

# DISEÑO DE ROMPEOLAS DE PARED VERTICAL: METODOLOGÍA SIMPLIFICADA GODA.

°M. en I. Ávila Arzani Dora Luz, °M. en C. Porres López Adriana Gpe, ° M. en I. Manuel Mendoza Grande

Instituto Mexicano del Transporte, Carretera El Colorado-Galindo Km. 12, C. P. 76703 Pedro Escobedo, Qro.

davila@imt.mx, aporres@imt.mx, mmendoza@imt.mx

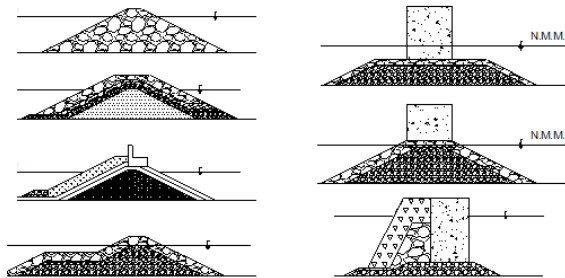
## Resumen

El presente artículo pretende mostrar la metodología de diseño de rompeolas de pared vertical, para ello es importante tener en cuenta que un rompeolas es una obra marítima de abrigo cuya finalidad es crear una zona de aguas suficientemente tranquilas para que puedan desarrollarse de forma adecuada las operaciones portuarias.

De manera previa al diseño del rompeolas, desde el punto de vista estructural, se debe definir la sección transversal del rompeolas así como la disposición en planta de dicha estructura.

Las estructuras de abrigo en un puerto pueden ser de dos tipos; verticales y en talud, aunque existe el llamado rompeolas mixto que es una combinación de los dos.

El rompeolas de pared vertical está constituido como su nombre lo indica, por una pared vertical formada en general por cajones, bloques o pantallas, que descansan sobre una base de enrocamiento, ver **Figura 1**. Esta pared vertical detiene y refleja las olas que inciden sobre ella, soportando los esfuerzos producidos mediante su propio peso.



**Figura 1.** Diferentes tipos de rompeolas

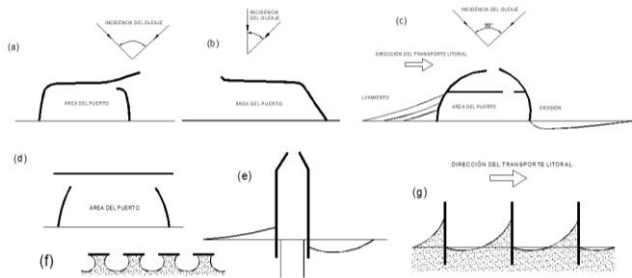
## Antecedentes

En el diseño de los rompeolas de pared vertical, la fuerza externa más importante es la originada por el oleaje, en estas circunstancias resulta necesario definir el clima extremal del oleaje asociado a los períodos de retorno.

Los rompeolas de tipo compuesto tienen la ventaja de ser un cuerpo pequeño relacionado con el ancho y cantidad de material que lo compone, lo cual hace que la construcción de este tipo de rompeolas sea más económica, especialmente en aguas profundas. Los rompeolas compuestos requieren de menor mantenimiento debido a que son construidos con bloques de enrocamiento, su construcción es rápida, tiene pocas fallas, sus cajones se estabilizan totalmente cuando se rellenan con arena y el impacto ambiental es mínimo.

El rehúso de material dragado potencialmente removible es otra ventaja de los rompeolas compuestos. Por otra parte, el uso de un rompeolas de pared vertical se puede seleccionar únicamente si la disponibilidad de enrocamiento es limitada.

La disposición en planta de los rompeolas se determina mediante la optimización de los costos de construcción y de mantenimiento, así como de los costos de no operatividad del puerto en las operaciones de carga y descarga. Para la evaluación de los puntos mencionados anteriormente la herramienta disponible más poderosa son las simulaciones numéricas en tiempo real de las maniobras de embarcaciones y las pruebas en modelo hidráulico de agitación de oleaje con embarcaciones atracadas en los muelles, ver **Figura 2**.



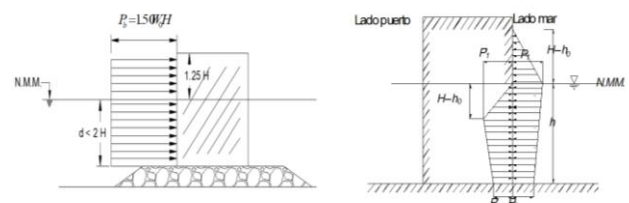
**Figura 2.** Disposiciones típicas en planta de rompeolas.

## Estado del arte del diseño de rompeolas verticales

De la revisión documental de las metodologías existentes para el diseño y cálculo de las presiones sobre rompeolas verticales, se destacan los estudios realizados por Hiroi, quien en 1919 diseña un primer diagrama de presiones de gran utilidad y conservador para grandes láminas de agua, definiendo una ley rectangular uniforme. Esta distribución de presiones se utilizó con enorme profusión debido a su sencillez, en aquellos casos donde la profundidad por encima de la berma de la base de enrocamiento (d) de la cimentación de la estructura, era menor que 2 veces la altura de ola significativa.

Más tarde, Sainflou en 1928 introdujo una fórmula de presiones para ondas trocoidales estacionarias que se reflejan en una pared vertical. Las presiones corresponden a oleaje no rompiente y que inciden normalmente contra el dique.

De acuerdo con esta teoría hidrodinámica, el cálculo de estabilidad del muro admite que la ola no produce un choque contra el paramento vertical, sino que las trayectorias de las partículas al llegar al paramento, se convierten en rectas verticales, ver **Figura 3**.

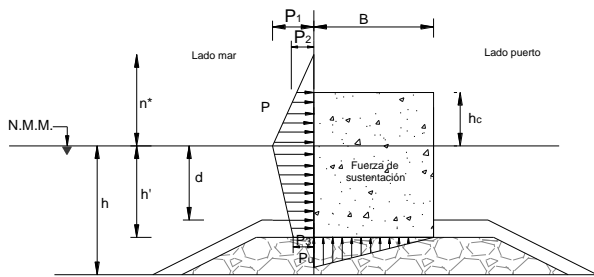


**Figura 3.** Representación gráfica de diagrama de presiones.

Las observaciones experimentales de Rundgren en 1958 le llevaron a concluir que el método de Sainflou sobreestimaba la fuerza del oleaje no-rompiente cuando éste presentaba un peralte importante. Esta teoría además considera el coeficiente de reflexión de la estructura  $0.9 < Kr < 1$ , obteniendo así unos resultados más ajustados.

Un gran avance para el diseño de diques verticales en condiciones de rotura fue la formulación proporcionada por Minikin (1950), que utilizó los resultados de Bagnold y sus propias experiencias para definir la carga de impacto, obteniendo una expresión altamente contrastada y respetada, aunque su valor proporcione fuerzas extremadamente elevadas, de 15 a 18 veces superiores que las dadas para olas no rompientes.

En 1974, Goda formula una expresión que puede ser empleada para todas las condiciones de oleaje, el oleaje máximo de diseño se determina por medio de diagramas determinados y/o ecuaciones, aclara el concepto de elevar la presión en el fondo del cajón, ya que el dinamismo de la sección vertical en aguas tranquilas y la elevación de la presión debido a la acción del oleaje se define por separado. La distribución de la presión de elevación tiene una forma triangular, ver **Figura 4**.



**Figura 4.** Distribución de presiones de Goda, 1974.

La fórmula de Goda evolucionó de tal manera que a través de ella se determina la dirección del oleaje incidente (Tanimoto et al., 1976), los factores de modificación aplicables a otros tipos de paredes verticales y el coeficiente de presión impulsiva (Takahashi et al., 1994).

## Rompeolas de pared vertical a base de enrocamiento

El uso de materiales naturales es una gran ventaja para este tipo de rompeolas ya que reduce los costos de construcción, especialmente cuando está disponible el suministro de grandes rocas. La construcción se puede realizar desde tierra y usualmente no requiere de grandes equipos de construcción.

Este tipo de rompeolas permite que la energía del oleaje sea absorbida y las ondas de largo período (de marea) se transmitan a través de su estructura, con lo que se reducen los daños al medio ambiente.

El talud de los rompeolas de enrocamiento proporciona un lugar adecuado para los animales del medio marino y da lugar a la creación de arrecifes naturales.

Los rompeolas de pared vertical reflejan una importante cantidad de la energía del oleaje incidente que pueden originar agitación con olas muy peraltadas y, a veces, en rotura, ocasionando problemas de maniobra en las embarcaciones pequeñas, principalmente a la entrada del puerto. Una fuerte reflexión también puede originar erosión al pie del rompeolas vertical.

La sobre elevación del oleaje puede originar daños a las instalaciones, a las mercancías almacenadas detrás del dique y a los barcos atracados en el lado del puerto. Así mismo, puede ocasionar peligro para vehículos y peatones.

Las olas detrás de un rompeolas de pared vertical se originan principalmente por la sobre elevación del oleaje y, a veces, por la transmisión a través de la base de enrocamiento.

De lo anterior definimos la metodología para el cálculo de la estabilidad y la respuesta hidráulica de un rompeolas de pared vertical, con los siguientes pasos;

**Paso 1:** Definición de las variables que intervienen en el cálculo estructural del rompeolas de pared vertical.

- Altura de ola en aguas profundas
- Período asociado a la altura de ola
- Coeficiente de fricción entre la base del cajón y el enrocamiento
- Profundidad del agua y pendiente del fondo del mar frente a la estructura;  $h_s$  y  $\alpha$
- Ancho, altura y pendiente frente a la berma y frente a la pared vertical;  $B_b$ ,  $h_b$  y  $m$
- Libre bordo de la cresta del rompeolas por arriba del nivel del agua, y altura del cajón  $R_c$  y  $h_f$
- Ancho de la berma equivalente  $B_{eq} = B_b + (h_b / 2 \tan \alpha)$
- Profundidad del agua sobre la berma para el nivel del agua de diseño  $d$
- Ángulo de incidencia del oleaje de diseño en la estructura  $\theta$
- Profundidad de la cimentación de la estructura respecto a la berma  $d_c$
- Altura de la estructura (cajón + paramento)

**Paso 2:** Cálculo de la longitud del oleaje en aguas profundas, la cual se utiliza para calcular la profundidad relativa al pie de la estructura, con nivel medio del mar y con nivel de pleamar

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2 = 1.56 T^2$$

**Paso 3:** Cálculo de la altura de ola significativa el cual se realiza con el nivel medio del mar, utilizando el método de Goda

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H_0' & \text{cuando } \frac{h}{L_0} \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H_0' + \beta_1 h_s), \beta_{\max} H_0', K_s H_0'\} & \text{cuando } \frac{h}{L_0} < 0.2 \end{cases}$$

Donde;  $K_s$  Coeficiente de asomeramiento,  
 $h/L_0$  Profundidad relativa,  
 $\beta$  Coeficientes para estimar la altura de ola dentro de la zona de rompiente

**Paso 4:** Cálculo de la altura de ola máxima, que se realiza con el nivel de pleamar, utilizando el método de Goda

$$H_{\max} = H_{1/250} \begin{cases} 1.8 K_s H_0' & \text{cuando } \frac{h}{L_0} \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_0', 1.8 K_s H_0'\} & \text{cuando } \frac{h}{L_0} < 0.2 \end{cases}$$

**Paso 5:** Cálculo del coeficiente de estabilidad  $N_s$ , realizada con el criterio de Tanimoto et al, (1990) esta implícito en la ecuación que se utiliza para calcular el peso de los elementos de la base de enrocamiento

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \left( \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \right) \left( \frac{h'}{H_{1/3}} \right) + 1.8 \exp \left[ -1.5 \left( \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \right) \left( \frac{h'}{H_{1/3}} \right) \right] \right\}$$

Donde  $\kappa$  que considera la incidencia oblicua, se expresa como

$$k = \frac{4\pi h}{L} \frac{1}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} k_1; \text{ con } k_1 = \max \begin{cases} 0.45 \sin^2 \theta \cos^2 \left( \frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) & 0 \leq x \leq B_m \\ \cos^2 \theta \sin^2 \left( \frac{L\pi x}{L} \cos \theta \right) & \end{cases}$$

Paso 6: Cálculo del peso de los elementos de la base de enrocamiento con las variables conocidas, para el cual se debe calcular primero el diámetro  $D_{n50}$ .

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\Delta N_s}, \text{ donde, } \Delta = \frac{\gamma_{\text{piedra}}}{\gamma_{\text{mar}}} - 1$$

Por lo tanto,  $W_{50} = D_{n50}^3 * \gamma_{\text{piedra}}$

Paso 7: Dimensionamiento del cajón utilizando el método de Goda, para ello inicialmente se debe calcular el ascenso del oleaje en la estructura, cuando el valor de  $\eta^*$  es mayor que la cota de la corona, se trunca la ley de presiones en la corona  $P_2$ .

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \theta) H_D$$

Posteriormente se realiza el cálculo de la intensidad de las presiones, de acuerdo a la **Figura 4**.

El uso del método de Goda permite el cálculo de las presiones horizontales y verticales. Las presiones del oleaje sobre la cara frontal se distribuyen trapezoidalmente, reduciendo de  $P_1$  en el nivel medio del mar a  $P_3$  en la base del cajón. Por arriba del nivel del mar,  $P = 0$  en la zona del run-up en la altura zeta asterisco.

$$P_u = 0.5(1 + \cos \theta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 w_o H_D$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \theta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \theta) \gamma_w H_D$$

$$p_2 = \alpha_2 p_1$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2, \alpha_1\}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left( \frac{(4\pi h_s / L)}{\sinh(4\pi h_s / L)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left( \frac{h_b - d}{3h_b} \right) \left( \frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \left( \frac{h_w + h_c}{h_s} \right) \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s / L)} \right\}$$

La fuerza horizontal total  $F_h$  (por metro de longitud de rompeolas) se calcula integrando las presiones  $P_1$ ,  $P_3$  y  $P_2$  sobre la cara frontal de la pared vertical.

## Conclusiones y recomendaciones

Los métodos de predicción para estimar inicialmente las fuerzas de presiones del oleaje, o de las cargas efectivas del oleaje están basados principalmente en resultados de pruebas en modelos hidráulicos, cuantificando el movimiento de cajones idealizados, o mediciones de la fuerza y presión del oleaje.

Algunos estudios han utilizado oleaje con incidencia oblicua, y oleajes de cresta corta, pero la mayoría de los métodos de diseño se han desarrollado únicamente para la incidencia normal del oleaje.

Con estas simplificaciones, se mantienen diferencias considerables entre los diferentes métodos de predicción, y así también incertidumbres significantes en su aplicación a estructuras no idealizadas bajo condiciones reales de oleaje.

Las incertidumbres son bajas para las cargas del oleaje impulsivo en rompeolas de cajón simple. Utilizando el método de Goda las predicciones son apropiadas para el cálculo de las fuerzas horizontales y de las fuerzas de subpresión.

Para los impactos del oleaje se ha observado que las fuerzas y presiones del oleaje pueden sustancialmente acceder a las cargas impulsivas. Las fuerzas de impacto del oleaje son variables dependiendo significativamente de la forma del oleaje rompiente, de la forma del oleaje individual, del grado de aireación, etc. Por este motivo, es importante revisar la incertidumbre en los cálculos del impacto de las fuerzas y presiones del oleaje utilizando diferentes métodos cuando esto sea posible. De cualquier forma, es recomendable revisar el diseño de los rompeolas de pared vertical, en modelos hidráulicos en 2 y 3 dimensiones.

## Referencias

- 1.- **Maynard, S.T.** (1995). "Gabion-Mattress Channel-Protection Design". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 7, July 1995, pp. 519-522.2
- 2.- **Pilarczyk, K. W.** (2001). "Unification of Stability Formulae for Revetments". *Proceedings of the IAHR XXIX International Congress*, Beijing.

