterizado por tener picos en la frecuencia fundamental (recíproco del periodo del oleaje) y en las frecuencias múltiples de ésta; en este caso, 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 Hz. Este espectro se denomina de banda angosta. El segundo espectro corresponde a un oleaje sumamente distorsionado, en el cual, a pesar de mantenerse constante el periodo de generación del oleaje, la frecuencia fundamental -en este caso, 0.8 Hz- no muestra un pico como en el caso anterior, sino que la forma del espectro es irregular y con varios picos; en este caso, el espectro se denomina de banda ancha y es característico del oleaje no monocromático.

### 3.3 Procesamiento de la información

Con objeto de obtener la mayor información posible respecto a la modificación de la superficie libre del agua a lo largo del canal durante el desarrollo de los experimentos, se decidió colocar cuatro alímetros: dos ubicados en la zona comprendida entre el generador de oleaje y la estructura, y los dos restantes entre la estructura y la rampa de enrocamiento disipadora de energía.

La señal continua emitida por cada uno de los cuatro sensores se registraba en cinta magnética mediante una grabadora analógica.

Asumiendo que la distribución de las alturas del oleaje puede describirse mediante una función de distribución tipo Rayleigh, se tiene que la función de densidad de probabilidad de la altura de la ola está dada por<sup>35</sup>:



$$P(H_i) = \frac{2H_i \exp\left(-H_i^2 / H^{-2}\right)}{H^{-2}} \quad (3.1)$$

$$H_{rms} = \sqrt{H^{-2}} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2}$$

donde:

$H^{-2}$  = altura medio cuadrático

$H_i$  = altura de la ola  $i$  (de valle a cresta)

$N$  = número total de alturas de ola

$H_{rms}$  = raíz cuadrada de la altura media cuadrática (es siempre mayor que la altura promedio del oleaje)

La función de distribución correspondiente a la ecuación 3.1 está dada por:

$$P(H) = \int_0^H p(H) dH = 1 - \exp\left(-\frac{H^2}{H^{-2}}\right) \quad (3.2)$$

Ahora bien, para calcular la altura de lo ola que se excede  $1/n$  veces:

$$1 - P(H') = \text{Prob}(H > H') = \int_{H'}^{\infty} P(H) dH = \frac{1}{n} \quad (3.3)$$

donde  $H'$  es la altura de lo ola que corresponde al inicio de la parte  $1/n$  de las olas más altas.

El valor medio de las alturas mayores que  $H'$  ( $1/n$ ) está dado por:

$$\frac{\bar{H}_1}{n} = \frac{\int_{H'}^{\infty} H p(H) dH}{\int_{H'}^{\infty} P(H) dH} = \frac{\int_{H'}^{\infty} H p(h) dH}{\frac{1}{n}} = n \int_{H'}^{\infty} H p(H) dH$$

Integrando se obtiene:

$$\frac{\bar{H}_1}{n} = H_{rms} \left\{ \left[ \ln(n) \right]^{1/2} + \frac{n\sqrt{\pi}}{2} \left[ 1 - \operatorname{erf} \left[ \ln(n) \right]^{1/2} \right] \right\}$$

( 3.4 )

donde la función  $\operatorname{erf}(x)$  es la función complementaria de error, definida como:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$$

Es posible calcular las correspondientes alturas para diferentes valores de  $n$ , siendo los más frecuentemente utilizados en Hidráulica Marítima: 1, 3, 10, 100. Cuando  $n = 3$ , la altura de ola corresponde al promedio del 33% de las olas más grandes y se denomina ola significativa.

A partir de la ecuación 3.4, y para  $n = 3$ , se obtienen las siguientes relaciones:

$$\frac{H_1/3}{H_{rms}} = 1.416 \quad , \quad \frac{H_1/3}{\bar{H}} = 1.598 \quad , \quad H = 0.887 H_{rms}$$

$$H_1 = 0.499 H_1 / 3 \quad \longrightarrow \quad \text{altura de ola más frecuente}$$

$$H_{rms}^2 = \int_0^{\infty} H^2 p(H) dH = 8m_c \quad \Rightarrow \quad H_{rms} = \sqrt{8m_c} = 2\sqrt{2m_c}$$

$$\frac{H_1}{3} \cong \sqrt{2} H_{rms} \quad \Rightarrow \quad \frac{H_1}{3} = 4\sqrt{m_c} \quad ;$$

$m_c$  : área bajo el espectro de dos lados

Para definir el término  $m_0$  es necesario introducir la noción de espectro del oleaje.

Un registro típico de oleaje generalmente consta de varias componentes de diversas frecuencias  $f_n$  y amplitudes  $a_n$  con diferentes fases  $e_n$ . Al graficar la amplitud contra la frecuencia se obtiene un espectro de amplitudes. Más común es el denominado

espectro de energía, el cual es la gráfica de  $a_n^2$  contra la frecuencia  $f_n$ ; ambos espectros son discretos. Por otro lado, el espectro de densidad de energía es lo gráfico de  $a_n^2/4\Delta f$  contra la frecuencia  $f_n$ ; en ambos casos, el área bajo el espectro está relacionada con la energía total del oleaje.

Ahora bien, si las ordenadas del espectro de densidad de energía se definen como  $S_{xx}(f_n)$ , el área bajo el espectro puede definirse como:

$$m_c = 2 \sum_{i=0}^{N-2} S_{xx_i} \Delta f_i$$

Como se mencionó en el inciso anterior, se hizo necesario el empleo de un analizador de espectros, dispositivo que permite efectuar el registro continuo de la variación de la superficie libre del agua producido por el batidor de olas ubicado en el extremo del tanque. Mediante el analizador de espectros es posible determinar el número de muestreos por efectuarse; para tal efecto se realizaron varias pruebas en el tanque de olas, habiéndose decidido obtener los espectros con base en el análisis de ocho muestras, requiriéndose 25 segundos para conformar cada uno de ellas; en total, el espectro de amplitudes se obtenía a partir de un registro continuo de 200 segundos.

El analizador de espectros proporciona casi instantáneamente, después del muestreo efectuado, el espectro de amplitudes correspondiente al registro grabado.

Si las ordenadas del espectro de amplitudes obtenido se denominan  $l_n$  (en milivolts), la relación con la amplitud  $a_n$  es:

$$l_n = \frac{a_n}{\sqrt{2}} \Rightarrow a_n = \sqrt{2} l_n \quad ; \quad a_n^2 = 2 l_n^2$$

La transformación de las lecturas obtenidas del analizador (espectro de amplitudes) a unidades de densidad de energía espectral se efectuó de la siguiente manera:

$$S_{\text{xxx}} = \frac{a_n^2}{2\Delta f_n} = \frac{2l_n^2}{2\Delta f_n} = \frac{l_n^2}{\Delta f_n} \quad \text{cuando se trata de espectro de un sólo lado}$$

siendo

$S_{\text{xxx}}$  = n-ésima ordenada del espectro de densidad de energía.

El área bajo el espectro es:

$$m_c = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{l_n^2}{\Delta f_n} \Delta f_n = \sum_{n=0}^{\infty} l_n^2$$

Puede demostrarse que el área bajo el espectro  $m_0$  es igual a la energía del oleaje, y también a la variancia del registro. Ahora bien, por haberse supuesto que la función de distribución tipo Rayleigh representa adecuadamente al oleaje, la relación entre el área y la altura de ola significativa  $H_{1/3}$  es:

$$\frac{H_{1/3}}{3} = 2\sqrt{m_c}$$

$m_0$  es el área bajo el espectro de un sólo lado,  $2 \left[ \sum_{n=0}^{\infty} l_n^2 \right]^{1/2} = 2 \left[ \sum_{n=0}^{\infty} l_n^2 \right]^{1/2}$

Se decidió emplear la altura media cuadrática  $H_{\text{rms}}$  en el cálculo del coeficiente de transmisión, y en general como representativa del oleaje generado en el tanque de olas. Es posible obtenerla de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \frac{H_{1/3}}{H_{\text{rms}}} &= \sqrt{2} \Rightarrow H_{\text{rms}} = \frac{H_{1/3}}{\sqrt{2}} = \frac{2 \left[ \sum_{n=0}^{\infty} l_n^2 \right]^{1/2}}{\sqrt{2}} = \\ &= \sqrt{2} \left[ \sum_{n=0}^{\infty} l_n^2 \right]^{1/2} \\ H_{\text{rms (mV)}} &= \sqrt{2 \sum_{n=0}^{\infty} l_n^2} = \sqrt{2m_0} \end{aligned}$$

donde  $H_{\text{rms}}$  está dada en milivolts.

Una vez iniciada la generación del oleaje en el tanque de olas, se dejaban transcurrir dos minutos antes de comenzar a registrar y grabar simultáneamente las señales emitidas por cada uno de los cuatro olómetros. Las señales se enviaban primeramente a un amplificador y de ahí a una grabadora analógica donde la señal se grababa en cinta magnética. En gabinete se reproducía la información registrada simultáneamente en la cinta magnética. Por medio del analizador se obtenían los espectros correspondientes a dos puntos de medición, debido a que el analizador únicamente tiene capacidad de efectuar el análisis de dos señales a la vez. Una vez obtenidos los espectros, mediante una microcomputadora y un paquete de programas especialmente elaborado para el análisis de espectros, se efectuó el procedimiento anteriormente descrito para obtener las alturas  $H_{rms}$  correspondientes.

A continuación se regresaba la cinta magnética al inicio del registro correspondiente y se repetía el proceso, pero ahora el análisis se efectuaba con las señales registradas en los restantes dos puntos de medición. De esta manera, al finalizar un ciclo de procesamiento de información se tenían las cuatro alturas de ola  $H_{rms}$  encontradas mediante el analizador de espectros en el mismo intervalo de tiempo.

Debido a que la señal emitida, registrada y procesada con el analizador de espectros es eléctrica, fue necesario efectuar la transformación de unidades: eléctricas a unidades de longitud mediante el factor de calibración obtenido, es decir, la pendiente de la recta obtenida en la calibración de cada olómetro. De este modo, la altura  $H_{rms}$  en cms se calculaba simplemente como:

$$H_{rms (cm)} = m_i H_{rms (MV)} \quad i = 1, 2, 3, 4$$

donde  $m_i$  es la pendiente de calibración del  $i$ -ésimo olámetro.

El empleo del analizador de espectros redujo considerablemente el tiempo requerido para obtener el espectro de una señal, pues se realizaba casi instantáneamente; además, el hecho de contar con el analizador en el momento de efectuar los experimentos permitía monitorear la señal en cada uno de los olámetros, de tal manera que era fácil detectar errores en la medición causados por la eventual falla o descompostura de los olámetros en el momento mismo del experimento, evitando el tener que esperar hasta que se efectuara el análisis de la señal por algún otro procedimiento después de realizado el experimento, con el inconveniente adicional de tener que repetir el ensayo fallido.

### 3.4 Experimentos efectuados con escollera rígida e impermeable sobre fondo fijo, taludes 1.5

Los experimentos se efectuaron en el tanque de olas del Instituto de Ingeniería, UNAM. El rompeolas se construyó sobre el fondo rígido del tanque de olas, con tabique y mortero de cemento; sus dimensiones fueron:

altura  $h = 60$  cm

ancho de cresta o corona  $W = 50$  cm

talud  $z = 1.5$

sumersión  $d_s = 0, 10, 20$  y  $30$  cm

La estructura se probó con cuatro niveles de sumersión de la corona, y en cada uno de ellos se generaron olas de diversas

alturas con cuatro periodos distintos: 1.25, 1.50, 1.75 y 2.0 segundos. El rango de las alturas de ola generadas fue:

$$0.5 \text{ cm} \leq H \leq 24 \text{ cm}$$

En cada ensaye se procedió de la siguiente manera:

Se fijaba el nivel o tirante de agua deseado,  $d$ , estableciéndose también el nivel de sumersión  $d_s$  de la corona de la estructura. Posteriormente se fijaban tanto la longitud o radio de la manivela como el periodo de generación del oleaje, con objeto de uniformizar los experimentos y de proporcionar los periodos de oleaje previamente mencionados.

Como puede inferirse, las alturas del oleaje incidente y transmitido es función de los siguientes parámetros: la profundidad  $d$ , el periodo  $T$ , la sumersión  $d_s$  y la longitud o radio de la manivela del motor. Se optó por experimentar con tres radios: 10, 17 y 24 cm.

Una vez establecidas las condiciones iniciales del ensaye, se arrancaba el motor, iniciándose la generación del oleaje; se dejaban transcurrir dos minutos antes de comenzar a registrar la señal, con el doble objetivo de uniformizar las mediciones y de permitir que el patrón de oleaje se estableciera plenamente. Como se ha dicho, el registro de la señal se efectuaba simultáneamente en los cuatro puntos de medición; la grabación continuaba durante trece minutos, completándose así los quince minutos que duraba la generación de olas durante un ensaye. Las alturas de ola no permanecían constantes a lo largo del canal durante el transcurso de los experimentos debido a que el oleaje sufría grandes distorsiones, principalmente por la presencia de la estructura y por la reflexión del oleaje en el tanque de olas.

Del registro de trece minutos grabados en cada ensayo se obtenían tres espectros por cada olómetro, a partir de los cuales se determinaban las correspondientes alturas de ola  $H_{rms}$  mediante el procedimiento descrito anteriormente. La altura de ola consignada en cada punto de medición correspondiente a cada ensayo se obtuvo como el promedio aritmético de las tres alturas de ola correspondientes a los espectros de su registro.

En las tablas 3.1 o 3.4 se muestran las alturas de los oleajes registrados y los valores del coeficiente de transmisión correspondiente. El croquis de la parte superior de las tablas indica la geometría del rompeolas, la notación empleada, y la identificación y posición de los cuatro olómetros utilizados en los ensayos, así como la zona donde se rompían las olas y la forma en que tal rompimiento se llevaba a cabo.

Durante el desarrollo de los experimentos pudieron observarse ciertas características presentes en la mayoría de ellos, a saber:

- El amortiguamiento o disipación de energía del oleaje incidente depende fundamentalmente de la sumersión de la estructura, de tal manera que a mayor sumersión menor es el efecto de la estructura sobre el oleaje incidente y en consecuencia la disipación de la energía es menor.

- Si la corona de la estructura coincide con el nivel de reposo del agua, esto es,  $d_s = 0$ , la disipación de la energía es máxima y por ende, el coeficiente de transmisión es mínimo. Esta situación puede constotarse en las tablas mencionadas, pues se



observa que conforme aumenta el tirante y la sumersión, el amortiguamiento tiende a disminuir, incrementándose los valores del coeficiente de transmisión.

- En ensayos con la misma sumersión y periodo, el amortiguamiento del oleaje se incrementa al aumentar la altura del oleaje incidente; es decir, para una misma sumersión la disipación de la energía es más violenta y por lo tanto de mayor cuantía para oleajes mayores. Sin embargo, esta tendencia se invierte cuando la sumersión es nula.

- El oleaje que incidía sobre la estructura podía sufrir diversos efectos:

a) Si la sumersión de la estructura es relativamente grande, entonces el oleaje se deforma sin llegar al rompimiento. El oleaje transmitido requiere de una cierta distancia para restablecerse nuevamente. Bajo ciertas condiciones la configuración del oleaje que se transmite será de mayor amplitud que la del que incide sobre la estructura.

b) Si el efecto de la estructura produce el rompimiento del oleaje, la disipación de la energía incidente evidentemente es mayor que si no hay rompimiento. Sin embargo, el rompimiento del oleaje no siempre se presentaba en el mismo lugar, pudiendo ubicarse antes, sobre o después de la estructura. Cuando el rompimiento se presentaba en condiciones de gran reflexión en el tanque, el punto de rompimiento se desplazaba cíclicamente.

Habiendo enfatizado la complejidad del fenómeno, resulta evidente que la ubicación de los puntos de medición no fue una decisión trivial. En virtud de que en la zona inmediatamente posterior al rompeolas el oleaje, en general, no presentaba las mismas características que en la zona más alejada de la estructura -en la dirección de propagación del oleaje- se descartaron las alturas de oleaje obtenidas en el punto 3, (H<sub>3</sub>) en la búsqueda y formación de parámetros y en la obtención del coeficiente de transmisión.

#### Fases de la ola incidente:

El conocer cómo se altera el oleaje incidente y las corrientes que éste origina conforme pasa sobre una estructura sumergida, rígida, lisa e impermeable, ayuda a identificar y explicar algunos de los mecanismos de falla que se desarrollan en rompeolas sumergidos no rígidos, o sea, en los rompeolas fabricados a base de elementos sueltos, como los de enrocamiento, tetrápodos, etc. A continuación se describen las modificaciones que sufre la ola incidente y las corrientes que ésta provoca al pasar encima de una estructura sumergida rígida.

ds = 30 cm: las olas se rompen en la parte posterior de la estructura, pero la disipación de energía suele ser muy pequeña o nula. La forma de las olas incidentes cambia notablemente detrás del rompeolas. Hay reflujos, es decir, aparece cíclicamente una corriente en sentido contrario al de la propagación del oleaje. Esta contracorriente surge desde el fondo de la zona donde ocurre

el rompimiento del oleaje, o sea casi desde el pie del talud posterior, y se desplaza hacia la parte frontal de la estructura, moviéndose a lo largo del talud posterior y por la corona. Esta corriente se visualizó gracias a pequeñas hojas de árbol que había en el agua, y que sirvieron como trazadores. Cuando la ola que llega a la estructura sumergida se encuentra con dicha contracorriente, se produce en la corona un movimiento en espiral o macrovórtice. La manera como suceden las modificaciones del oleaje incidente se presentan esquemáticamente en la figura 3.5.

$d_s = 0.20$  m: las olas se rompen sobre la corona o poco después (fotos 7 y 8); hay reflujos o contracorrientes, el cual se origina desde el pie del talud posterior, sube por éste y continúa a lo largo de la corona de la estructura. La contracorriente sobre la corona es más fuerte porque ahí se establece un gradiente hidráulico mayor que en el caso anterior, y la estructura funciona alternada o cíclicamente como un vertedor de cresta ancha, en el cual el flujo escurre de la parte posterior a la anterior, figura 3.6. Las olas se modifican considerablemente en la parte posterior.

$d_s = 0.10$  m: se forma cíclicamente un vórtice en la región contigua a la arista anterior de la corona, o sea, la que definen el talud frontal y la corona de la estructura, foto 9. El vórtice se origina por el encuentro de dos masas de agua que se desplazan en direcciones opuestas: por un lado, la del reflujos del agua o contracorriente que escurre por el talud frontal; por el otro, la de la ola que llega a la estructura, figura 3.7. Las

olas se rompen sobre la cresta o corona, foto 10 y aparecen muy atenuadas y deformadas atrás de la estructura.

ds = 0 m: con sumersión nula, la estructura parece delimitar dos volúmenes o vasos que se forman en el tanque de olas: el que queda frente a la estructura (zona del mar) y el de la parte posterior (zona de la costa). Las primeras ondas que pasan sobre la estructura introducen agua, ocasionando que el nivel del agua se sobreleve detrás de la estructura. Esto se debe a que los tubos que hay debajo de la estructura para comunicar los dos vasos son de diámetro relativamente pequeño, teniendo como consecuencia que los niveles tarden en recuperarse e igualarse. La estructura funciona como un vertedor de cresta ancha; el oleaje incidente se desplaza hacia la costa como deslizándose por la parte superior del talud frontal y a lo largo de la cresta de la estructura. Al principio, la cresta llega a quedar alternadamente en seco, hasta que se acumula suficiente agua para sobrelevar un poco el nivel en la parte trasera de la estructura y establecer así el gradiente hidráulico que da lugar al refluo. Una vez que se establece dicho gradiente, la ola que avanza por el talud frontal al encontrarse con el refluo produce un vórtice, el cual se desarrolla en la parte superior del talud frontal, figura 3.8.

Las fases de la ola incidente que se han esquematizado en las figuras 3.5 a 3.8 se acentúan conforme la altura de la ola crece, y ocurre lo contrario si el oleaje incidente es pequeño; obviamente, cualquier variación en las características de la ola que llega se manifiesta en cambios en la forma de la onda y en la

manera como sucede su rompimiento, si es que la ola llega a romperse. En cualquier caso, los esquemas presentados indican claramente que una estructura sumergida no sólo está expuesta al impacto de las olas y a la gran turbulencia que éstas generan, sino que también tiene que soportar corrientes y contracorrientes cíclicas que dan lugar a fuerzas de arrastre y sustentación, pudiendo llegar a ser muy grandes, dependiendo de la altura de las olas y la magnitud de los gradientes que se presenten en la estructura.

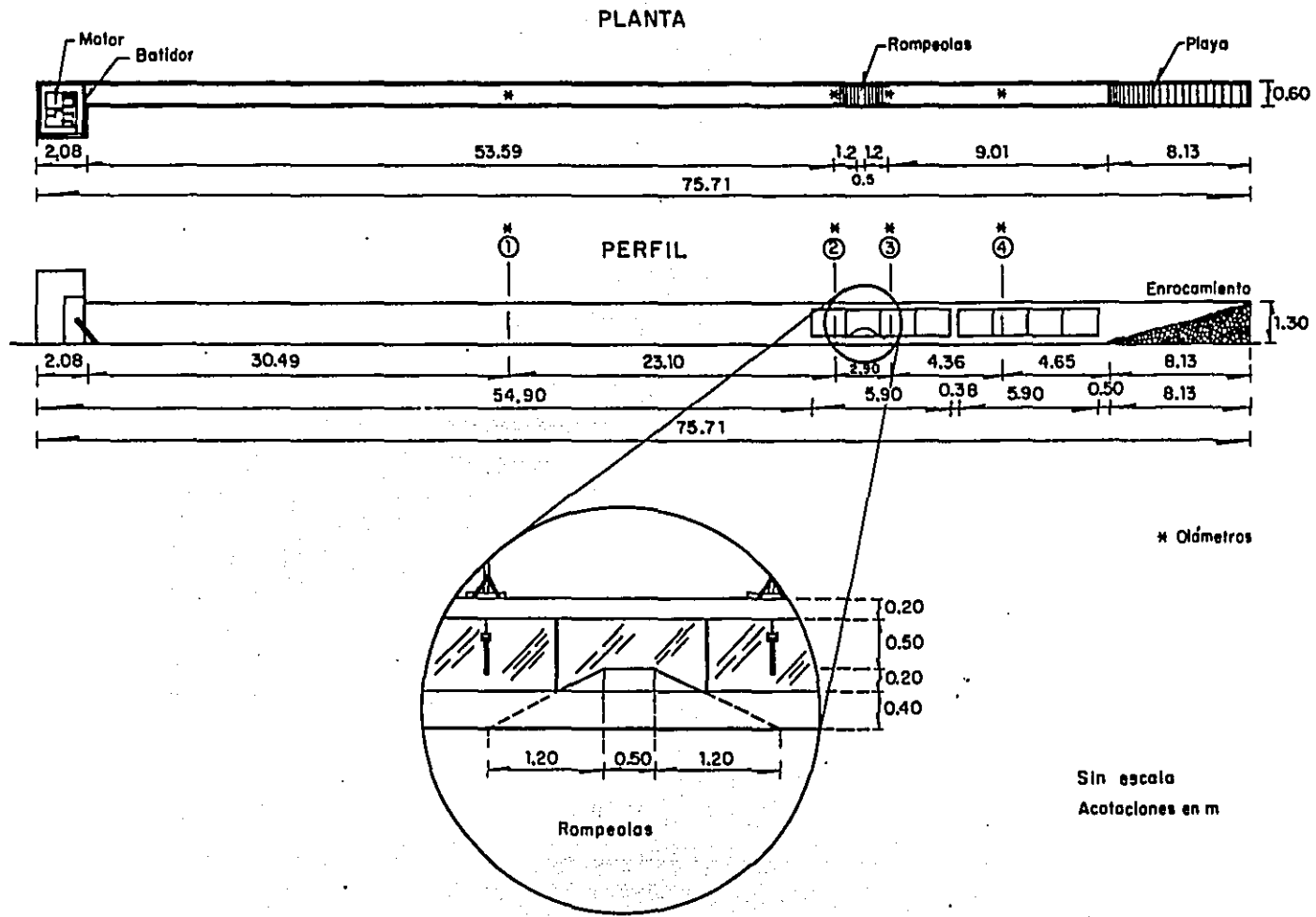


Fig 3.1 Tanque de olas y detalle de la sección de pruebas

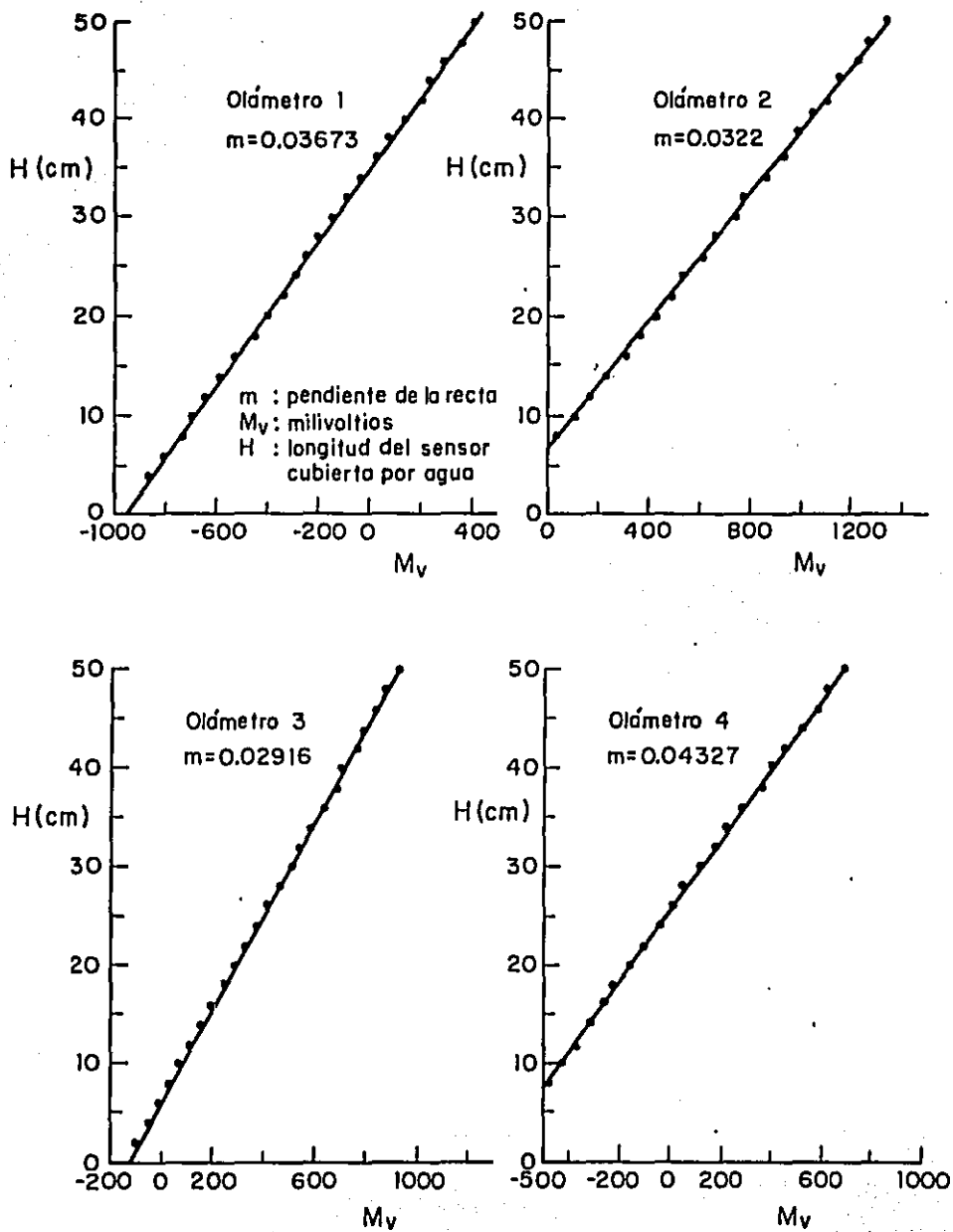


Fig 3.2 Ejemplo de calibración de olámetros

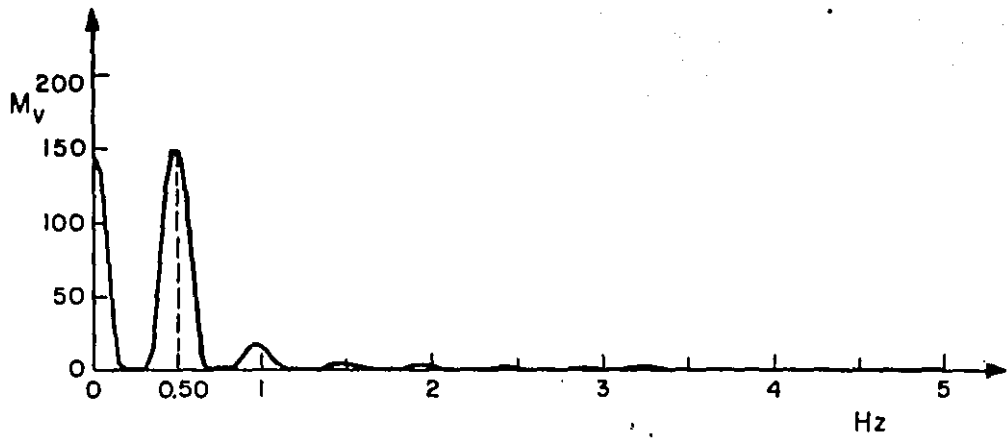


Fig 3.3 Ejemplo de espectro de banda angosta

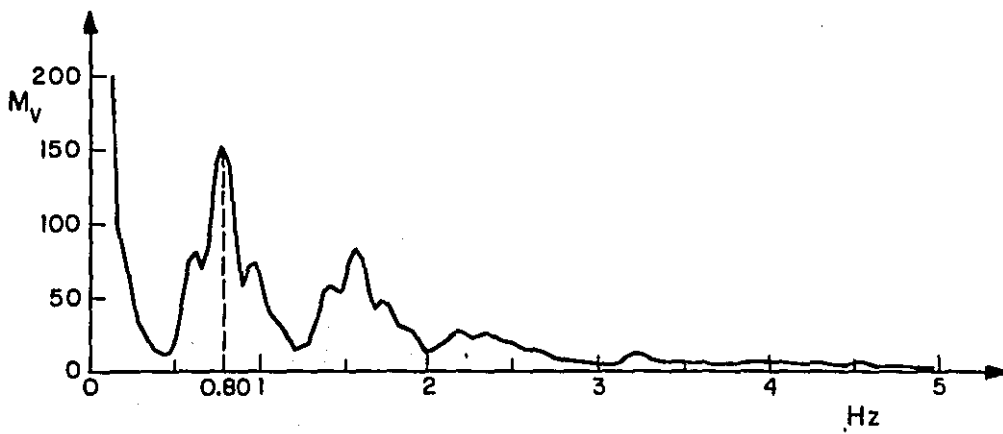


Fig 3.4 Ejemplo de espectro de banda ancha



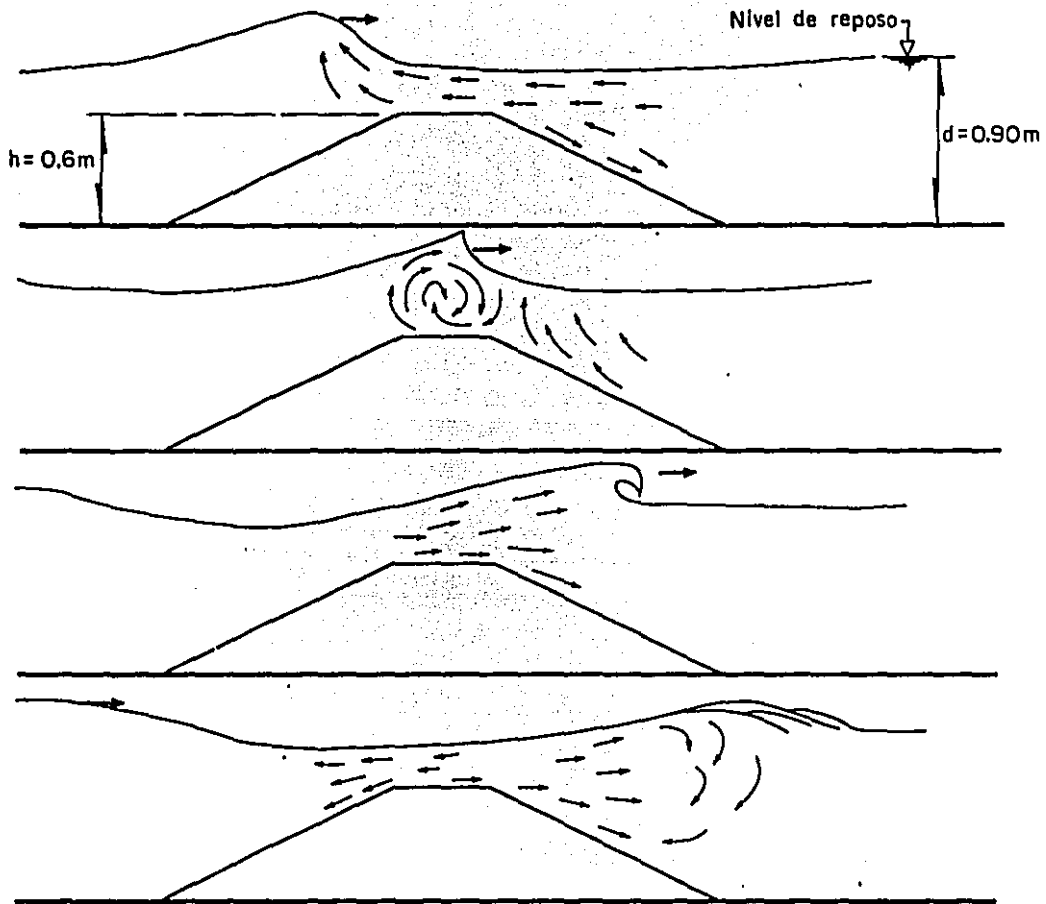


Fig 3.5 Fases de la ola incidente y corrientes que esta genera conforme pasa sobre un rompeolas trapecial rígido, liso e impermeable. Sumersión de la corona:  $d_s = 0.30\text{m}$

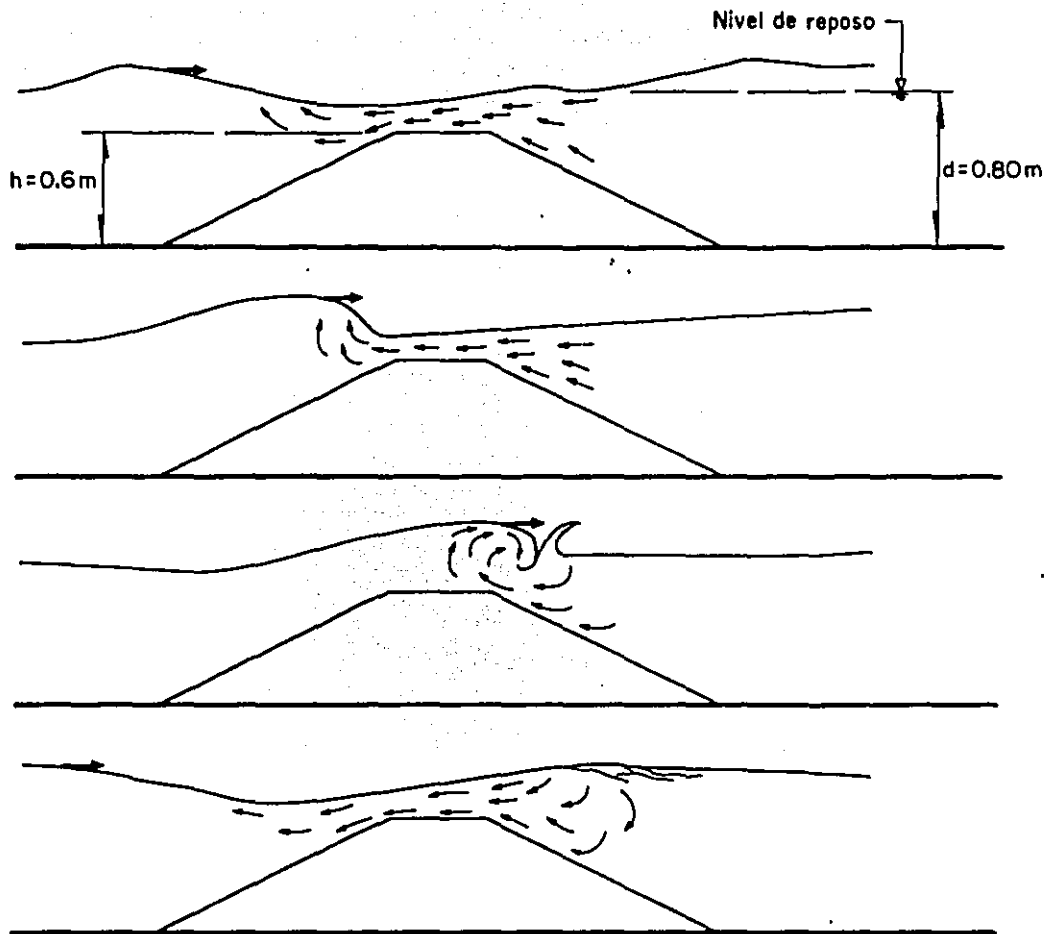


Fig 3.6 Fases de la ola incidente y corrientes que esta genera conforme pasa sobre un rompeolas trapecial rígido, liso e impermeable. Sumersión de la corona:  $d_s = 0.20\text{m}$

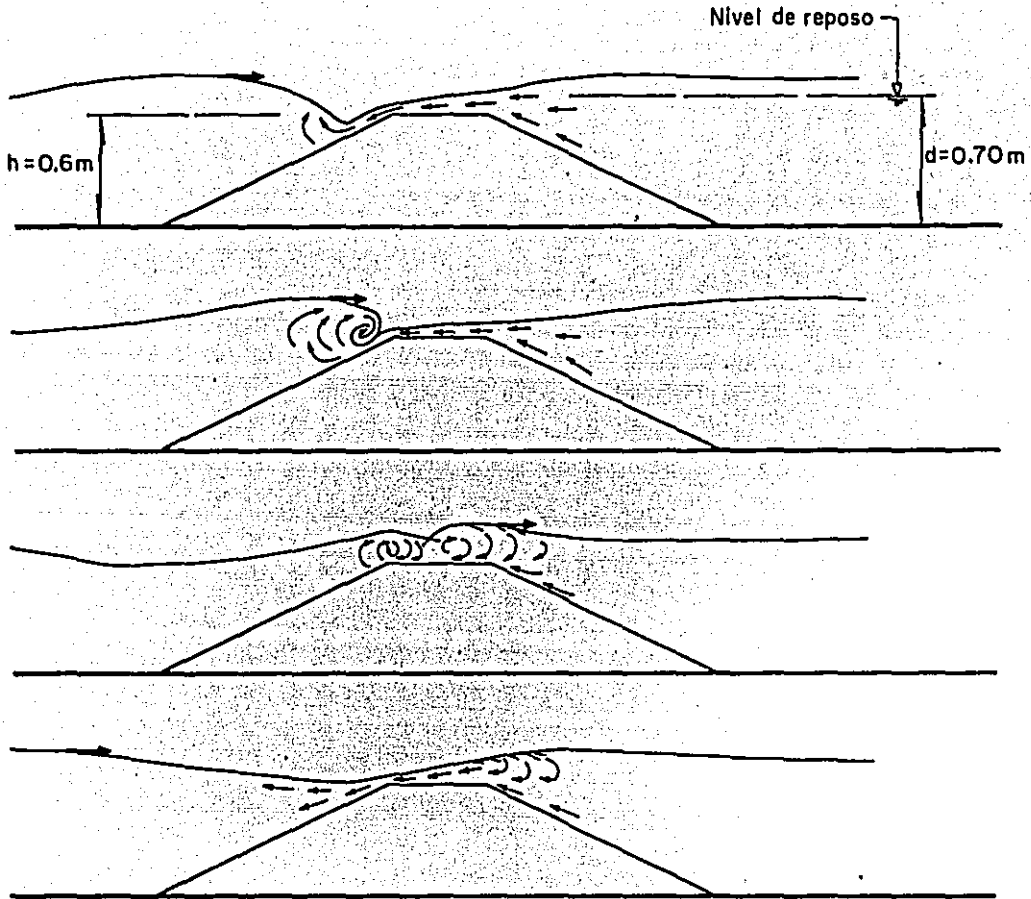


Fig 3.7 Fases de la ola incidente y corrientes que esta genera conforme pasa sobre un rompeolas trapecial rígido, liso e impermeable. Sumersión de la corona:  $d_s = 0.10\text{ m}$

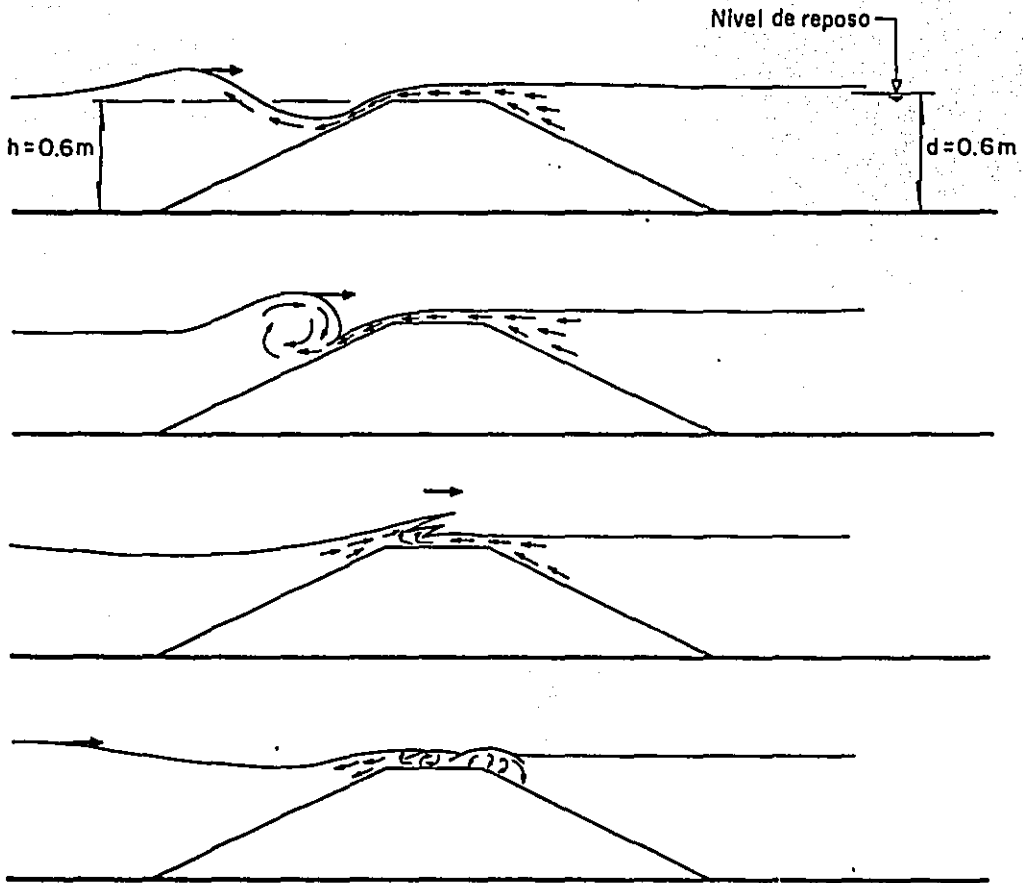
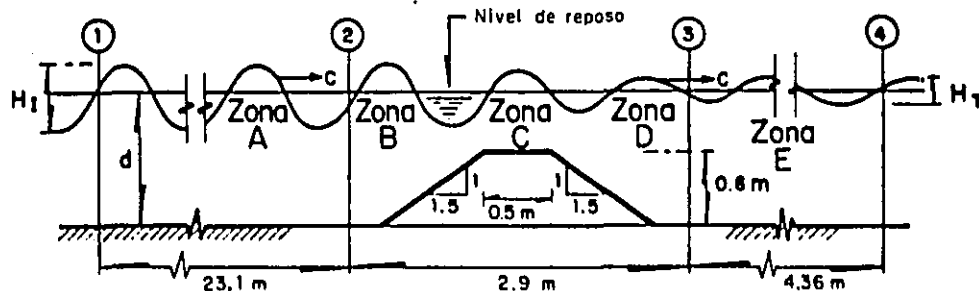


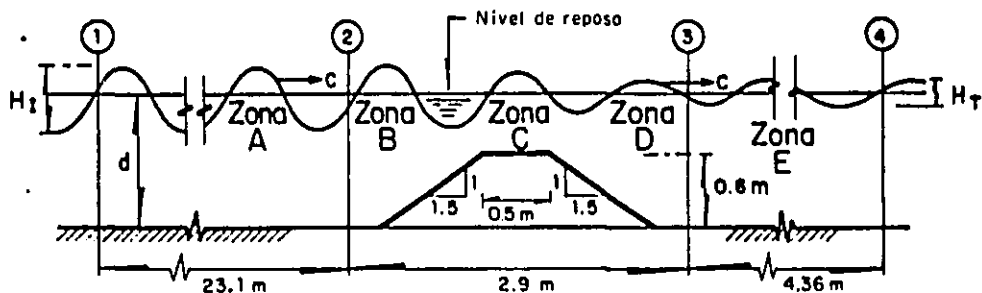
Fig 3.8 Fases de la ola incidente y corrientes que esta genera conforme pasa sobre un rompeolas trapecial rígido liso e impermeable  
 Sumersión de la corona:  $d_s = 0\text{ m}$



$T = 1.25 \text{ s}$

Tabla 3.1 Experimentos con rompeolas rígidos. Alturas de los oleajes registrados

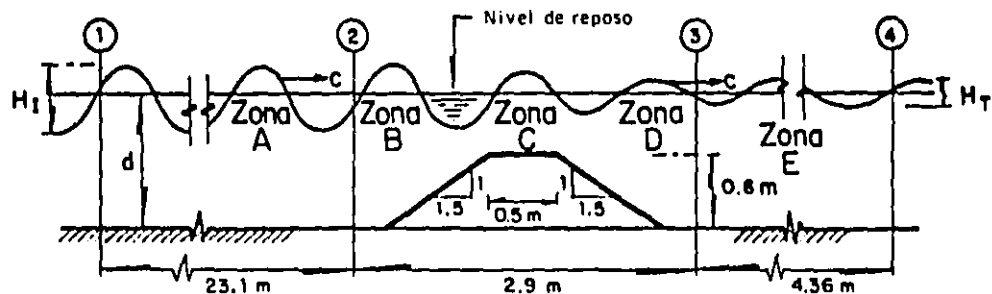
d en cm	$H_I$ , en cm		$H_T$ , en cm		$K_T$				Zona donde se rompe el oleaje	Observaciones
	$H_1$	$H_2$	$H_3$	$H_4$	$K_T$ 1-3	$K_T$ 1-4	$K_T$ 2-3	$K_T$ 2-4		
60	4.7	3.2	0.4	0.5	0.10	0.11	0.13	0.17	----	Sobreelevación en E y reflujo
	6.3	5.0	0.6	1.1	0.10	0.17	0.13	0.21	B	Sobreelevación de 5 cm en E y reflujo
	9.0	13.8	1.5	2.2	0.16	0.25	0.109	0.159	A y B	Sobreelevación en E y reflujo
70	8.1	6.5	2.1	7.4	0.26	0.91	0.33	1.14	C	Rompimiento poco notable
	12.3	11.0	3.9	7.3	0.32	0.59	0.35	0.66	B y C	Ocasionalmente se rompen en A
	16.6	14.5	6.2	6.1	0.37	0.37	0.43	0.42	B	Ocasionalmente se rompen en A Sobreelevación en E
80	9.1	7.8	13.0	8.1	1.43	0.90	1.67	1.05	D	Rompimiento poco notable
	16.0	19.9	10.8	13.2	0.675	0.825	0.54	0.66	C - D	Ocasionalmente se rompen en A
	18.5	10.4	7.7	14.0	0.42	0.75	0.74	1.34	A	
90	11.0	9.2	10.9	12.4	0.99	1.13	1.18	1.34	----	
	17.5	15.1	9.4	18.7	0.53	1.07	0.62	1.24	A y D	En A se rompen en ciclos de 4 olas
	18.8	16.6	14.3	14.3	0.76	0.76	0.86	0.86	A y D	Ocasionalmente se rompen cercanas al final del tanque



$T = 1.50 \text{ s}$

Tabla 3.2 Experimentos con rompeolas rígidos. Alturas de los oleajes registrados

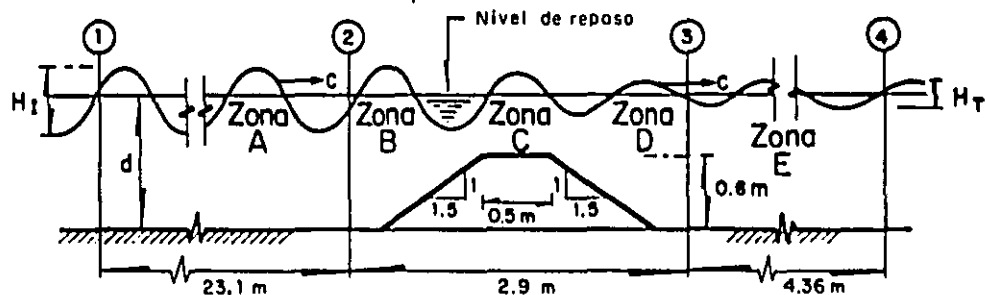
d en cm	$H_I$ , en cm		$H_T$ , en cm		$K_T$				Zona donde se rompe el oleaje	Observaciones
	$H_1$	$H_2$	$H_3$	$H_4$	$K_{T \ 1-3}$	$K_{T \ 1-4}$	$K_{T \ 2-3}$	$K_{T \ 2-4}$		
60	3.0	5.5	0.7	0.8	0.24	0.27	0.13	0.15	----	Sobreelevación de 2 cm en E y reflujo
	6.3	10.0	1.2	1.7	0.20	0.27	0.12	0.17	B	Sobreelevación de 4 cm en E y reflujo
	10.9	12.0	2.9	3.4	0.27	0.31	0.24	0.28	B y C	Sobreelevación de 7 cm en E y reflujo
70	4.4	3.1	1.7	4.2	0.39	0.95	0.56	1.34	C	Rompimiento poco notable
	9.0	7.6	3.3	5.4	0.37	0.59	0.43	0.71	B - C	Reflujo
	13.8	11.9	4.3	7.0	0.31	0.51	0.36	0.59	B - C	Reflujo
80	6.3	5.6	6.8	6.5	1.09	1.03	1.214	1.17	----	
	11.8	9.7	9.0	9.5	0.76	0.81	0.93	0.99	C	Rompimiento poco notable
	18.0	14.5	10.6	11.7	0.59	0.65	0.73	0.80	C - D	
90	8.6	10.1	8.5	8.3	0.98	0.96	0.84	0.82	----	
	14.8	16.0	13.1	13.7	0.88	0.93	0.82	0.86	D	Rompimiento poco notable
	22.9	21.4	15.3	16.1	0.67	0.70	0.71	0.75	D	



$T = 1.75 \text{ s}$

Tabla 3.3 Experimentos con rompeolas rígidos. Alturas de los oleajes registrados

d en cm	$H_I$ , en cm		$H_T$ , en cm		$K_T$				Zona donde se rompe el oleaje	Observaciones
	$H_1$	$H_2$	$H_3$	$H_4$	$K_{T \ 1-3}$	$K_{T \ 1-4}$	$K_{T \ 2-3}$	$K_{T \ 2-4}$		
60	2.5	3.4	0.6	0.8	0.25	0.32	0.19	0.22	----	Sobreelevación de 1.5 cm en E y reflujó
	3.1	4.6	0.6	0.7	0.18	0.23	0.12	0.15	B	Sobreelevación de 3 cm en E y reflujó
	4.7	7.0	1.9	2.0	0.41	0.43	0.27	0.29	B	Sobreelevación de 5 cm en E y reflujó
70	3.8	2.6	2.2	4.2	0.58	1.09	0.86	1.59	C	Rompimiento poco notable
	7.2	6.9	3.6	5.3	0.50	0.73	0.52	0.77	C	Reflujo
	10.4	9.9	4.8	10.0	0.46	0.96	0.49	1.02	B y C	Reflujo
80	4.5	3.6	4.1	7.2	0.90	1.60	1.12	2.00	----	
	8.9	7.7	6.5	10.2	0.74	1.15	0.85	1.32	D	Rompimiento poco notable
	13.6	10.4	7.1	11.2	0.52	0.82	0.68	1.07	C	
90	5.9	4.3	5.3	7.8	0.89	1.33	1.23	1.83	----	
	11.0	8.9	9.9	12.7	0.90	1.15	1.12	1.43	D	Rompimiento poco notable
	16.2	13.7	12.5	15.9	0.77	0.98	0.91	1.16	D	



$T = 2.00 \text{ s}$

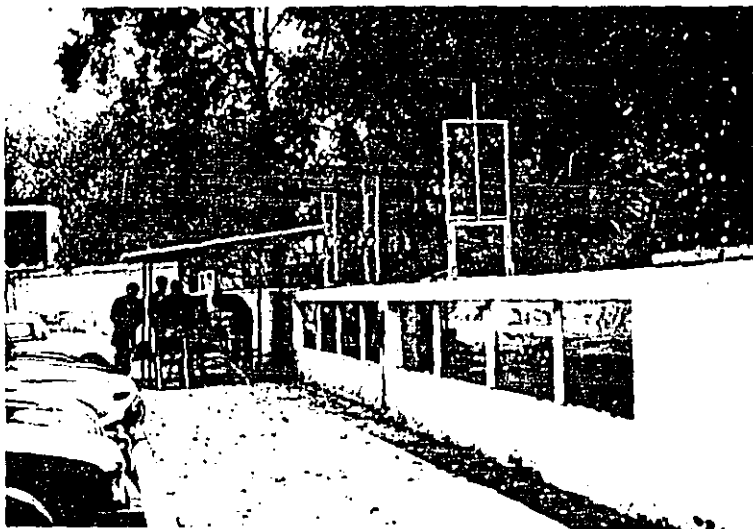
Tabla 3.4 Experimentos con rompeolas rígidos. Alturas de los oleajes registrados

d en cm	$H_I$ , en cm		$H_T$ , en cm		$K_T$				Zona donde se rompe el oleaje	Observaciones
	$H_1$	$H_2$	$H_3$	$H_4$	$K_{T \ 1-3}$	$K_{T \ 1-4}$	$K_{T \ 2-3}$	$K_{T \ 2-4}$		
60	3.0	2.1	0.5	0.5	0.16	0.17	0.24	0.24	B	Sobreelevación de 2.5 cm en E y reflujo
	6.7	4.5	1.5	2.4	0.22	0.36	0.33	0.53	B y C	Sobreelevación de 5.5 cm en E y reflujo
	9.2	5.7	2.2	4.7	0.24	0.51	0.39	0.82	B y C	Sobreelevación de 4.0 cm en E y reflujo
70	1.8	1.6	2.6	3.7	1.44	2.05	1.63	2.31	----	Reflujo
	4.6	3.6	6.7	6.3	1.45	1.36	1.85	1.74	B y C	Reflujo
	8.2	7.4	9.0	8.2	1.10	1.00	1.22	1.12	B y C	
80	3.4	2.1	4.1	5.0	1.21	1.47	1.952	2.38	----	
	6.7	4.4	7.6	11.1	1.14	1.66	1.73	2.51	----	
	10.5	7.3	9.8	14.9	0.94	1.42	1.34	2.04	D	
90	3.9	3.2	5.2	8.2	1.36	2.11	1.64	2.56	----	
	7.8	6.0	14.9	14.8	1.92	1.90	2.49	2.46	----	
	10.6	8.0	22.3	21.7	2.10	2.05	2.80	2.73	D	Rompimiento poco notable

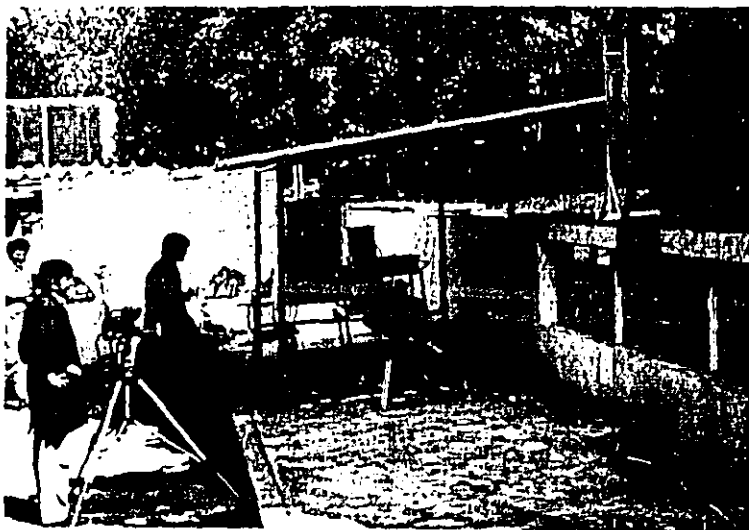




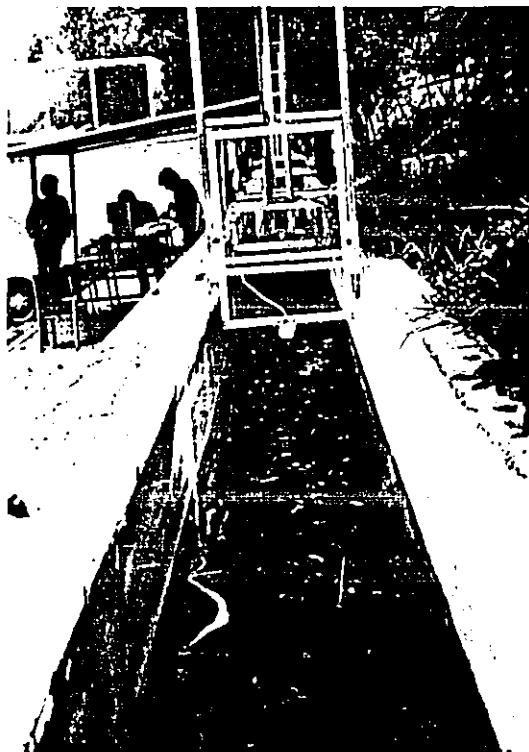
1. Tanque de olas del Instituto de Ingeniería, UNAM



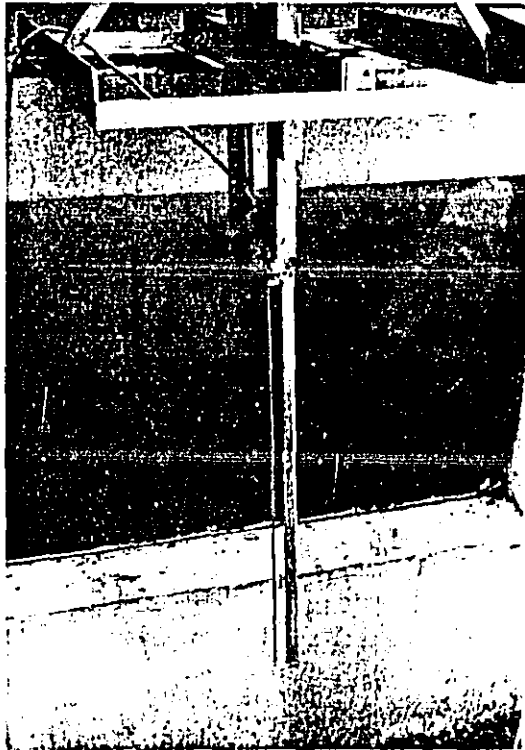
2. Zona de observación.



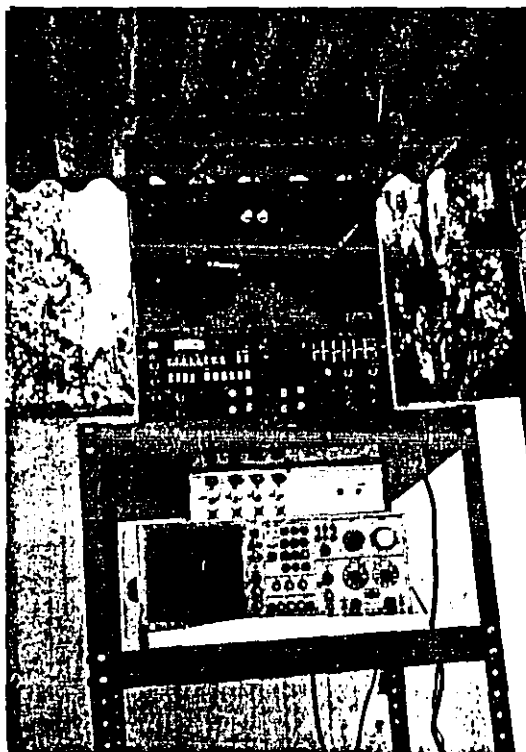
3. Filmación de experimentos.



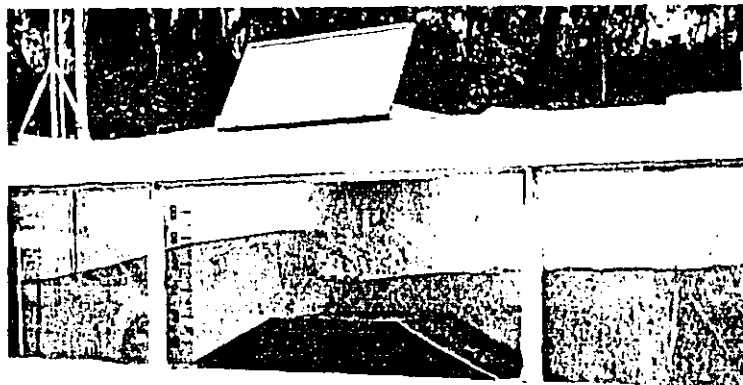
4. Olámetros. En primer plano, el Olámetro 4, colocado después de la estructura.



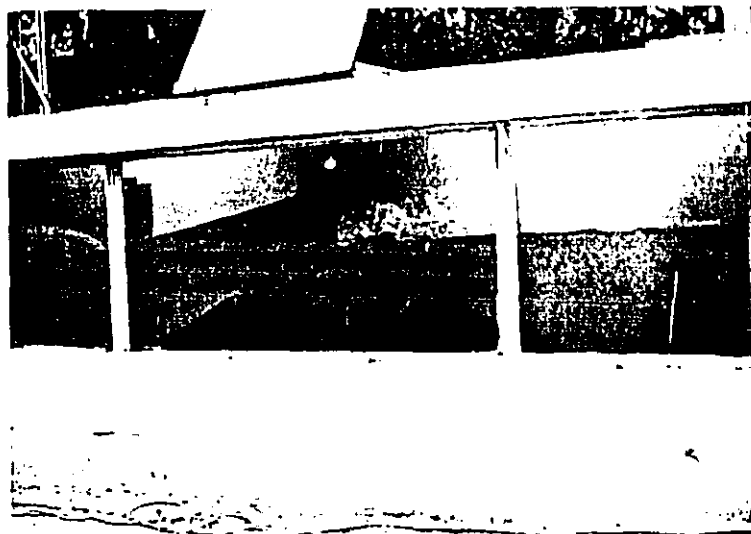
5. Olámetro. Detalle.



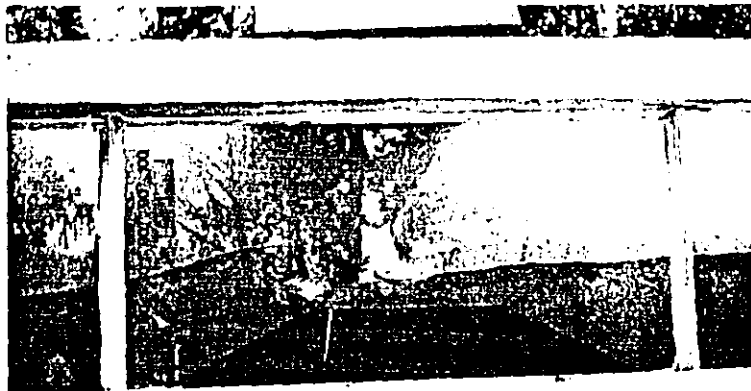
6. Grabadora analógica, amplificador y analizador de espectros.



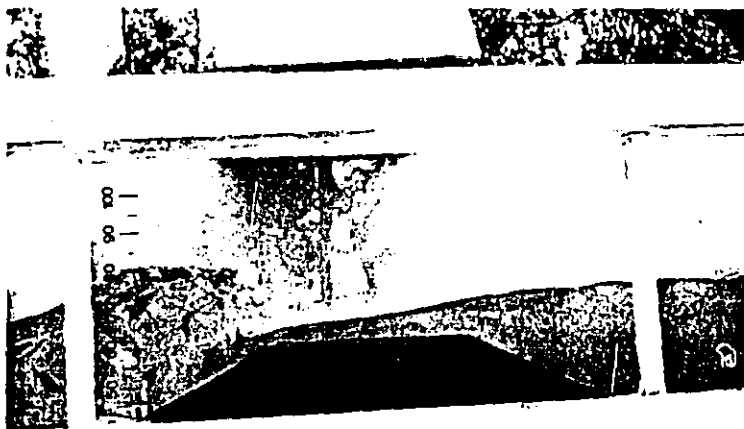
7. Rompeolas con sumersión  $d_s = 20$  cm. Ola rompiéndose sobre la corona.<sub>s</sub>



8. Rompeolas con sumersión  $d_s = 20$  cm. Ola rompiéndose sobre la arista<sub>s</sub> del talud posterior.



9. Rompeolas con sumersión  $d_s = 10$  cm. Ola rompiéndose sobre la corona de la estructura.



10. Rompeolas con sumersión  $d_s = 10$  cm. Ola iniciando su rompimiento. Nótese el gradiente que provoca el reflujó sobre la corona.

## 4. ANALISIS DE DATOS EXPERIMENTALES

### 4.1 Análisis dimensional

El análisis dimensional es un método que permite reducir el número y la complejidad de las variables que afectan un determinado fenómeno físico. En ingeniería se usa frecuentemente en la verificación de fórmulas, comprobando que las unidades de ambos miembros de la ecuación sean dimensionalmente homogéneas. También se utiliza en la transformación de fórmulas de un sistema a otro. Mediante el análisis dimensional es posible obtener información acerca de un determinado fenómeno asumiendo que éste puede ser expresado por una ecuación que contenga a las variables que intervienen en él. Empleando esta técnica, el número de variables se reduce agrupándolas en números o parámetros adimensionales. Existen diferentes métodos para reducir el número de variables dimensionales; el más utilizado es el denominado teorema pi o de Buckingham que establece lo siguiente:

Una ecuación dimensionalmente homogénea en donde intervengan  $m$  variables, y éstos se expresen en función de  $r$  magnitudes fundamentales, podrá expresarse como una combinación de  $m - r$  nuevas variables o productos adimensionales. Esta reducción  $j = m - r$  iguala el número máximo de variables que no constituyen un parámetro adimensional entre ellas y es siempre menor o igual al número de dimensiones que describen las variables. Usualmente las magnitudes fundamentales son masa o fuerza, longitud y tiempo (MLT o FLT). Frecuentemente la forma y naturaleza de los productos adimensionales proporcionan información sobre el



fenómeno en particular.

En cuanto a la disipación de la energía incidente del oleaje mediante una estructura sumergida, se considera que la altura de ola transmitida  $H_T$  depende de las siguientes variables:

$$H_T = f (H_I, d, d_s, W, L, T, g)$$

donde:

$H_I$  = altura de la ola incidente ( L )

$d$  = profundidad del agua al pie de la estructura ( L )

$d_s$  = sumersión de la corona de la estructura ( L )

$W$  = ancho de la corona ( L )

$L$  = longitud de la ola, distancia entre dos crestas o valles ( L )

$T$  = periodo del oleaje ( T )

$g$  = aceleración de la gravedad (  $L T^{-2}$  )

Aplicando el teorema pi, y considerando que las unidades fundamentales son únicamente longitud ( L ) y el tiempo ( T ) puesto que la masa no figura en ninguna de las variables citadas previamente, se tiene que:

$$r = 2$$

$$m = 8$$

$$j = m - r = 6$$

Por lo tanto, el número de parámetros adimensionales que es posible obtener es de seis.

Los parámetros propuestos son:

$$\Pi_1 = K_T = \frac{H_T}{H_I}$$

coeficiente de transmisión

$$\Pi_2 = \frac{H_I}{L}$$

esbeltez de la ola

$$\Pi_3 = \frac{d}{L}$$

profundidad relativa

$$\Pi_4 = \frac{W}{L}$$

ancho relativo de la estructura

$$\Pi_5 = \frac{d_s}{d}$$

sumersión relativa de la estructura

$$\Pi_6 = \frac{W}{gT^2}$$

A pesar de existir una multiplicidad de combinaciones en la elaboración de los parámetros adimensionales, se escogieron como más representativos del fenómeno a los anteriores debido a que se encuentran plenamente justificados por la teoría y la práctica de la Hidráulica Marítima.

#### 4.2 Resultados y gráficos

A partir de los parámetros obtenidos mediante el análisis dimensional y con base en los resultados experimentales consignados en las tablas 3.1 a 3.4 se elaboraron las figuras 4.1 a 4.4, donde pueden apreciarse las tendencias que presenta el coeficiente de transmisión bajo diferentes condiciones experimentales.

Se observa que cada figura tiene dos gráficos; cada uno de ellas corresponde a la misma condición experimental, es decir, misma profundidad, sumersión, periodo y longitud de la biela del generador del oleaje. Esta igualdad de condiciones se refleja en el hecho de que el valor de los parámetros internos  $W/gT^2$  y  $d_s/d$  (sumersión relativa) sean constantes en cada gráfico. La diferencia entre las gráficas de la misma figura radica en la manera en que está definido el coeficiente de transmisión: en la gráfica superior se define como el cociente de la altura obtenida en la sección 4 ( $H_4$ ) y la altura obtenida en la sección 1 ( $H_1$ ); en la inferior  $K_T$  se obtiene a partir del cociente entre  $H_4$  y la altura obtenida en la sección 2 ( $H_2$ ). El eje de las abscisas en

cada caso corresponde a la esbeltez del oleaje incidente ( $H/L$ ), pero empleando en cada caso la misma altura del oleaje utilizada en la definición del coeficiente de transmisión. En la parte inferior de cada figura se muestra además un croquis de localización de las diferentes secciones de medición respecto a la estructura sumergida.

A continuación se presentan los resultados obtenidos:

a) en términos generales puede afirmarse que a medida que la sumersión de la estructura se incrementa, el coeficiente de transmisión también aumenta, lo cual implica que la disipación de la energía se incrementa en la medida en que la sumersión disminuye, presentándose el máximo cuando la sumersión de la estructura es nula ( $d_s/d = 0$ ).

b) A mayor esbeltez de la ola, es decir, en la medida en que  $H_1/L$  o  $H_2/L$  se incrementen, la disipación de la energía también aumenta, lo cual viene a confirmar la hipótesis de que las estructuras sumergidas disipan más eficazmente los oleajes altos y de periodo corto que los olas bajas y de periodos largos. Esta característica del funcionamiento hidráulico de las estructuras sumergidas justifico ampliamente su posible utilización para desarrollar zonas acuícolas, en las cuales es necesaria la circulación de la masa de agua.

Asociado directamente a la esbeltez del oleaje se encuentra el periodo del mismo. Las condiciones en que se efectuaron los experimentos:

$$0.1375 \leq d/L \leq 0.3756$$

corresponden al oleaje que se propaga en aguas intermedias :

$$0.05 \leq d/L \leq 0.5$$

Las olas de menor longitud corresponden al menor periodo ensayado ( $T = 1.25$  s), presentándose en este periodo las olas más esbeltas. Además, para el mismo periodo, la altura del oleaje generado se incrementaba con el aumento en la profundidad.

c) En general las alturas obtenidas para igualdad de condiciones experimentales muestran que en la sección 1 son mayores que en la sección 2 y en la sección 4 también mayores que en la sección 3. De aquí puede demostrarse lo erróneo que resulta el empleo de las mediciones efectuadas en la vecindad inmediata de la estructura debido a que las alturas obtenidas en esta zona ( $H_2$  y  $H_3$ ) se ven afectadas obviamente por la presencia de aquella, siendo más pequeñas en la mayoría de los casos que en las secciones 1 y 4.

d) Se observa un desplazamiento de la zona donde se rompe el oleaje a medida que la sumersión de la estructura se incrementa; cuando la sumersión es nula, el oleaje tiende a romperse en el talud anterior y en la corona de la estructura, zonas B y C. Esta situación se presenta invariablemente en los cuatro periodos de oleaje experimentados. En la condición de máxima sumersión,  $d = 90$  cm y  $d_s = 30$  cm, la zona de rompimiento del oleaje fue la zona D, es decir, el talud posterior de la estructura sumergida. Únicamente durante los ensayos correspondientes al menor periodo ensayado,  $T = 1.25$  s, el oleaje se rompió prematuramente en la zona A. En los casos intermedios ( $d = 70$  cm,  $d_s = 10$  cm;  $d = 80$  cm,  $d_s = 20$  cm), la zona de rompiente oscila entre las zonas B y

C.

e) En los experimentos con sumersión nula se reporta la sobreelevación que pudo medirse directamente en la zona de observación, y que se debe a la acumulación del agua en la parte posterior de la estructura, propiciándose de esta manera el reflujó, cuyos efectos destructivos se hacen patentes en estructuras que protegen recintos portuarios.

f) En los ensayos con sumersión nula, el comportamiento hidráulico de la estructura presenta una tendencia inversa a la reportado en el inciso b; en el presente caso se observa en términos generales que a mayor esbeltez del oleaje incidente el coeficiente de transmisión es mayor; es decir, la disipación de la energía disminuye en la medida en que el oleaje incidente es mayor.

#### 4.3 Ejemplos numéricos

Nakamura, et al<sup>18</sup>, realizaron experimentos con rompeolas rígidos e impermeables de sección rectangular. A partir de los resultados que obtuvieron, discriminaron los casos en los que el oleaje incidente rompía sobre la estructura y aquéllos en los que el oleaje pasaba sobre la estructura sin romperse. Esta idea es sumamente importante, como se ha mencionado reiteradamente, debido a la relación existente entre disipación de energía y rompimiento del oleaje; por ello, resulta de sumo interés determinar si la estructura provocará o no el rompimiento del

oleaje. La idea fundamental de Nakamura, et al, fue la de colocar en un sistema de ejes coordenados los puntos que representaban cada uno de sus experimentos, siendo el eje de las abscisas la esbeltez de la ola en aguas profundas,  $H_0/L_0$ , y el de las ordenadas la sumersión relativa a la longitud del oleaje incidente en aguas profundas  $ds/L_0$ . Como parámetro interno utilizó la sumersión relativa al ancho de la estructura ( $ds/W$ ). El criterio para pronosticar las condiciones de rompimiento del oleaje sobre un rompeolas sumergido de sección transversal rectangular es el siguiente: conocidos los parámetros  $H_0/L_0$  y  $ds/L_0$ , se ubica el punto correspondiente en el plano cartesiano, cuyas coordenadas serán  $F(H_0/L_0, ds/L_0)$ . Posteriormente se calcula el parámetro  $ds/W$  y se localiza la línea recta correspondiente a este valor o al valor más cercano. Si el punto  $F$  queda debajo de dicha línea, el oleaje se romperá por la presencia de la estructura; si el punto  $F$  se ubica por encima de la línea, el oleaje pasará encima de la estructura sin romperse. Continuando con el procedimiento propuesto por Nakamura, et al, se colocaron en el mismo plano coordenado los puntos obtenidos a partir de los experimentos efectuados, con rompeolas rectangulares y trapeciales<sup>38</sup> figura 4.5. Debido a que se experimentaron tres niveles de sumersión, además del nivel de sumersión nula, se muestran únicamente tres líneas rectas cuyo parámetro es  $ds/W$ . Adicionalmente, en la misma figura 4.5 se dibujó una curva, denominada curva  $K_T$  que divide el plano en dos regiones. Los puntos que se localizan en la región inferior de la curva representan condiciones experimentales que corresponden a una mayor disipación de energía, ya que el 90% de los puntos ahí

situados correspondieron a ensayos en los que se observó que la disipación de la energía del oleaje incidente fue mayor del 30%, es decir, los coeficientes de transmisión  $K_T$  resultaron menores de 0.70.

Ejemplo 1:

Para ilustrar de manera más objetiva el empleo del criterio expuesto, considérese el siguiente ejemplo, tomado de los datos reportados en la tabla 3.1:

$$d = 90 \text{ cm}$$

$$d_s = 30 \text{ cm}$$

$$H_I = 11 \text{ cm}$$

$$W = 50 \text{ cm}$$

$$T = 1.25 \text{ s}$$

la longitud de lo ola en aguas profundas es:

$$L_c = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.81 \cdot 1.25^2}{2\pi} = 2.439 \text{ m}$$

$$\frac{d}{L_c} = \frac{0.90\text{m}}{2.439\text{m}} = 0.3689 \quad ; \quad \frac{d}{L} = 0.3756, \quad K_s = 0.9690$$

se sabe que  $H_I = K_s K_r H_0$ , donde

$K_r$  = coeficiente de refracción

$K_s$  = coeficiente de aguas bajas

$H_0$  = altura de lo ola en aguas profundas

∴

$H_0' = K_r H_0$ , siendo  $H_0'$  lo altura de lo ola no refractada

En este caso, tomando el coeficiente de refracción como unitario,

$$H = K_s H_c \Rightarrow H_c = \frac{H}{K_s} = \frac{0.11\text{m}}{0.9690} = 0.114 \text{ m}$$

Ahora, para entrar a la figura 4.5:

$$\frac{H_o}{L_o} = \frac{0.114\text{m}}{2.439\text{m}} = 0.0467 \quad , \quad \frac{d_s}{W} = \frac{0.30\text{m}}{0.50\text{m}} = 0.6$$

$$\frac{d_s}{L_o} = \frac{0.30\text{m}}{2.439\text{m}} = 0.123$$

Se observa que el punto P(0.0467, 0.123) queda localizado arriba tanto de la línea  $d_s/W = 0.6$  como de la curva  $K_T$ . De acuerdo a lo establecido previamente, el oleaje pasará sobre la estructura sumergida sin romperse, lo cual fue verificado con el experimento correspondiente. Nótese que en la tabla 3.1, para el caso que nos ocupa, en la columna referente a la zona donde se rompe el oleaje se consigna que el oleaje no se rompió. Finalmente, de acuerdo con la ubicación del punto P respecto a la curva  $K_T$ , el valor del coeficiente de transmisión será mayor de 0.70, habiendo sido de 1.13.

#### Ejemplo 2:

De manera similar, considérense los siguientes datos:

$$T = 1.50 \text{ s}$$

$$L_0 = 3.51 \text{ m}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$H_I = 13.8 \text{ cm}$$

$$K_s = 0.9179$$

$$H_o = H_I / K_s = 15.03 \text{ cm}$$

$$H_o/L_o = 0.0428, \quad d_s/L_o = 0.0285, \quad d_s/W = 0.40$$

el punto P(0.0428, 0.0285) se ubica por debajo de la línea  $d_s/W = 0.40$ , por lo tanto el oleaje romperá sobre la estructura y además el coeficiente de transmisión  $K_T$  tendrá un valor menor que 0.70 debido a que se encuentra debajo de la curva  $K_T$ . Este caso fue



experimentado y se encuentra consignado en la tabla 3.2. El coeficiente de transmisión  $K_{T1-4}$  fue de 0.51 y el oleaje se rompía sobre el talud anterior y la corona de la estructura.

### Ejemplo 3:

Por último, planteando el caso real de una estructura sumergida, asumiendo que es rígido e impermeable, se tiene que:

$$d = 6 \text{ m}$$

$$d_s = 2.0 \text{ m}$$

$$W = 3.0 \text{ m}$$

$$H = 1.80 \text{ m}$$

$$T = 8 \text{ s}$$

$$L_0 = 100 \text{ m}$$

$$d/L_0 = 0.06, \quad d/L = 0.1043, \quad K_s = 0.7932$$

$$H_0 = H/K_s = 1.81 \text{ m}$$

$$H_0/L_0 = 1.81/100 = 0.0181; \quad d_s/L_0 = 2/100 = 0.02, \quad d_s/W = 2/3 = 0.67$$

El punto P(0.0181, 0.02) se ubica debajo de la recta  $d_s/W = 0.6$ , que es el valor de la recta más cercano al punto P, por lo que según el criterio propuesto, el oleaje romperá sobre la estructura y además tendrá el coeficiente de transmisión  $K_T$  un valor menor que 0.70, debido a que P se ubica en la región inferior de la curva  $K_T$ .

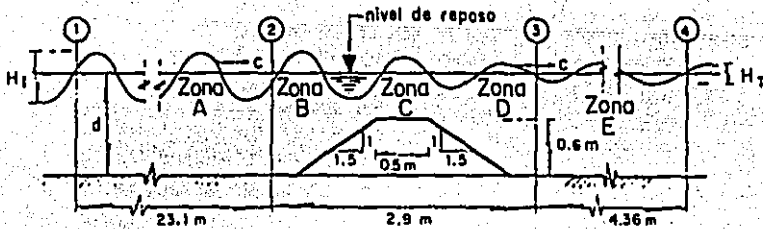
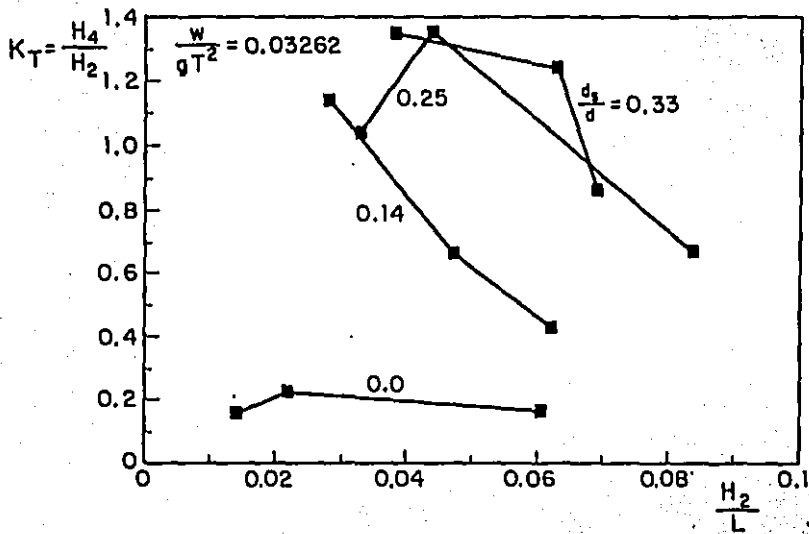
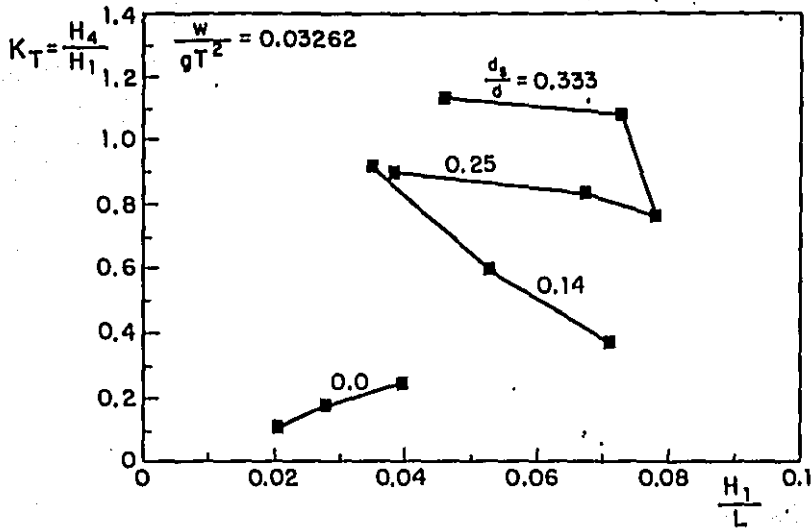


Fig 4.1 Variación del coeficiente de transmisión,  $K_T$ , en función de la esbeltez del oleaje,  $H/L$ , y de la sumersión relativa,  $d_s/d$ . Rompeolas trapecial ( $z=1.5$ )

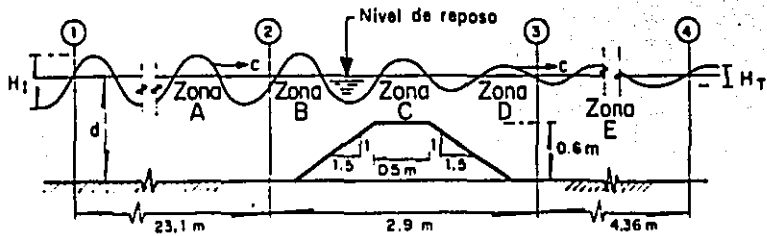
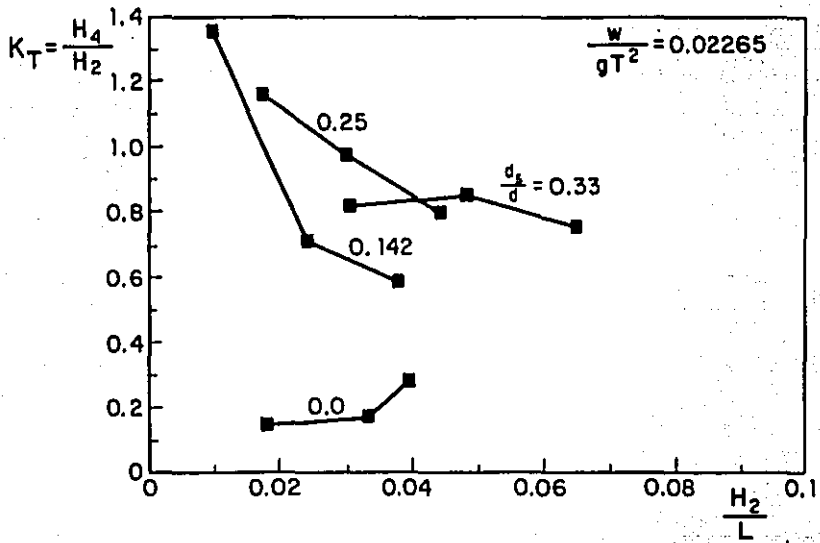
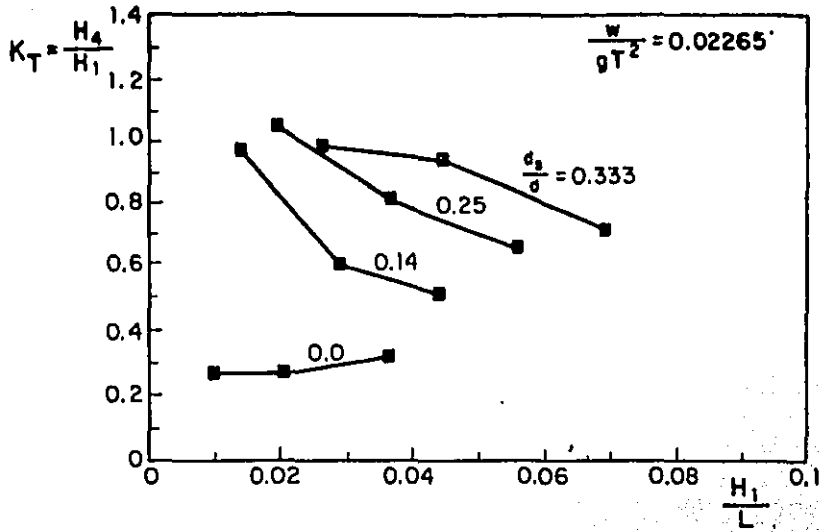


Fig 4.2 Variación del coeficiente de transmisión,  $K_T$ , en función de la esbeltez del oleaje,  $H/L$ , y de la sumersión relativa  $d_s/d$ . Rompeolas trapecial ( $z=1.5$ )

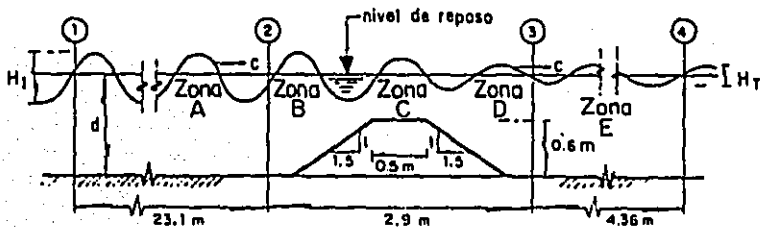
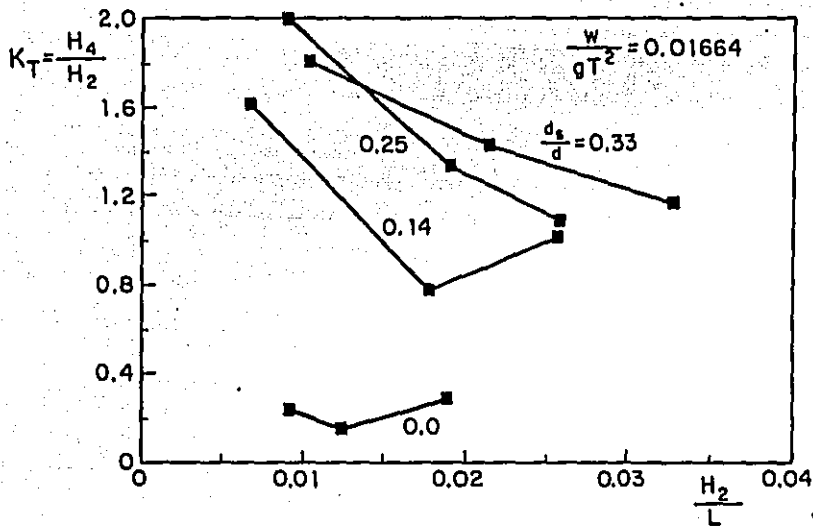
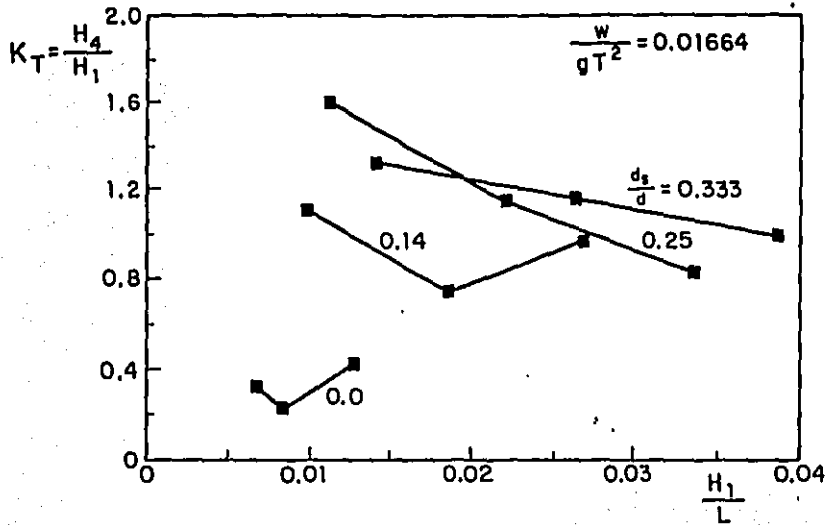


Fig 4.3 Variación del coeficiente de transmisión,  $K_T$ , en función de la esbeltez del oleaje,  $H/L$ , y de la sumersión relativa,  $d_s/d$ . Rompeolas trapecial ( $z = 1.5$ )

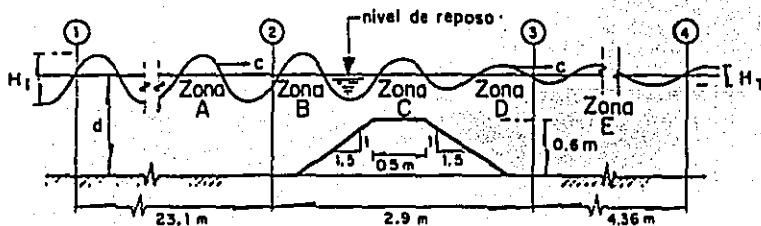
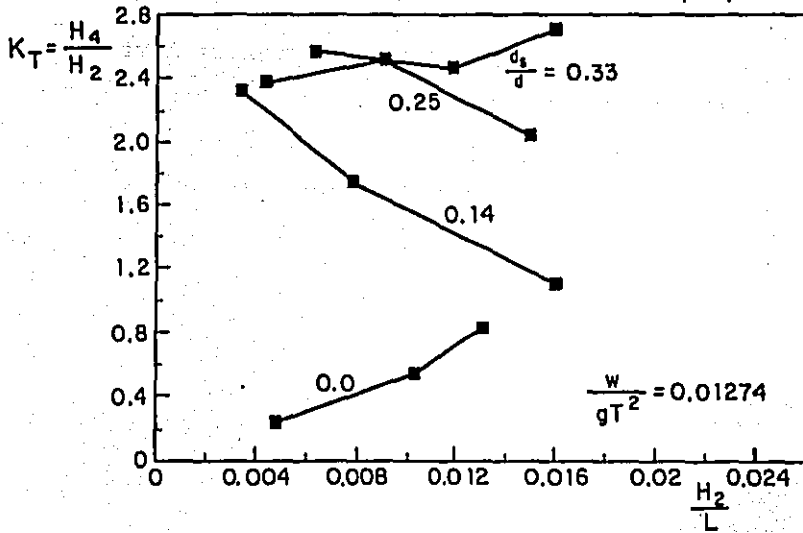
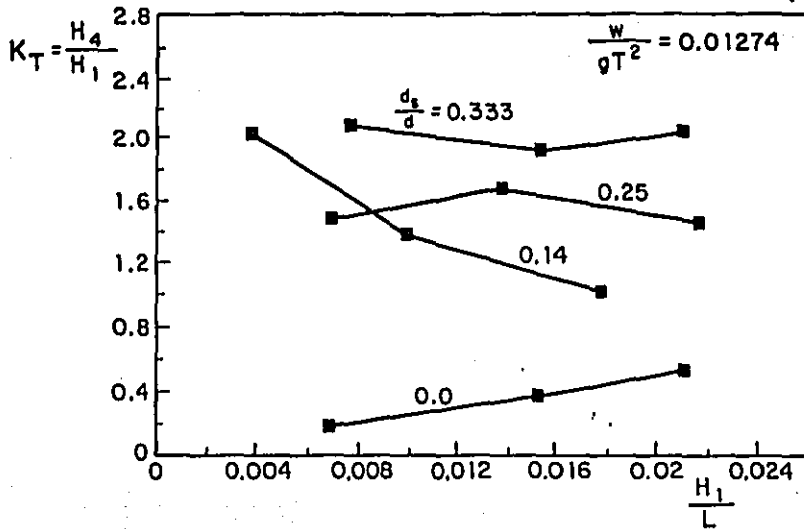
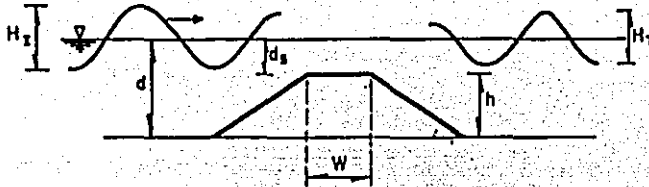


Fig 4. 4 Variación del coeficiente de transmisión,  $K_T$ , en función de lo esbeltez del oleaje,  $H/L$ , y de la sumersión relativa,  $d_s/d$ . Rompeolas trapezoidal ( $z=1.5$ )



- |                      |                         |   |  |
|----------------------|-------------------------|---|--|
| ● Se rompe el oleaje | } $\frac{d_s}{W} = 0.6$ | $0.1375 \leq \frac{d}{L_1} \leq 0.3756$ | $0.0152 \leq \frac{d}{gT^2} \leq 0.0587$ |
| x No se rompe        |                         |   |  |
| Δ Se rompe el oleaje | } $\frac{d_s}{W} = 0.4$ | $0.099 \leq \frac{W}{L_1} \leq 0.220$   | Condiciones experimentales               |
| + No se rompe        |                         |   |  |
| ○ Se rompe el oleaje | } $\frac{d_s}{W} = 0.2$ | $0.0021 \leq \frac{H}{L_1} \leq 0.0966$ |  |
| ▽ No se rompe        |                         |   |  |

$H_0, L_0$ , altura y longitud del oleaje en aguas profundas, respectivamente

$K_T = \frac{H_T}{H_1}$ , coeficiente de transmisión

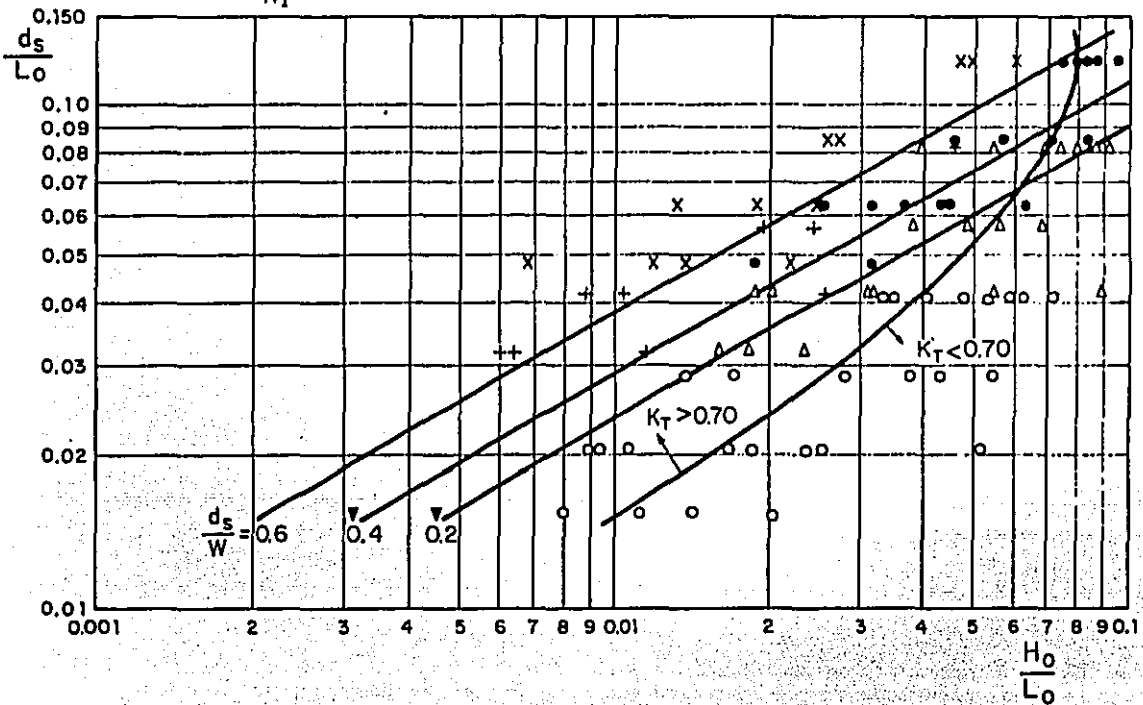


Fig 4.5 Condiciones para el rompimiento del oleaje por una estructura sumergida de sección transversal trapezoidal o rectangular

## 5. CONCLUSIONES

A la luz de los experimentos efectuados y con base en los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones:

1. Es indispensable, en términos de eficiencia y operatividad, el uso de un analizador de espectros en el procesamiento de la señal correspondiente a la variación del nivel del agua debido a que, aun y cuando el generador de olas sea de tipo monocromático, por efectos de la estructura sumergida y de la reflexión propia del tanque de olas, el oleaje así generado se apartará notablemente del patrón característico del oleaje monocromático; por ello, la altura del oleaje generada antes de que el oleaje sufra distorsión es distinto de lo que se obtiene minutos más tarde durante el mismo experimento y en el mismo punto.

2. Las alturas del oleaje, tanto incidente como transmitido, deben corresponder al experimento que se efectúa en presencia de la estructura sumergida y no efectuar las mediciones en ausencia de aquella y posteriormente asumir que éstas serán las mismas alturas que tendrá el oleaje cuando se coloque la estructura, tal y como erróneamente lo hicieron Dattatri, et al y Nakamura, et al.

3. Debido a la complejidad del fenómeno y al insuficiente e inadecuado nivel de los análisis teóricos y experimentales efectuados hasta la fecha, no existe un criterio o procedimiento

los rompeolas sumergidos. De lo anterior se desprende el hecho de que la posible comparación de resultados experimentales obtenidos por diversos autores resulte en ciertos casos imposible de efectuarse, debido principalmente a que los parámetros empleados muchas veces no son los mismos o los rangos de los parámetros adimensionales utilizados no coinciden.

4. Es sumamente importante precisar si el oleaje incidente romperá sobre la estructura y de ser posible, el lugar en el que tal rompimiento se llevará a cabo. El hecho de que el oleaje incidente rompa debido a la presencia de la estructura no implica necesariamente que el oleaje transmitido será de menor amplitud que aquél; existen ciertas condiciones, como niveles de sumersión tales que provoquen que la estructura quede demasiado sumergida ( $d_s/d \geq 0.30$ ), bajo las cuales el oleaje es capaz de regenerarse en tal magnitud que el oleaje incidente, resulta ser de menor amplitud que el oleaje transmitido debido a la escasa o nula disipación de energía. Por ello, se recomienda utilizar la figura 4.5 en los diseños preliminares.

5. En el caso de oleaje incidente de largo periodo ( $0.0178 \leq d/gT^2 \leq 0.030$ ) y de sumersión de la estructura en el rango  $0.143 \leq d_s/d \leq 0.33$ , se observa que los valores del coeficiente de transmisión  $K_{T1-4}$  son mayores que la unidad, es decir, el oleaje transmitido resultó tener más amplitud que el oleaje incidente, por lo que el oleaje que se presentó en el área que se intenta proteger, o zona posterior del rompeolas, fue más peligroso que el que se tenía antes del rompeolas. Por esta razón es importante



identificar el posible rango que tendrá el coeficiente  $K_T$  en la etapa preliminar, para descartar condiciones que resulten peligrosas tanto para la estructura sumergida como para la zona protegida.

6. Como puede constatarse en la descripción referente a las fases de la ola incidente, la diferencia de niveles antes y después de la estructura, así como la formación de vórtices, son fenómenos fundamentales en el funcionamiento hidráulico de la estructura sumergida, que en gran parte permiten explicar la eventual falla de una estructura construida a base de elementos sueltos de enrocamiento o prefabricados de concreto.

7. En la determinación del funcionamiento hidráulico de una estructura sumergida rígida e impermeable en condiciones reales es necesario considerar la variación del nivel medio del mar debido a los efectos de la marea. En los experimentos efectuados el nivel medio o de reposo permaneció constante; sin embargo, la variación de la sumersión de la estructura origina modificaciones en su desempeño, pudiendo presentarse fenómenos tales como los descritos en el apartado anterior (formación de vórtices, reflujos), que tal vez en un principio no se presentaron en el modelo por haberse mantenido el nivel de agua constante, que definitivamente alteran las condiciones y las predicciones iniciales.

A pesar de que los experimentos efectuados con la estructura rígida e impermeable apoyada sobre fondo fijo permitieron el

establecimiento de las conclusiones anteriores, es necesario continuar con la investigación tanto teórica como experimental ya que el presente trabajo es únicamente el primer paso en el objetivo central del estudio del fenómeno en cuestión, que es la formulación de criterios de diseño. Por ello es indispensable efectuar estudios experimentales en estructuras sumergidas construidas con elementos sueltos con objeto de determinar, además del funcionamiento hidráulico, la estabilidad de la estructura: forma en que progresa la destrucción de la coraza, migración del material del núcleo, geometría de la estructura al cesar el oleaje destructivo, determinación de las características hidráulicas del oleaje que inicia el movimiento de los elementos, cuantificación del peso de los elementos constitutivos de la coraza sumergida de la estructura para que sean estables, modificación de la capacidad de amortiguamiento del oleaje por parte de la estructura debido a la degradación de la misma, etc. García Flores y Azcona<sup>39</sup>, 1987, han elaborado y publicado los primeros resultados obtenidos en este tipo de estructuras.

Por último, es necesario destacar el papel tan importante que desempeñan los modelos tridimensionales del sitio en el cual se piensan construir estructuras sumergidas, representando en el modelo las características propias del lugar, de tal forma que sea posible analizar el comportamiento de las mismas, así como la interacción que existe entre ellas y los diversos fenómenos costeros, tales como las corrientes y el transporte litoral.

## 6. RECONOCIMIENTOS

Agradezco profundamente al Instituto de Ingeniería de la UNAM el apoyo brindado para la realización de este trabajo, y en particular al M. en I. Manuel García Flores por haber dirigido la ejecución del mismo.

Asimismo, mi agradecimiento a Héctor Ayala Suero su eficaz colaboración para la realización de los experimentos.

## 7. REFERENCIAS

1. BEACH EROSION BOARD, A model study of the effect of submerged breakwaters on wave action, Tech. Memo. 1, Chief of Engineers, U.S. War dept., 1940.
2. STUCKY, A. and D. BONARD, Contribution to the experimental study of marine rock fill dikes, Bull. Technique de la Suisse Romande, agosto 1937.
3. JEFFREYS, H., Note on the offshore problem and reflection from a bar, Great Britain Ministry of Supply, Wave Report 3, junio 1944.
4. LAMB, H., Hydrodynamics, Dover Publications, Nueva York, 6a. ed., 1945.
5. WIEGEL, R.L., Diagrams and tables of relationships commonly used in investigations of surface waves, Bull. Beach Erosion Board, Special issue 1, julio 1948.
6. MORISON, J. R., Model study of wave action on underwater barriers, Inst. Eng. Res., University of California, Berkeley, Report HE-116-304, 1949a.
7. MORISON, J. R., Measurements of heights by resistance elements, Bull. Beach Erosion Board, V. 3, No. 3, pp. 16-22,

1749b.

8. URSELL, F., Surface waves in deep water in the presence of a submerged circular cilinder, Proc. Cambridge Phil. Soc., U. 43, pp. 141-158, 1950.
9. JOHNSON, J. W., FUCHS, R. A., MORISON, J.R., The damping action of submerged breakwaters, Transaction American Geophysical Union, Vol. 32, No. 5, 1951.
10. SHIRAISHI, N., NUMATA, A. and HASE, N., The effect of damage of submerged breakwater in Niigata Coast, Coastal Engineering in Japan, JSCE., Vol. 3, 1960, pp 89-99.
11. WIEGEL, R. D., Transmission of waves past a rigid vertical thin barrier, Journal of Waterways and Harbours Divisions, ASCE., Vol. 86, WW1, marzo 1960, pp. 1-12.
12. KONDO, H., SATO, I., Study on the crown height of breakwaters, Monthly note No. 117 of Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development, 1963.
13. KABELAC, O., W., Model tests of coastal protective structures in U.S.S.R., Journal of Waterways and Harbours Division, ASCE, Vol. 89, No. WW1, febrero 1963, pp. 21-34.
14. SAVILLE, T., Hydraulic Model Study of Transmission of Wave Energy by low Crested Breakwater, Memo. for Record. U. S.

Army Corps of Engineering Beach Erosion Board, agosto 1963, pp. 1-21.

15. WIEGEL, R. L., Oceanographical Engineering, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1964, pp. 11-64.
16. KINSMANN, B., Wind waves, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1965.
17. GODA, Y., KAKIZAKI, S., Study on Finite amplitude standing waves and their pressures upon a vertical wall, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol. 5, No. 10, 57 pp. (en japonés), 1966.
18. NAKAMURA, M., SHIRAISHI, H., SASAKI, Y., Wave damping effect of submerged dike, Proceedings of the 10th Conference on Coastal Engineering, ASCE, Tokio, Vol. 1, Ch. 17, 1966, pp. 254-267.
19. IPPEN, A.T., Estuary and Coastline Hydrodynamics, Mc Graw Hill Co., New York, 1966.
20. VAJDA, M. L., DISKIN, M. H., COHEN, A., Manshiah Shore Development, Breakwater and Seawall Model Investigation, Final Report (unpublished), Hydraulics Laboratory. Technion Research and Development Foundation, Haifa, febrero 1966.

21. SATO, T., MITSU HASMI, K., HATA, H., Experimental study of the submerged breakwaters (en japonés), Technical Report of the Agricultural Engineering Station, Ministry of Agriculture and Forestry, Series D, No. 3, marzo 1967, 43 pp.
22. GODA, Y., TAKEDA, H., MORIYA, Y., Laboratory Investigations on Wave transmission over breakwaters, Report No. 13, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, abril 1967, pp. 1-31.
23. DICK, T.M., BREBNER, A., Solid and permeable Submerged Breakwaters, Proceedings 11th Conference on Coastal Engineering, ASCE, Ch. 72, Vol. II, septiembre 1968, pp. 1141-1158.
24. GODA, Y., ABE, Y., Apparent Coefficient of Partial Reflection of Finite Amplitude Waves, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 7, No. 3, septiembre 1969, pp. 3-58.
25. AMIR, I., Piling-up and Wave Transmission Behind a low break-water, thesis (en hebreo), presented to the Technion Israel Institute of Technology, at Haifa, Israel, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, febrero 1963.
26. GARRISON, C.J., RAO, V.S., Interaccion of waves with submerged objects, Journal of the Waterways, Harbours and Coastal Engineering Division, ASCE, Vol. 97, 1971.

27. LORDING, P.T., SCOTT, J.R., Armor stability of overtopped breakwater, Journal of Waterways, Harbours and Coastal Engineering Division, ASCE, Vol. 97, No. WW2, mayo 1971, pp. 341-354.
28. CROSS, R.H., SOLLIT, C.K., Wave transmission by overtopping, Massachusetts Institute of Technology, Hydrodynamics Laboratory, Technical Note No. 15, Julio 1971.
29. GARRISON, C.J., CHOW, F.Y., Wave forces on submerged bodies, Journal of the Waterways, Harbours and Coastal Engineering Division, ASCE, Vol. 98, 1972.
30. SOLLIT, C.K., CROSS, R.H., Wave Reflection and Transmission at permeable breakwaters, Massachusetts Institute of Technology, R.M. Parsons Laboratory Technical Report No. 147, marzo 1972.
31. U. S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEACH CENTER, Shore protection Manual, Vol. II, 1973, pp. 7.52-7.63.
32. SILVESTER, R., Coastal Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1974.
33. DATATTRI, J., RAMAN, H., SHANKAR, J., Performance characteristics of submerged breakwaters, Proceedings 16th Coastal Engineering Conference, ASCE, Hamburgo, 1978.



34. ABDUL KHADER, M.H., RAI, S.P., A study of submerged breakwaters, Journal of the Hydraulic Research, IAHR, Vol. 18 No. 2, pp. 113-121, 1980.
35. MAZA, J.A., FRANCO, U., GARCIA FLORES, M., CAMARGO, J., Hidráulica Marítima, Vol. A.2.13 del Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, México, D. F., 1983.
36. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, Shore Protection Manual, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Mississippi, 1984.
37. GARCIA FLORES, M., Rompeolas sumergidos, Informe preliminar. Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM. Proy. 4324, 1985.
38. GARCIA FLORES, M., AZCONA, A., AYALA, H., Rompeolas sumergidos. Estudio experimental. Memorias del 9o. Congreso Nacional de Hidráulica, Querétaro, México, Vol. II, noviembre 1986, pp. 138-148.
39. GARCIA FLORES, M., AZCONA, A., Rompeolas sumergidos. Estudio experimental. (Informe final). Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 4324. Noviembre 1987.