

PROCOST

at Galle (Delft)
Met de bedoeling om te kijken naar de mogelijkheden
om de kust te beschermen met behulp van
dijken en dijken met een bepaalde mate van
veiligheid en een bepaalde mate van stabiliteit.

PROTECCION DE COSTAS

Diseño de malecones y diques incluyendo
un resumen de revestimientos.

por

Krystian W. Pilarczyk

Curso corto

Delft, 1991

La Habana, 1993

Contenido

Parte I: Introducción a la protección de costas.

Parte II: Diseño de malecones y diques incluyendo un resumen de revestimientos.

Apéndice I: Recolección de datos y métodos de predicción.

Apéndice II: Trepada de la ola y sobrepaso (hasta 1993).

INTRODUCCION
A LA
PROTECCION DE COSTAS

por

Krystian W. Pilarczyk

Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Division
Van der Burghweg 1, P.O. Box 5044, GA Delft, The Netherlands.

INTRODUCCION A LA PROTECCION DE COSTAS.

1. INTRODUCCION.

1.1 Generalidades.

En todo el mundo las comunidades costeras están enfrentadas con los problemas difíciles del control de la erosión de la línea de costa. Debido al alto costo de la tierra en la zona costera, la erosión crónica así como la erosión producida por las tormentas pueden ser vistas como un problema importante en el intento de reducir la erosión con medidas de defensa costera.

Como resultado del proceso natural costero, el límite entre la tierra y el agua puede estar sometido a cambios de posición con el tiempo. Este cambio puede ser hacia el mar con el avance de la línea de costa (acumulación) y hacia tierra por un retroceso de la línea de costa (erosión). Estos procesos ocurren a todo lo largo de la línea de costa y la velocidad a la cual las costas se erosionan o tiene lugar una acumulación, depende de la composición de la zona costera y de su exposición a las fuerzas erosivas. La erosión es el resultado de dos causas básicas: las fuerzas de la naturaleza que actúan a lo largo de la línea de costa y la acción del hombre. Las estructuras creadas por el hombre pueden interferir con el proceso continuo costero en las formas siguientes (Figura 1):

- . Interrupción del patrón del arrastre litoral (es decir, el movimiento de la arena por la acción del oleaje y las corrientes a lo largo de la línea de costa).
- . La deformación del patrón de corrientes a lo largo de la línea de costa.
- . El traslado de los sedimentos mediante el dragado.
- . Modificación del régimen de oleaje debido a la reflexión y/o difracción producida por las estructuras.

Las causas naturales de la erosión incluye:

- . Viento (el predominante, el cual determina la dirección del oleaje que incide generalmente con un cierto ángulo con respecto a la línea de costa).
 - . Los niveles del agua, incluyendo las mareas, la elevación debido a las tormentas (storm surge) y la elevación del nivel del mar.
 - . Variaciones de la descarga de sedimentos de los ríos.
 - . Escarpados expuestos a fuertes lluvias.
 - . Movimientos de la superficie del agua y del terreno.
 - . Movimiento de la tierra. *• MOVIMIENTO DEBIDO A HIELO.*
 - . Actividades de animales, etc.
 - . *• OLAJE Y EL COMPONENTE LONGITUDINAL DE LA ENERGIA INCIDIDA POR EL OLAJE*
- Por último, la fuerza erosiva natural más significativa a lo largo de la línea de costa, es la acción de la ola empujada por el viento en combinación con los cambios en el nivel del agua [mareas, elevación del agua debido al viento (wind set-up), elevación del nivel del mar].

Stabilization of coasts has been carried out already over many centuries. However, the more sophisticated approach is from recent

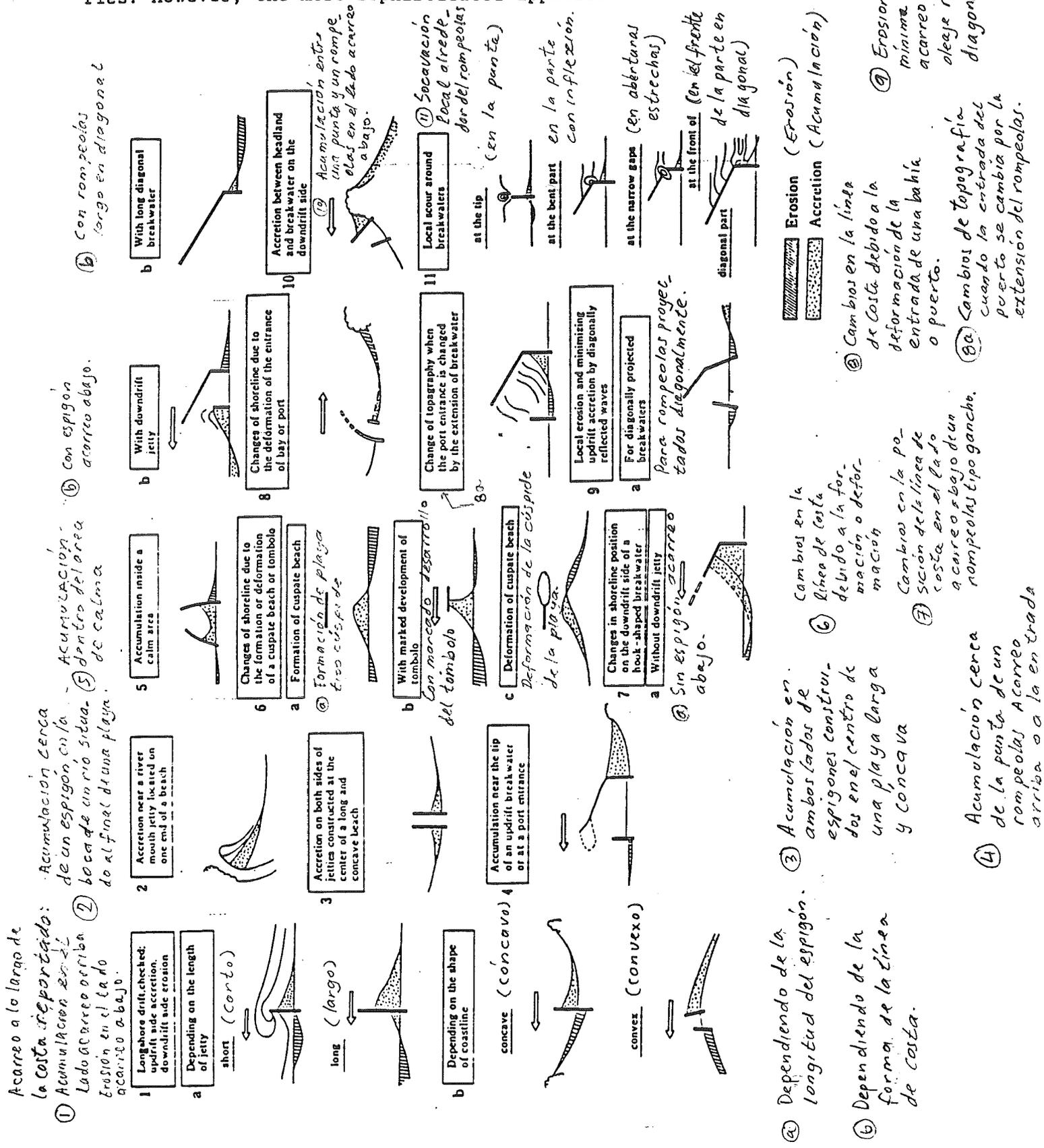


Figure 1 Classification of morphological changes due to presence of structures (Tanaka, 1983)

Clasificación de los cambios morfológicos debido a la presencia de estructuras. (Tanaka, 1983).

Choice of measure

In order to arrive at the decision whether or not protective measures should be taken different activities are needed. On the one hand the causes and the extent of the beach erosion should be assessed by means of a study of the morphologic processes in the area considered. The basis of this study should be formed by an analysis of available data, while for a prediction of the future development extrapolation techniques and mathematical models can be applied. On the other hand an evaluation should be made of the different interests, which may be related to safety, recreation, environment, economy, etc. A weighing of these interests against the rate of the beach erosion may result into a decision whether further action should be taken or not.

In case it is deemed necessary to protect the eroding beach a selection should be made of the most promising measure. As an example a selection procedure is presented in Figure 5, which has been derived from Kobayashi et al (1985). In this case a number of suitable types of beach protection have been evaluated on basis of various aspects, which apply for the considered project at Yokohama.

medio ambiente natural

espacio para el crecimiento de la vida en el mar

espacio para actividades recreativas

Conservación de la tierra

purificación de agua de mar

efectos sobre el paisaje

funciones control de detritus

configuración típica de la playa

tipo playa natural

tipo rompeolas fuera de la costa

tipo rompeolas sumergidos

planta típica

sección típica

		factor de evaluación		factor de evaluación (funciones)						
		basic type of beach configuration	(funciones)	natural environment	space for growth of marine life	space for recreation activities	land conservation	sea water purification	landscaping effects	disaster control functions
<i>basic-sectional form</i>	natural seashore type			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
	offshore breakwater type			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
	submerged breakwater type			⊙	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗
	offshore breakwater type			⊙	⊗	⊗	⊗	⊙	⊙	⊗
<i>basic plan form</i>	jetty type <i>tipo espolón</i>			⊗	⊗	⊗	⊙	⊗	⊗	⊗
	artificial reef type <i>tipo arrecife artificial</i>			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊙	⊗
	offshore (detached) breakwater type			⊗	⊗	⊗	⊗	⊙	⊙	⊗

Note : effective and suitable *efectiva y adecuada*

NOTA: moderately effective and suitable *moderadamente efectiva y adecuada*

of very limited effectiveness and not suitable *muy limitada efectividad e inapropiada*

Figura 5 Selección de medidas de protección de playas.
 Figure 5 Selection of beach protection measures (Kobayashi et al. 1985) y otros. (1985)

For some coastal protection and/or reclamation projects in The Netherlands a comparison of the cost of beach nourishment and different types of permanent structures has been made, which provided important information for the selection of the protective measure. In the Dutch situation, the beach nourishment, apart from flexibility and environmental considerations, may be very cost-effective by comparison with 'fixed' structures.

La estabilización de las costas ha sido estudiada durante siglos, sin embargo el estudio más sofisticado es de los últimos años. El tipo, tamaño y ubicación de la protección costera tiene que estar basado en las necesidades existentes, los beneficios esperados de los métodos, su efecto sobre la línea de costa adedaña, y la economía. Hay muchos tipos de protecciones costeras (malecones, groins, alimentación artificial, etc.), cada uno apropiado para un propósito definido (Figura 2). Sin embargo un diseño inadecuado o mal concebido, puede afectar la costa en vez de remediar la situación (Per Brunn, 1963).

Antes de comenzar la construcción de cualquier obra de protección de costas se debe tomar la decisión de qué tipo de protección se necesita. La respuesta correcta depende mucho de lo que se espera lograr con la protección costera. Si el fin que se persigue es una playa, entonces debe haber un suministro de material acarreo arriba. Si hay un drenaje, se debe hacer de tal manera que dañe lo menos posible de una manera u otra, o se debe establecer un suministro de material. Si la protección de costa se va a construir en un área de erosión, antes de comenzar la construcción, se debe conocer la profundidad del agua hasta donde tiene lugar la erosión. Si la erosión tiene lugar solamente a una profundidad limitada, allí puede haber una buena oportunidad para construir y mantener una playa. Si la erosión ocurre hasta aguas profundas, la protección costera puede ser movida hacia atrás, después de un intervalo de tiempo, dependiendo de la velocidad de erosión y de la velocidad de una posible alimentación artificial a la playa. Si no se busca una playa, un suministro sobre el lado acarreo arriba no es importante, pero si allí no hay suministro, la erosión continuará. En este caso será absolutamente necesario conocer la profundidad hasta la cual ocurre la erosión. Si la erosión ocurre solamente a una profundidad limitada, debe ser posible parar la erosión en esa profundidad, pero si la erosión ocurre hasta aguas profundas, será imposible mantener la playa solamente con groins y/o malecones. Después de algún tiempo tales construcciones tendrán que ser retiradas y se pierde cierta área de tierra, a menos que todo el material sea artificialmente restituido. En muchos casos, esto será imposible por razones económicas. Si no se tienen en cuenta estos importantes factores, será muy riesgoso construir cualquier protección costera.

ARRIESGADO

1.2 Revisión de los métodos de defensa costera.

Varias medidas pueden ser usadas para proteger las costas: medidas directas las cuales previenen o alivian los efectos inmediatos de los problemas y medidas indirectas para eliminar las causas de los problemas. Para las medidas indirectas uno puede pensar en medidas para detener la disminución del suministro de sedimento del río al sistema costero. Las medidas directas incluyen por ejemplo (Figura 2):

- Suministro artificial de arena usado para reponer una parte de la costa erosionada. Esto puede parecer costoso y la necesidad de que sea repetida puede desanimar a las autoridades encargadas de la zona costera. Sin embargo las consideraciones más importantes y los costos de mantenimiento frecuentemente demuestran que esta es la

a seawall used to fix the shoreline. In this way the shoreline erosion is replaced by erosion of the sea bed immediately in front of the wall. Stability problems may occur, unless the foundation of the seawall is well below the sea bed.

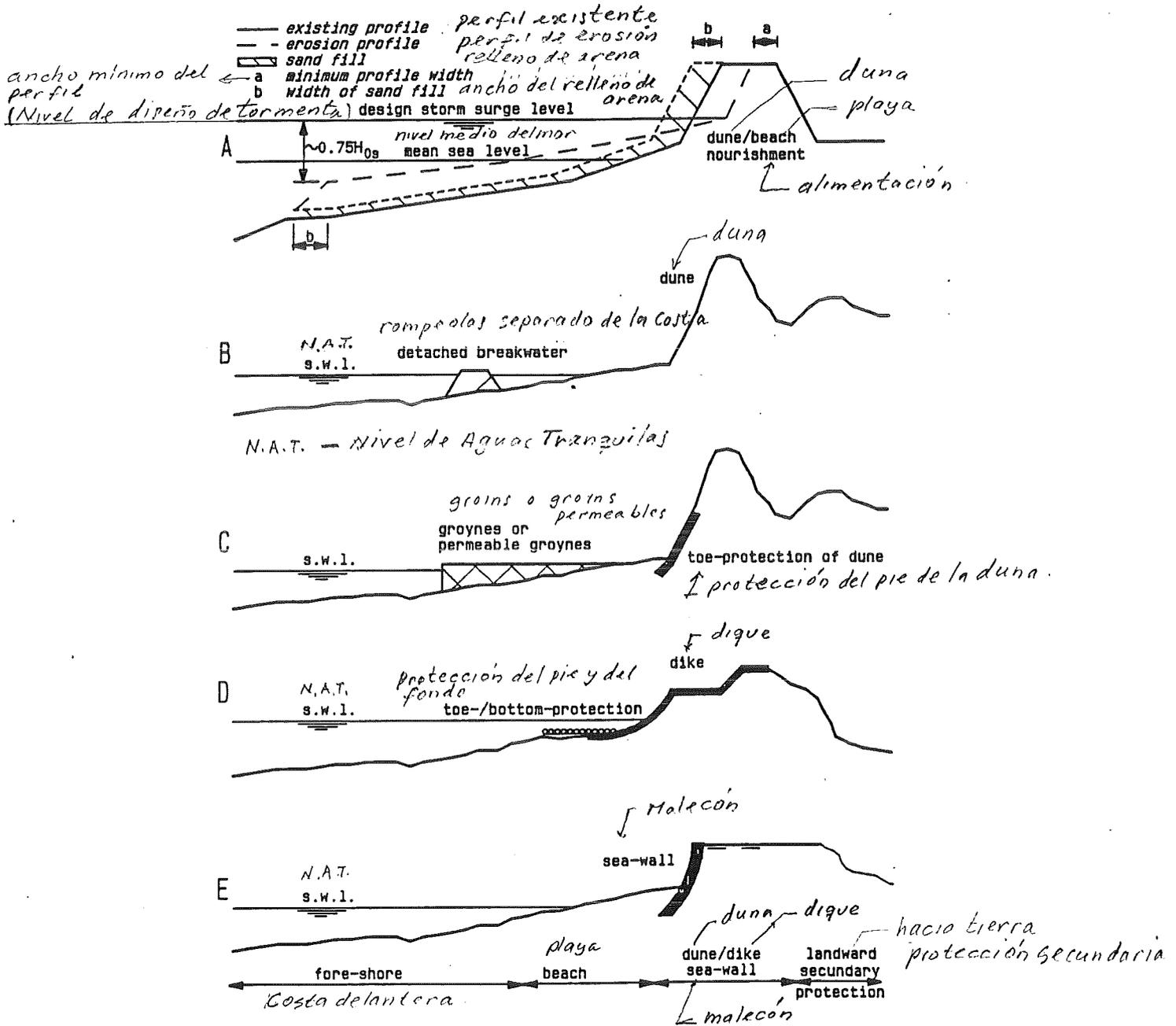


Figure 2 Examples of sea-protection
Ejemplos de protección

1.3 Design considerations and methodology (Weide, van der, 1989)

When designing coastal structures, following aspects have to be considered:

- The function of the structure
Coastal structures are used for many purposes, such as high-water protection, coastal-defence, wave-attenuation, flow-guidance etc.

que éste sea posible. Para hacer un diseño bien balanceado, todos los aspectos deben estar integrados en un diagrama de trabajo, el cual describe los diferentes aspectos y la interacción mutua entre ellos. Idealmente los aspectos de arriba deben ser considerados durante todas las etapas del proceso de diseño.

Durante el proceso de diseño se identifican las siguientes etapas:

· Diseño conceptual.

En esta etapa se generan diferentes alternativas, que cumplen con todos los requisitos funcionales, solamente se hacen esquemas con dimensiones generales. En esta etapa se identifican los aspectos más relevantes, los cuales determinan la factibilidad técnica y económica, se evalúa su importancia relativa y se dibujan algunas figuras para que sean cuantificadas.

· Proyecto preliminar (Anteproyecto).

En esta etapa se selecciona un número limitado de alternativas después de un proceso de selección dirigido hacia la factibilidad técnica. Si es necesario, la etapa del diseño conceptual puede ser repetida, si el grupo de alternativas no satisface esos criterios. En esta etapa se cuantifican las dimensiones estructurales con algún detalle y se chequea la factibilidad económica. Se repite otra vez el proceso de diseño cuando el proyecto que se obtiene no es factible económicamente.

· Proyecto ejecutivo (Ingeniería detallada).

En esta etapa se proyectan los detalles estructurales y se dibujan los detalles del proyecto. Paralelamente se están explorando las posibilidades de financiamiento y se consideran más detalladamente los aspectos socio-políticos y de medio ambiente. En esta etapa se utilizan los criterios técnicos, económicos y socio-políticos para determinar la factibilidad del diseño propuesto.

· Etapas de construcción.

Cuando la etapa de proyecto se completa, se preparan los documentos de oferta y se inicia el procedimiento de oferta hasta llegar a la construcción. Aunque esta etapa no es parte del proceso de diseño, el proyectista debe estar enterado de las restricciones constructivas impuestas para esta etapa. La disponibilidad de material, la accesibilidad del área y la correspondiente limitación en el uso de los equipos, la factibilidad de etapas intermedias para la construcción son algunos de los aspectos que deben ser considerados. Especialmente en la etapa de proyecto ejecutivo estos aspectos deben ser evaluados.

· Operación y mantenimiento.

También esta etapa está fuera del contenido del proceso de diseño, pero debe ser considerada por el proyectista. El mantenimiento debe tener un impacto especial en la selección del proyecto. Cuando las posibilidades de mantenimiento son pobres o escasas, el proyecto inicial debe ser tal que permita que la estructura pueda funcionar sin un mantenimiento regular. Si el costo de la mano de obra local es barato y las inversiones principales son difíciles, una estructura barata puede ser más apropiada, ~~teniendo~~ un mantenimiento regular garantizado.

(CUANDO SE PUEDA REALIZAR)

La metodología de diseño se muestra esquemáticamente en la Figura 3. Como se muestra en esta Figura, se requiere un modelo de simulación para evaluar el comportamiento de la estructura en las diferentes etapas del diseño.

Uno de los aspectos más difíciles del diseño es la selección del modelo que será usado en varias etapas del proyecto. En general puede afirmarse que en el recorrido del proceso de diseño se usan los métodos más avanzados. La selección efectiva, sin embargo, depende de la complejidad de los problemas, del tamaño de la obra y del nivel de riesgo que sea aceptado.

1.4 Proceso de diseño de estructuras de protección de costas.

En la Figura 4 el proceso de diseño de una obra de protección de costa ha sido dibujado en forma de diagrama (CUR, 1987). El punto de partida en este diagrama es la identificación del problema de erosión de la playa. La segunda fase en el diseño es la selección del tipo de medida de protección. La fase final puede ser el análisis del riesgo de la obra.

Condiciones de contorno e identificación del problema.

El diseño efectivo de la protección costera se determina por las condiciones locales, tales como, batimetría, oleaje, mareas, corrientes, procesos morfológicos y las características del sedimento y del suelo. Ya que estas cargas no pueden ser calculadas con precisión, son definidas en términos de probabilidades y se aplica el concepto de diseño probabilístico. Además, otros factores tales como, las condiciones del medio ambiente, las infraestructuras, el tiempo de ejecución, etc. también pueden imponer ciertas restricciones sobre el diseño.

Para el diseño se dispone de un cierto número de herramientas, tales como, modelos matemáticos para el transporte integral de sedimentos debido a olas y corrientes (los cuales también pueden usarse para pronósticos del desarrollo de las costas con o sin estructura en la orilla), conocimientos disponibles sobre el efecto del tamaño de la arena sobre el desarrollo del perfil de la costa, etc.

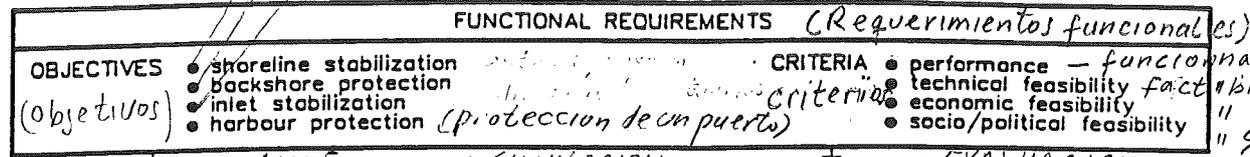
Para el diseño es necesario entrar en las condiciones hidráulicas de contorno y en los procesos morfológicos en el área de interés. Los procesos morfológicos no sólo afectan al tipo de protección que se escoja, sino también al volumen de arena que se requiere suministrar en las costas con erosión, para que la obra cumpla su propósito durante un tiempo especificado.

El conocimiento sobre los procesos morfológicos se puede obtener por un análisis cuidadoso de los datos disponibles (es decir, sondeos y mediciones de los niveles), complementado por cálculos de transporte de sedimentos. A veces se pueden considerar algunas mediciones adicionales. En relación con lo anterior se señala que estas actividades ya deben estar hechas antes de decidir entre la alimentación artificial de una playa u otra medida de protección de costa.

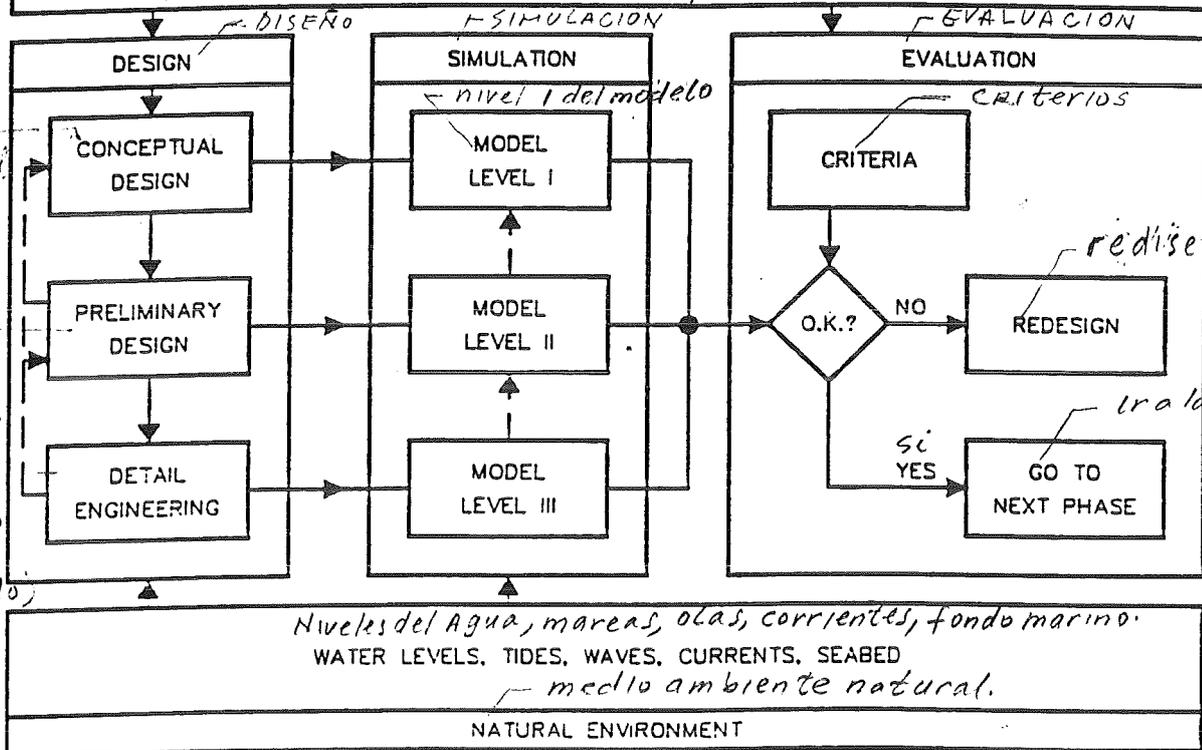
No solamente se deben conocer las evoluciones presentes en la zona costera, sino también las que se espera que ocurran en el futuro. Es posible que las evoluciones observadas puedan cambiar, por ejemplo en el caso del movimiento de gran cantidad de olas de arena a lo

morphologic processes not only affect the type of protection to be chosen, but also, in the case of eroding coast, the required volume of sand to be supplied in order that the project fulfills its purposes during a specified time.

*estabilización de la línea de costa.
 Protección de la parte trasera de la costa.
 estabilización de esteros.*



funcionamiento, factibilidad técnica, económica, sociopolítica.



*Diseño conceptual
 Proyecto preliminar (Anteproyecto)
 Proyecto ejecutivo
 Proyecto detallado*

Figura 3 La metodología de diseño.
 Figure 3 The design methodology

The knowledge about the morphologic processes can be obtained by a careful analysis of available data (i.e. soundings and levelling), supplemented by computations of sediment transport. Possibly additional measurements may be deemed necessary. In this connection it is observed that these activities should be done already before to decide upon an artificial beach nourishment or another coastal protection measure.

Not only the present evolutions in the coastal zone need to be known, but also those which are expected to happen in future. Possibly the observed evolutions may change for instance in the case of the migration of large scale sand waves along the coast. In fact the present condition and the future development of the coast should be confronted with the interests involved, in order to decide whether or not protective measures should be taken. The recent publications by Goda (1985), Horikawa (1988), SPM (1984) can serve as good references for determination of the boundary conditions for the coastal projects.

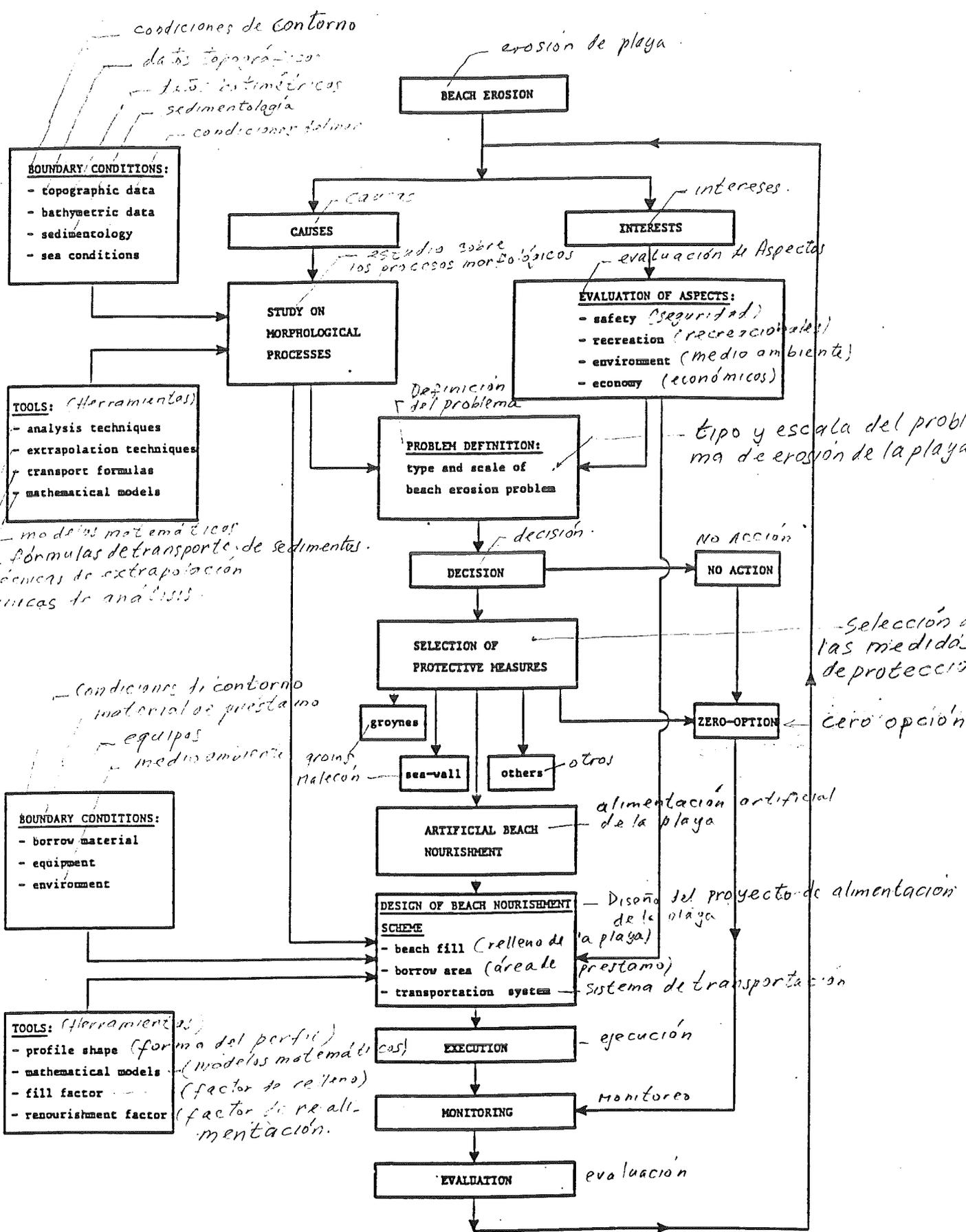
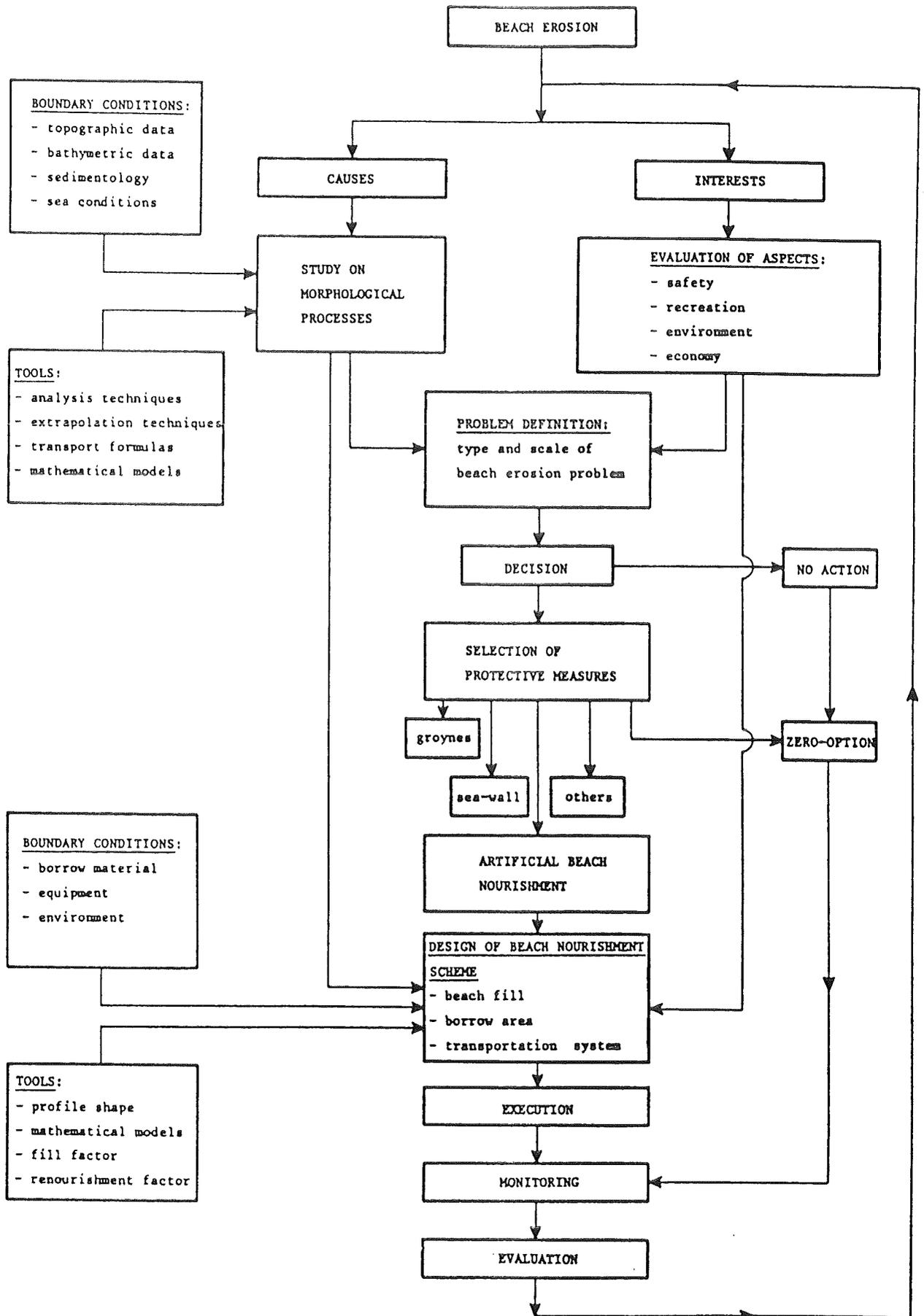


Figure 4 Process of design, execution and evaluation of coastal projects Example of beach nourishment project

Figura 4. Proceso de diseño, ejecución y evaluación de obras de protección de Cost. Ejemplo de una obra de alimentación de playa.



largo de la costa. De hecho las condiciones presentes y el futuro desarrollo de la costa deben ser confrontados con los intereses involucrados, para decidir si deben ser tomadas o no, medidas de protección.

Las publicaciones recientes de Goda (1985), Horikawa (1988), SPM 1984 (Manual de protección de Costas), pueden servir como buenas referencias para la determinación de las condiciones de contorno para los proyectos costeros.

Selección de la medida.

Para llegar a la decisión si una medida de protección debe tomarse o no, se necesitan diferentes actividades. Por una parte las causas y el grado de erosión de la playa deben ser determinadas por medio de un estudio de los procesos morfológicos en el área considerada. La base de este estudio debe estar formada por un análisis de los datos disponibles, mientras que para un pronóstico del desarrollo futuro se pueden usar las técnicas de extrapolaciones y los modelos matemáticos. Por otra parte se deben evaluar diferentes intereses, en relación con la seguridad, recreación, medio ambiente, economía, etc. ~~Sobrepesando~~ estos intereses contra la velocidad de erosión de la playa se puede definir si se toma o no la decisión de una acción futura.

Contemplando

En caso de que se considere necesario proteger la playa en erosión se hace la selección de la medida más prometedora. Como ejemplo, el procedimiento de selección se muestra en la Figura 5, el cual fué desarrollado por Kobayashi y otros (1985). En este caso un número adecuado de tipos de protección de playas se evaluaron sobre la base de varios aspectos aplicados al proyecto considerado en Yokohama.

Para algunos proyectos de protección de costas y/o recuperaciones territoriales en Holanda, se hicieron comparaciones del costo de alimentaciones de playas y diferentes tipos de estructuras de protección permanentes, las que aportaron informaciones importantes para la selección de la medida de protección.

En la situación de Holanda, la alimentación de playas, aparte de las condiciones de flexibilidad y medio ambiente puede ser muy rentable en comparación con las estructuras fijas, también conocidas como soluciones duras.

Los costos de varias medidas de protección de playas están comparados en la Figura 6. Para una situación promedio la alimentación de playa parece ser la más económica si el faltante de arena es del orden de 500 000 m³/año o menor y la longitud de la playa a proteger ~~menor de~~ ^{menor o igual a} 5 Km. El costo puede ser reducido por un factor de 2 ó 3 para un faltante menor o playas de mayor longitud. Sin embargo, ~~de los resultados del procedimiento de selección también puede ocurrir que no exista medida factible y que la~~ ^{mejor} ~~cero~~ opción tiene que ser escogida.

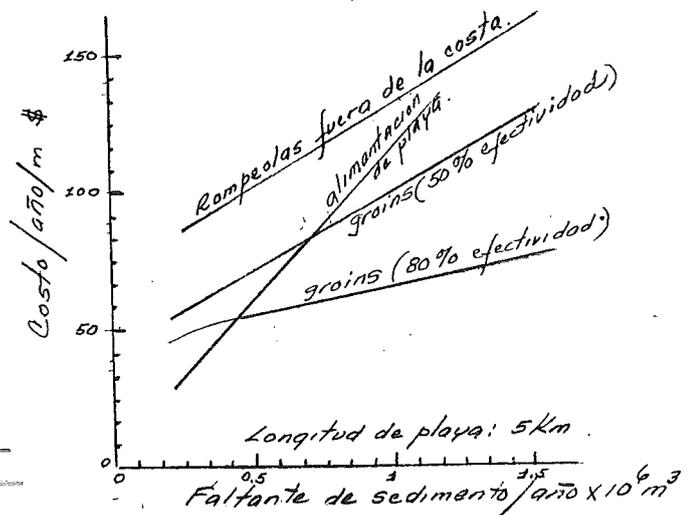


Figura. 6. Obras de protección de playas. Comparación para una playa de 5km.

SEA LA UNICA POSIBILIDAD.

Análisis de riesgo (enfoque probabilístico).

El problema más común en el diseño de las estructuras de protección de costas es con frecuencia el riesgo de subestimar o interpretar mal las cantidades involucradas en el diseño. Esto significa una amenaza potencial a la economía de la obra, particularmente en áreas donde el equipo apropiado no está realmente disponible.

Una respuesta a esto se obtiene por el enfoque probabilístico de los problemas de erosión de una playa. En un diseño probabilístico, la función de probabilidad de densidad o estimados máximos o mínimos se definen para todos los parámetros involucrados. El resultado es un aporte especificado por cada parámetro, a la incertidumbre total del problema de diseño. Debido al gran número de manipulaciones estadísticas involucradas, la mayoría de las veces es necesario emplear computadoras. El uso de un enfoque probabilístico para los perfiles de equilibrio de una playa y por consiguiente para la erosión de la duna y el diseño de estructuras de protección de costas está en práctica actualmente en Holanda. También es posible extender los cálculos probabilísticos para establecer desarrollos costeros. La probabilidad de una cierta cantidad de erosión o acumulación en función del tiempo y del lugar puede ser determinada fácilmente sobre la base de un modelo lineal simple. El suceso o fenómeno más probable así como las probabilidades extremas altas o bajas pueden ser evaluadas y comprobadas para varias alternativas.

Aparte de una probabilidad completa de fallo, el enfoque probabilístico hace posible seleccionar rápidamente los parámetros más relevantes, en términos de su aporte al riesgo y el efecto de variación ^{en esos} parámetros. Aunque el riesgo como tal no será disminuido, todo queda bien definido y se evitan las sorpresas. También los modelos en computadoras son de mucha ayuda simulando varios escenarios en ejecución. Una vez más el fin que se persigue es obtener una solución que no sea una sorpresa, basada en la posibilidad de estudiar con rapidez numerosos parámetros que varían rápidamente para los distintos escenarios de la playa.

1.5 Listado a chequear para los aspectos estructurales y el procedimiento de diseño.

Cas costambres

En el pasado, solamente ~~el~~ uso y la experiencia local, determinaban la selección del tipo y dimensiones de la protección costera. A veces los diseños eran conservadores y demasiado costosos o eran inadecuados, por ejemplo revestimientos con insuficiente resistencia, eran dañados cuando se exponían a la acción del oleaje.

Actualmente, Delft Hydraulics, el Ministerio de Obras Publicas de Holanda y muchas otras instituciones en todo el mundo, han ganado mucha experiencia en las estructuras de protección de costas.

Modelos matemáticos sofisticados y facilidades de ensayos están ahora disponibles, en las cuales las estructuras pueden ser estudiadas o probadas. En este aspecto, el canal de olas de Delft Hydraulics debe ser particularmente mencionado. Esta facilidad permite realizar ensayos a gran escala o ~~cerca de ella~~. *ESCALA REAL.*

Las dimensiones, la estabilidad y la factibilidad técnica de las obras de protección de costas se pueden determinar actualmente sobre bases firmes y apoyadas por mejor experiencia que en el pasado. A veces, sin embargo, la solución que se está considerando debe ser

CANA

MAS

ensayada en un modelo a escala ya que no existen reglas de diseño generalmente aceptadas.

Las reglas de diseño existentes serán revisadas brevemente en los subsiguientes capítulos. El listado a chequear del procedimiento de diseño para los proyectos de alimentación de playas puede ser deducido de los diagramas de la Figura 4. El listado a chequear para el diseño común de las estructuras rígidas (fijas) está aproximadamente esquematizado debajo y en la Figura 7.

Listado del procedimiento de diseño para estructuras rígidas (fijas).

Los elementos más críticos del diseño estructural son: la estabilidad de la capa de cubierta (capa de protección o coraza), cimentación segura para minimizar los asentamientos y la protección del pie para evitar la socavación. Los pasos usuales para desarrollar un diseño estructural adecuado son:

- a. Formular los requerimientos funcionales.
- b. Preparar las soluciones alternativas.
- c. Determinar el rango del nivel del agua en el lugar.
- d. Determinar las alturas de olas y las corrientes (eventuales).
- e. Buscar la forma de la estructura apropiada (geometría).
- g. Revisión de los posibles mecanismos de fallo.
- h. Seleccionar las alternativas de coraza mas apropiadas y el tamaño unitario de ella.
- i. Diseño del filtro y de las capas intermedias.
- j. Determinar la trepada (run up) potencial para situar la elevación de la cresta.
- k. Determinar la cantidad de sobrepaso esperada para las estructuras bajas (de poca elevación de la cresta).
- l. Diseño de la protección del pie, longitud de transición y la protección de la cresta.
- m. Diseñar según las características del drenaje si se requieren.
- n. Tener en cuenta el escurrimiento del agua en el área local y la producida por el sobrepaso y proveer otras facilidades de drenaje tales como alcantarillas y zanjas.
- o. Considerar condiciones extremas y evitar el fallo por flanqueo.
- p. Tener en cuenta una buena compactación para todos los materiales de relleno.
- q. Hacer un chequeo final a su diseño.
- r. Desarrollar el costo estimado para cada alternativa.
- s. Seleccionar el diseño final.
- t. Preparar las especificaciones para los materiales, incluidos el control de calidad.

SELECCIONAR LA SOLUCION MAS FAVORABLE

La revisión de los elementos clave^N que tiene que ser considerad^S en el diseño (dimensionamiento) se ilustra (para algunas estructuras de protección) en la Figura 7. Los métodos de diseño más detallados se discutirán en las contribuciones subsiguientes en el curso. Debido a la complejidad de este tema es imposible dentro de la extensión del curso corto dar una revisión más detallada para todas las estructuras de protección de costas, no obstante la mayor parte de los principios y fórmulas de diseño también son aplicables para otras estructuras.

Como base para el curso, se puede usar el Manual de Protección de Costas (SPM 1984). La información suplementaria sobre varios tópicos se puede encontrar en libros de texto y publicaciones más especializadas, mencionadas en las referencias y en las subsiguientes secciones y apéndices. Esto será suficiente para quienes están involucrados en planeamiento y diseño conceptual.

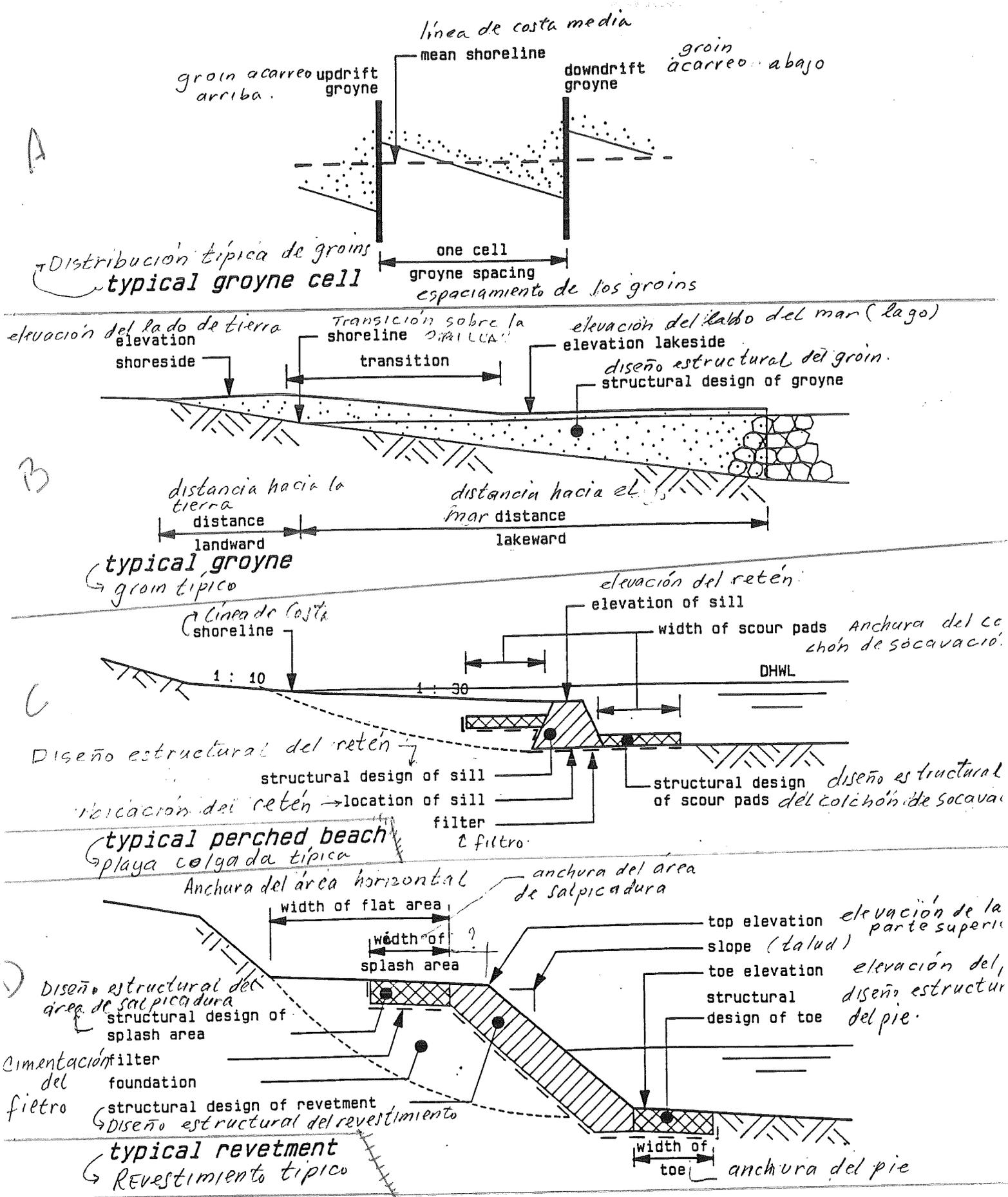


Figure 7 Coastal protection methods and design considerations (Ontario, 1987)

Figura 7. Métodos de protección de costas y consideraciones de diseño.

As a base line for the course, the Shore Protection Manual (SPM, 1984) can be used. Supplementary information on the various topics, may be found in more specialized textbooks and publications, as referred to in the references and in the subsequent sections and appendices. This will be sufficient for those who are involved in planning and conceptual design.

The design of coastal protection is not a simple matter. In all cases, experience and sound engineering judgement play an important role in applying these design rules, or else mathematical or physical testing can provide an optimum solution (Figure 8).

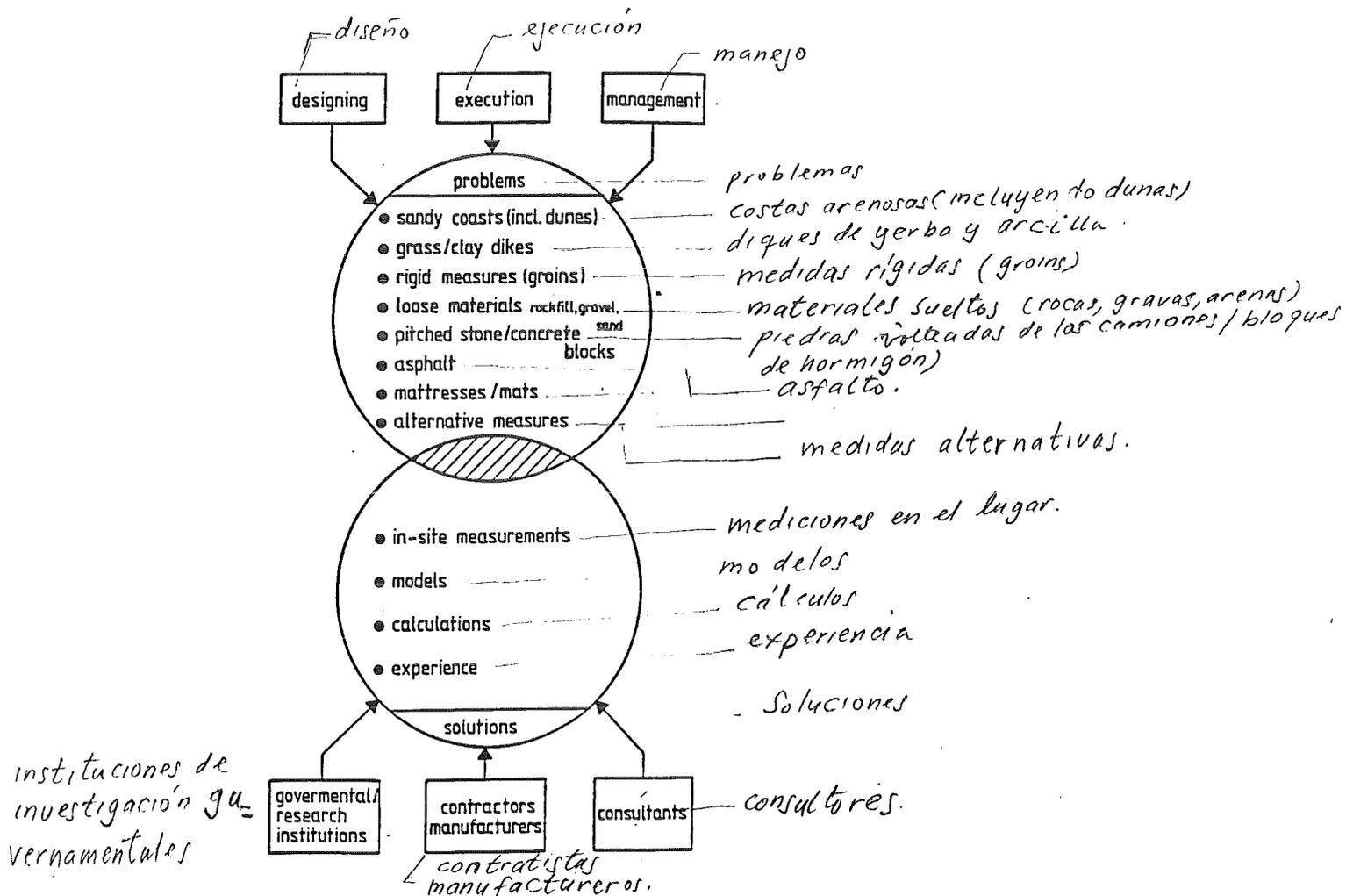


Figure 8 Coastal protection integrated approach
 Figura 8 Enfoque integral de la protección de Costas.

El diseño de obras de protección de costas no es un tema simple. En todos los casos, la experiencia y el juicio ingenieril juegan un papel importante en la aplicación de las reglas de diseño, o en su lugar los ensayos matemáticos o físicos pueden suministrar una solución óptima (Figura 8).

REFERENCIAS.

protección de costas

1	Introducción	1
1.1	Generalidades	1
1.2	Revisión de los métodos de defensa costera	3
1.3	Metodología y consideraciones de diseño	5
1.4	Proceso de diseño de estructuras de protección de costas.	7
1.5	Listado a chequear para los aspectos estructurales y el procedimiento de diseño	12

1 *Introducción*

1.1 *Generalidades*

En todo el mundo las comunidades costeras están enfrentadas con los problemas difíciles del control de la erosión de la línea de costa. Debido al alto costo de la tierra en la zona costera, la erosión crónica así como la erosión producida por las tormentas pueden ser vistas como un problema importante en el intento de reducir la erosión con medidas de defensa costera.

Como resultado del proceso natural costero, el límite entre la tierra y el agua puede estar sometido a cambios de posición con el tiempo. Este cambio puede ser hacia el mar con el avance de la línea de costa (acumulación) y hacia tierra por un retroceso de la línea de costa (erosión). Estos procesos ocurren a todo lo largo de la línea de costa y la velocidad a la cual las costas se erosionan o tiene lugar una acumulación, depende de la composición de la zona costera y de su exposición a las fuerzas erosivas. La erosión es el resultado de dos causas básicas: las fuerzas de la naturaleza que actúan a lo largo de la línea de costa y la acción del hombre. Las estructuras creadas por el hombre pueden interferir con el proceso continuo costero en las formas siguientes (Figura 1):

- . Interrupción del patrón del arrastre litoral (es decir, el movimiento de la arena por la acción del oleaje y las corrientes a lo largo de la línea de costa).
- . La deformación del patrón de corrientes a lo largo de la línea de costa.
- . El traslado de los sedimentos mediante el dragado.
- . Modificación del régimen de oleaje debido a la reflexión y/o difracción producida por las estructuras.

Las causas naturales de la erosión incluye:

- . Viento (dirección predominante, la cual determina la dirección del oleaje que incide generalmente con un cierto ángulo con respecto a la línea de costa).
- . Oleaje y el componente longitudinal de la energía incidida por el oleaje.
- . Los niveles del agua, incluyendo las mareas, la elevación debido a las tormentas (storm surge) y la elevación del nivel del mar.
- . Variaciones de la descarga de sedimentos de los ríos.
- . Escarpados expuestos a fuertes lluvias.
- . Movimientos de la superficie del agua y del terreno.
- . Movimiento debido a hielo.
- . Movimiento de la tierra.
- . Actividades de animales, etc.

Por último, la fuerza erosiva natural más significativa a lo largo de la línea de costa, es la acción de la ola empujada por el viento en combinación con los cambios en el nivel del agua [mareas, elevación del agua debido al viento (wind set-up), elevación del nivel del mar].

introducción

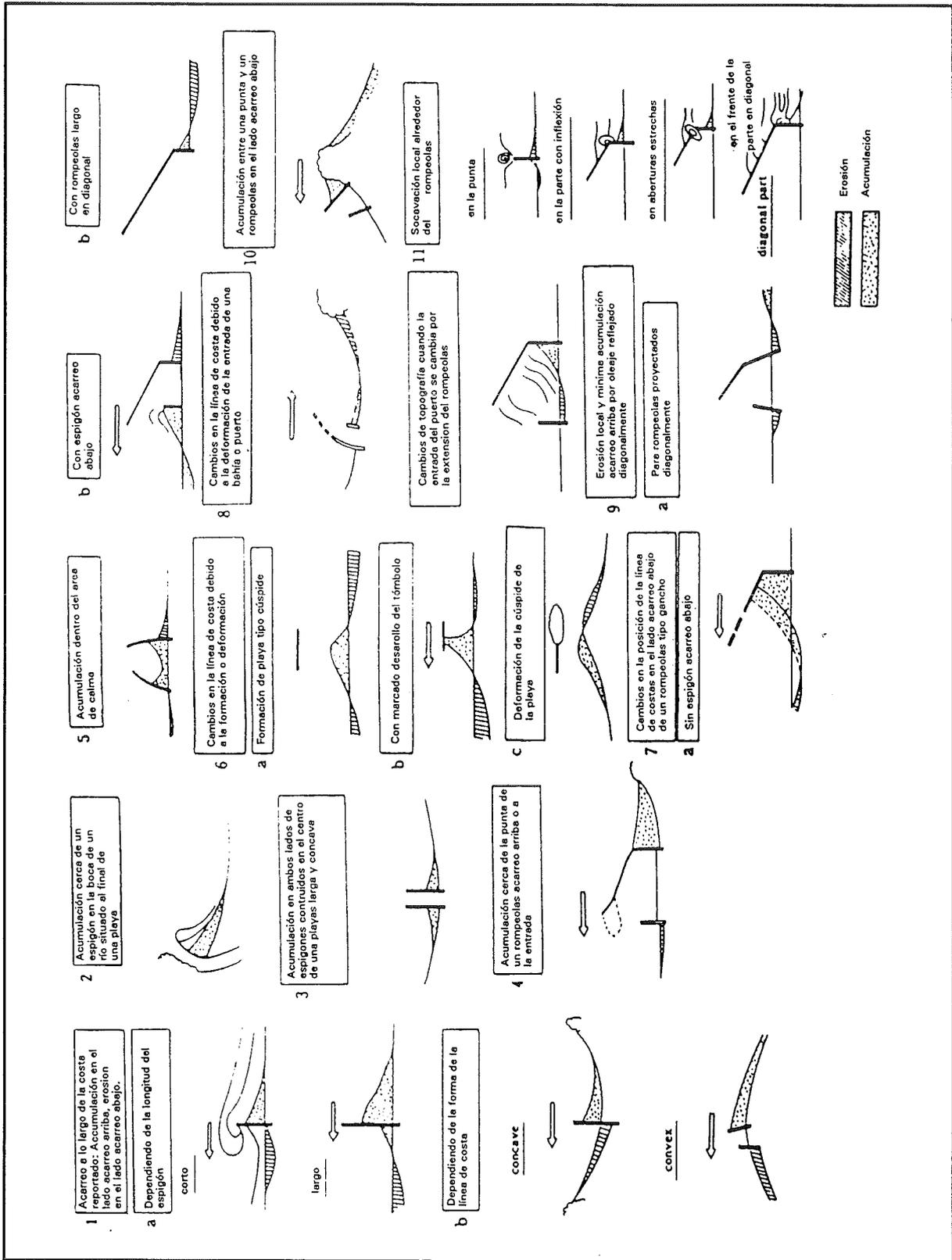


Figura 1 Clasificación de los cambios morfológicos debido a la presencia de estructuras (Tanaka, 1983).

introducción

La estabilización de las costas ha sido estudiada durante siglos, sin embargo el estudio más sofisticado es de los últimos años. El tipo, tamaño y ubicación de la protección costera tiene que estar basado en las necesidades existentes, los beneficios esperados de los métodos, su efecto sobre la línea de costa adyacente, y la economía. Hay muchos tipos de protecciones costeras (malecones, groins, alimentación artificial, etc.), cada uno apropiado para un propósito definido (Figura 2). Sin embargo un diseño inadecuado o mal concebido, puede afectar la costa en vez de remediar la situación (Per Bruun, 1963).

Antes de comenzar la construcción de cualquier obra de protección de costas se debe tomar la decisión de qué tipo de protección se necesita. La respuesta correcta depende mucho de lo que se espera lograr con la protección costera. Si el fin que se persigue es una playa, entonces debe haber un suministro de material acarreo arriba. Si hay un drenaje, se debe hacer de tal manera que dañe lo menos posible de una manera u otra, o se debe establecer un suministro de material. Si la protección de costa se va a construir en un área de erosión, antes de comenzar la construcción, se debe conocer la profundidad del agua hasta donde tiene lugar la erosión. Si la erosión tiene lugar solamente a una profundidad limitada, allí puede haber una buena oportunidad para construir y mantener una playa. Si la erosión ocurre hasta aguas profundas, la protección costera puede ser movida hacia atrás, después de un intervalo de tiempo, dependiendo de la velocidad de erosión y de la velocidad de una posible alimentación artificial a la playa. Si no se busca una playa, un suministro sobre el lado acarreo arriba no es importante, pero si allí no hay suministro, la erosión continuará. En este caso será absolutamente necesario conocer la profundidad hasta la cual ocurre la erosión. Si la erosión ocurre solamente a una profundidad limitada, debe ser posible parar la erosión en esa profundidad, pero si la erosión ocurre hasta aguas profundas, será imposible mantener la playa solamente con groins y/o malecones.

Después de algún tiempo tales construcciones tendrán que ser retiradas y se pierde cierta área de tierra, a menos que todo el material sea artificialmente restituido. En muchos casos, esto será imposible por razones económicas. Si no se tienen en cuenta estos importantes factores, será muy arriesgado construir cualquier protección costera.

1.2 *Revisión de los métodos de defensa costera*

Varias medidas pueden ser usadas para proteger las costas: medidas directas las cuales previenen o alivian los efectos inmediatos de los problemas y medidas indirectas para eliminar las causas de los problemas. Para las medidas indirectas uno puede pensar en medidas para detener la disminución del suministro de sedimento del río al sistema costero. Las medidas directas incluyen por ejemplo (Figura 2):

- Suministro artificial de arena usado para reponer una parte de la costa erosionada. Esto puede parecer costoso y la necesidad de que sea repetida puede desanimar a las autoridades encargadas de la zona costera. Sin embargo las consideraciones más importantes y los costos de mantenimiento frecuentemente demuestran que esta es la solución óptima. Una ventaja adicional es que se conserva la función recreacional de

introducción

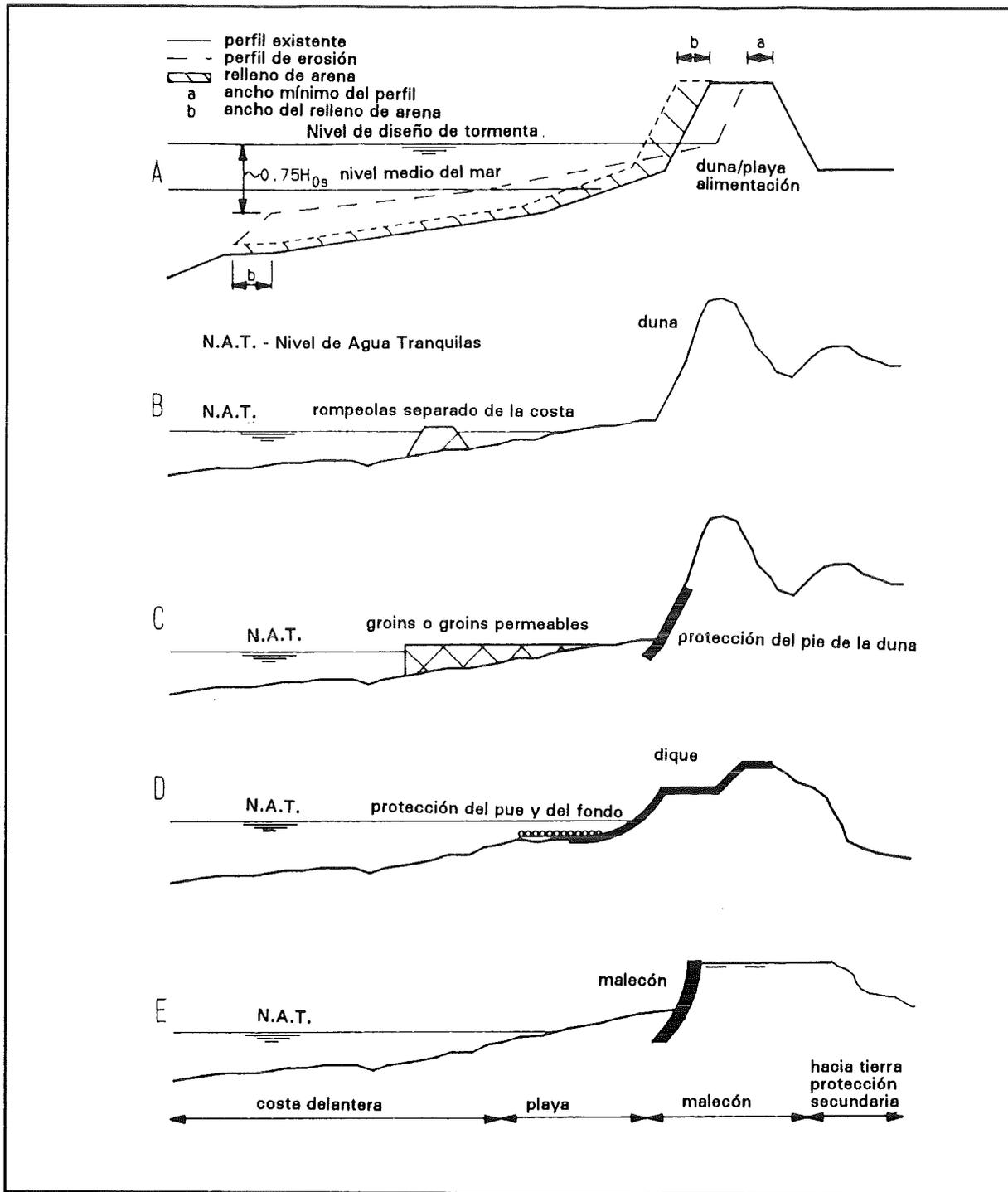


Figura 2 Ejemplos de protección.

la playa.

- Una fila de groins usada en la parte erosionada de la costa, localmente reduce la capacidad de transporte longitudinal de sedimentos y de ahí la erosión de la costa. De esta manera las áreas de erosión se pueden cambiar a ubicaciones menos dañinas.

introducción

- Un rompeolas separado de la costa (paralelo a la costa y a cierta distancia de ella) usado para cambiar las capacidades de transporte litoral tanto longitudinal como perpendicular a la costa, resulta en acumulación (tómbolo) en el lado del rompeolas que está hacia tierra. Tales estructuras tienen un efecto sobre la línea de costa comparable con el de los groins.
- Un malecón se usa para fijar la línea de costa. De esta manera la erosión de la línea de costa es sustituida por la erosión del fondo del mar inmediatamente frente al muro. Pueden ocurrir problemas de estabilidad, a menos que la cimentación del malecón esté bien por debajo del fondo del mar.

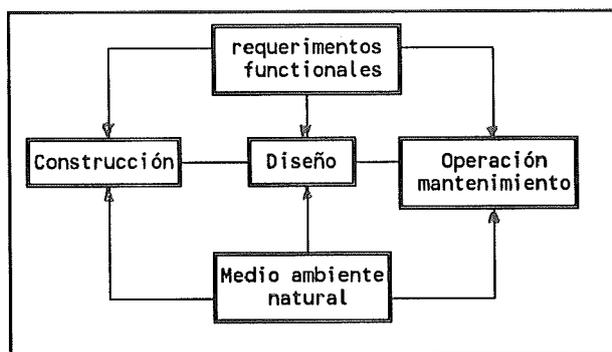
1.3 *Metodología y consideraciones de diseño*

Cuando se proyecta una obra de protección de costas, se deben considerar los siguientes aspectos:

- La función de la estructura.
Las estructuras de protección de costas se usan para muchos propósitos tales como, proteger contra altos niveles de agua, defensa de la costa, disminución del oleaje, guiar un flujo de agua, etc. Para cada una de estas funciones se tendrán diferentes especificaciones de proyecto.
- El medio ambiente.
Como se dijo anteriormente, las cargas de diseño sobre las obras de protección de costas están fundamentalmente determinadas por las fuerzas hidrodinámicas. Más aún, los procesos hidrodinámicos pueden inducir cambios morfológicos los cuales pueden afectar el funcionamiento y la integridad de las estructuras. Finalmente, las características geotécnicas del lugar son importantes ya que ellas determinan la capacidad soportante del subsuelo, que es un parámetro importante para la estabilidad general de las estructuras.
- El método de construcción contemplado.
La disponibilidad de material, los equipos y la mano de obra determinan en gran medida el procedimiento para la construcción. Este procedimiento determina las posibilidades del proyectista. En aquellas áreas donde hay fuertes restricciones en los procedimientos de la construcción el proyectista debe ser cuidadoso y chequear que el proyecto esté acorde con esta condición.
- Operación y mantenimiento.
Una vez que la estructura está terminada, será usada y requerirá un mantenimiento para asegurar su funcionamiento.
El proyectista debe tener en cuenta en la fase de diseño el futuro mantenimiento y hacer que este se pueda efectuar.

introducción

Para hacer un diseño bien equilibrado, todos los aspectos deben estar integrados en un diagrama de trabajo, el cual describe los diferentes aspectos y la interacción mutua entre ellos. Idealmente estos aspectos deben ser considerados durante todas las etapas del proceso de diseño.



Durante el proceso de diseño se identifican las siguientes etapas:

Diseño conceptual.

En esta etapa se generan diferentes alternativas, que cumplen con todos los requisitos funcionales, solamente se hacen esquemas con dimensiones generales. En esta etapa se identifican los aspectos más relevantes, los cuales determinan la factibilidad técnica y económica, se evalúa su importancia relativa y se dibujan algunas figuras para que sean cuantificadas.

Proyecto preliminar (Anteproyecto).

En esta etapa se selecciona un número limitado de alternativas después de un proceso de selección dirigido hacia la factibilidad técnica. Si es necesario, la etapa del diseño conceptual puede ser repetida, si el grupo de alternativas no satisface esos criterios. En esta etapa se cuantifican las dimensiones estructurales con algún detalle y se chequea la factibilidad económica. Se repite otra vez el proceso de diseño cuando el proyecto que se obtiene no es factible económicamente.

Proyecto ejecutivo (Ingeniería detallada).

En esta etapa se proyectan los detalles estructurales y se dibujan los detalles del proyecto. Paralelamente se están explorando las posibilidades de financiamiento y se consideran más detalladamente los aspectos socio-políticos y de medio ambiente. En esta etapa se utilizan los criterios técnicos, económicos y socio-políticos para determinar la factibilidad del diseño propuesto.

Etapas de construcción.

Cuando la etapa de proyecto se completa, se preparan los documentos de oferta y se inicia el procedimiento de oferta hasta llegar a la construcción. Aunque esta etapa no es parte del proceso de diseño, el proyectista debe estar enterado de las restricciones constructivas impuestas para esta etapa. La disponibilidad de material, la accesibilidad del área y la correspondiente limitación en el uso de los equipos, la factibilidad de etapas intermedias para la construcción son algunos de los aspectos que deben ser considerados. Especialmente en la etapa de proyecto ejecutivo estos aspectos deben ser evaluados.

introducción

Operación y mantenimiento.

También esta etapa está fuera del contenido del proceso de diseño, pero debe ser considerada por el proyectista. El mantenimiento debe tener un impacto especial en la selección del proyecto. Cuando las posibilidades de mantenimiento son pobres o escasas, el proyecto inicial debe ser tal que permita que la estructura pueda funcionar sin un mantenimiento regular. Si el costo de la mano de obra local es barato y las inversiones principales son difíciles, una estructura barata puede ser más apropiada, cuando se pueda garantizar un mantenimiento regular.

La metodología de diseño se muestra esquemáticamente en la Figura 3. Como se muestra en esta Figura, se requiere un modelo de simulación para evaluar el comportamiento de la estructura en las diferentes etapas del diseño.

Uno de los aspectos más difíciles del diseño es la selección del modelo que será usado en varias etapas del proyecto. En general puede afirmarse que en el recorrido del proceso de diseño se usan los métodos más avanzados. La selección efectiva, sin embargo, depende de la complejidad de los problemas, del tamaño de la obra y del nivel de riesgo que sea aceptado.

1.4 Proceso de diseño de estructuras de protección de costas.

En la Figura 4 el proceso de diseño de una obra de protección de costa ha sido dibujado en forma de diagrama (CUR, 1987). El punto de partida en este diagrama es la identificación del problema de erosión de la playa. La segunda fase en el diseño es la selección del tipo de medida de protección. La fase final puede ser el análisis del riesgo de la obra.

Condiciones de contorno e identificación del problema.

El diseño efectivo de la protección costera se determina por las condiciones locales, tales como, batimetría, oleaje, mareas, corrientes, procesos morfológicos y las características del sedimento y del suelo. Ya que estas cargas no pueden ser calculadas con precisión, son definidas en términos de probabilidades y se aplica el concepto de diseño probabilístico. Además, otros factores tales como, las condiciones del medio ambiente, las infraestructuras, el tiempo de ejecución, etc. también pueden imponer ciertas restricciones sobre el diseño. Para el diseño se dispone de un cierto número de herramientas, tales como, modelos matemáticos para el transporte integral de sedimentos debido a olas y corrientes (los cuales también pueden usarse para pronósticos del desarrollo de las costas con o sin estructura en la orilla), conocimientos disponibles sobre el efecto del tamaño de la arena sobre el desarrollo del perfil de la costa, etc.

Para el diseño es necesario entrar en las condiciones hidráulicas de contorno y en los procesos morfológicos en el área de interés. Los procesos morfológicos no sólo afectan al tipo de

introducción

protección que se escoja, sino también al volumen de arena que se requiere suministrar en las costas con erosión, para que la obra cumpla su propósito durante un tiempo especificado.

El conocimiento sobre los procesos morfológicos se puede obtener por un análisis cuidadoso de los datos disponibles (es decir, sondeos y mediciones de los niveles), complementado por cálculos de transporte de sedimentos. A veces se pueden considerar algunas mediciones adicionales. En relación con lo anterior se señala que estas actividades ya deben estar hechas antes de decidir entre la alimentación artificial de una playa u otra medida de protección de costa.

No solamente se deben conocer las evoluciones presentes en la zona costera, sino también las que se espera que ocurran en el futuro. Es posible que las evoluciones observadas puedan cambiar, por ejemplo en el caso del movimiento de gran cantidad de olas de arena a lo largo de la costa. De hecho las condiciones presentes y el futuro desarrollo de la costa deben ser confrontados con los intereses involucrados, para decidir si deben ser tomadas o no, medidas de protección.

Las publicaciones recientes de Goda (1985), Horikawa (1988), SPM 1984 (Manual de protección de Costas), pueden servir como buenas referencias para la determinación de las condiciones de contorno para los proyectos costeros.

introducción

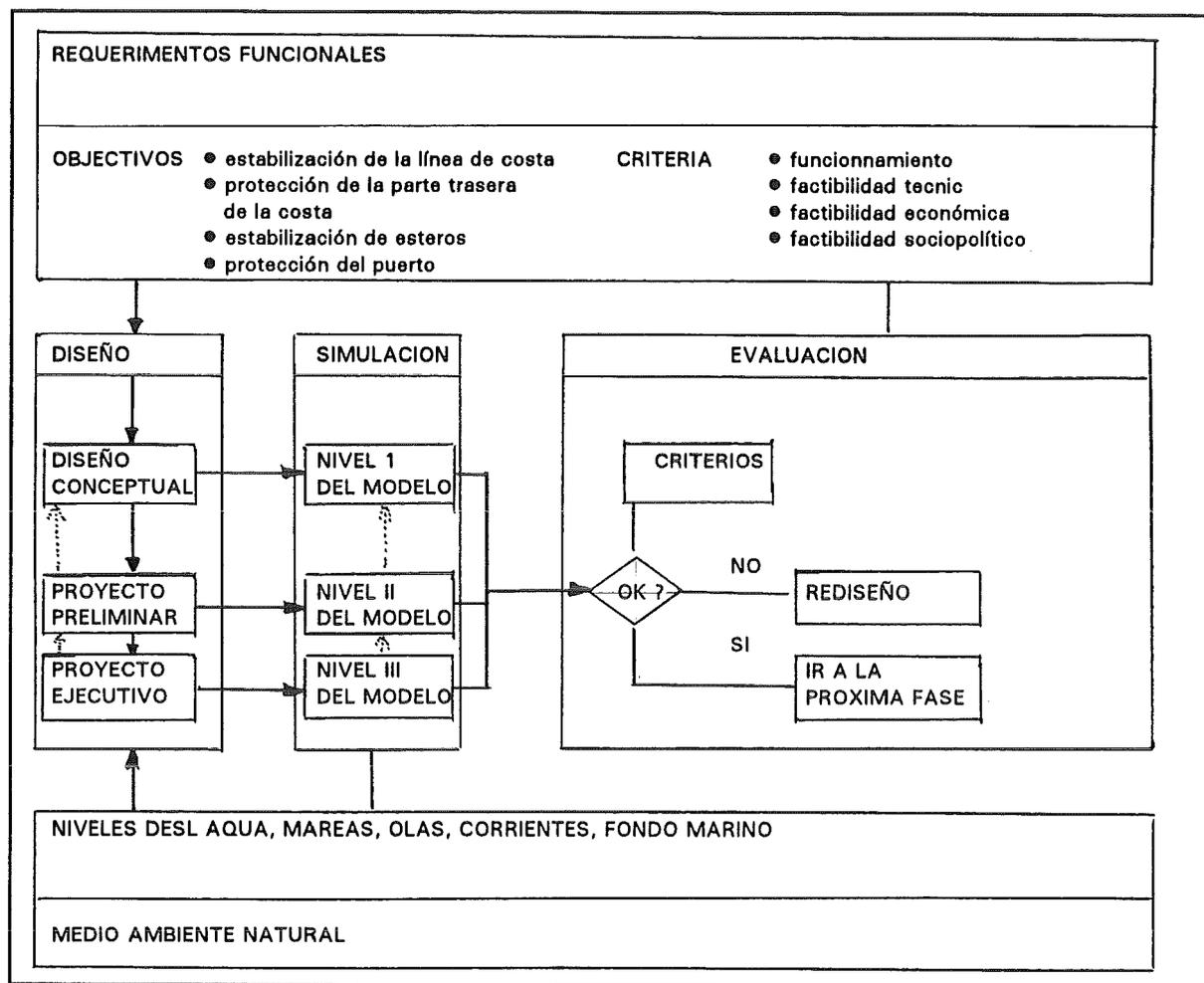


Figura 3 La metodología de diseño.

Selección de la medida.

Para llegar a la decisión si una medida de protección debe tomarse o no, se necesitan diferentes actividades. Por una parte las causas y el grado de erosión de la playa deben ser determinadas por medio de un estudio de los procesos morfológicos en el área considerada. La base de este estudio debe estar formada por un análisis de los datos disponibles, mientras que para un pronóstico del desarrollo futuro se pueden usar las técnicas de extrapolaciones y los modelos matemáticos. Por otra parte se deben evaluar diferentes intereses, en relación con la seguridad, recreación, medio ambiente, economía, etc. Contemplando estos intereses contra la velocidad de erosión de la playa se puede definir si se toma o no la decisión de una acción futura.

En caso de que se considere necesario proteger la playa en erosión se hace la selección de la medida más prometedor. Como ejemplo, el procedimiento de selección se muestra en la Figura 5, el cual fué desarrollado por Kobayashi y otros (1985). En este caso un número

introducción

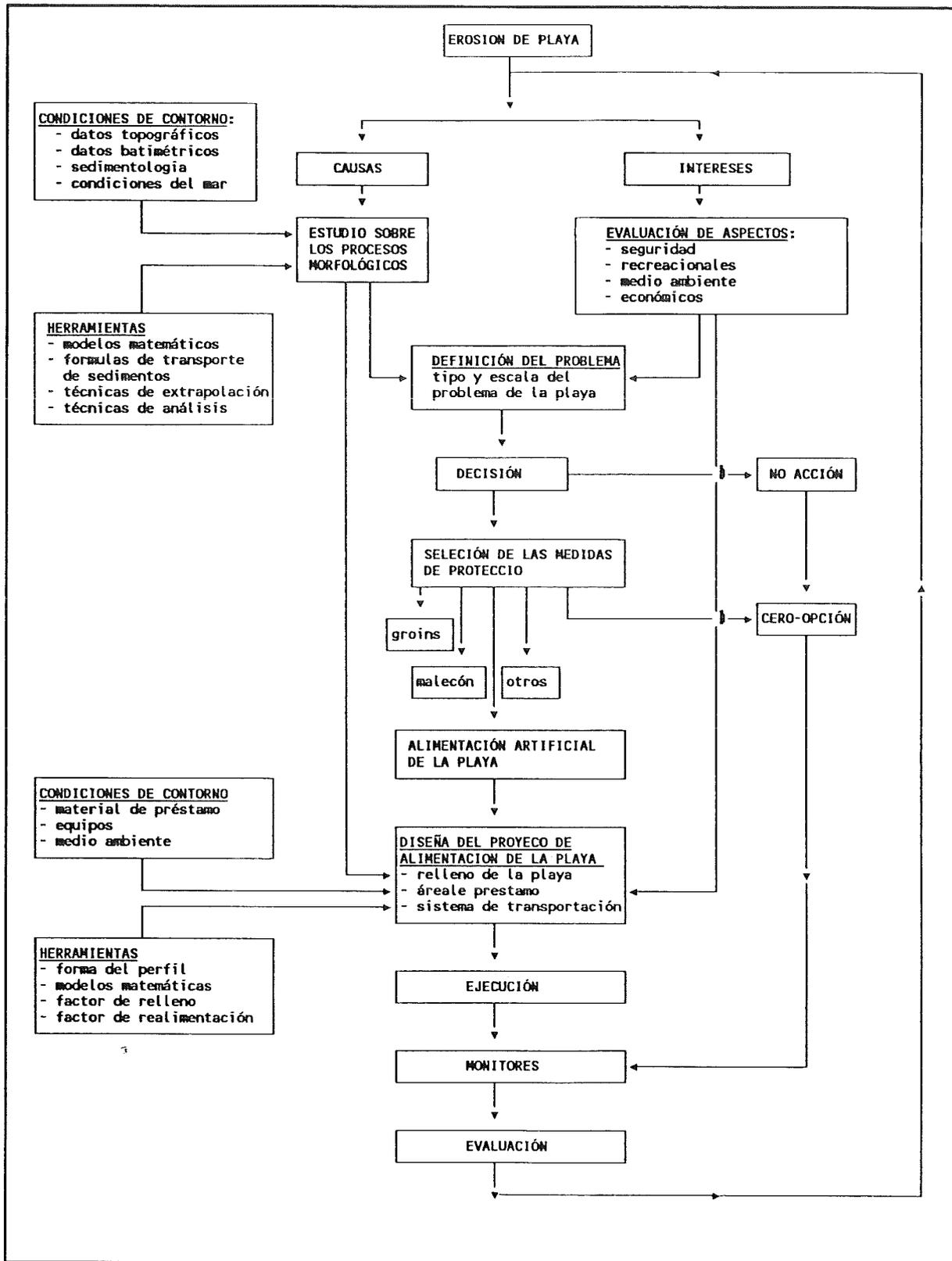


Figura 4 Proceso de diseño, ejecución y evaluación de obras de protección de costas. Ejemplo de una obra de alimentación de playa.

introducción

configuración típica de la playa		factor de evaluación (funciones)	media ambiente natural	espacio para el crecimiento de la vida en el mar	espacio para actividades recreativas	conservación de la tierra	purificación del agua del mar	efectos sobre el paisaje	funciones del control de desastres
sección típica	tipo playa natural								
	tipo rompeolas fuera de la costa								
	tipo rompeolas sumergido								
	tipo rompeolas fuera de la costa								
planta típica	tipo espolón								
	tipo arrecife artificial								
	tipo rompeolas fuera de la costa								
NOTA:			efectiva y adecuada						
			moderadamente efectiva y adecuada						
			efectividad muy limitada e inadecuada						

Figura 5 Selección de medidas de protección de playas (Kobayashi y otros, 1985).

adecuado de tipos de protección de playas se evaluaron sobre la base de varios aspectos aplicados al proyecto considerado en Yokohama.

Para algunos proyectos de protección de costas y/o recuperaciones territoriales en Holanda, se hicieron comparaciones del costo de alimentaciones de playas y diferentes tipos de estructuras de protección permanentes, las que aportaron informaciones importantes para la selección de la medida de protección.

En la situación de Holanda, la alimentación de playas, aparte de las condiciones de flexibilidad y medio ambiente puede ser muy rentable en comparación con las estructuras fijas, también conocidas como soluciones duras.

Los costos de varias medidas de protección de playas están comparados en la Figura 6. Para una situación 'promedio' la alimentación de playa parece ser la más económica si el faltante de arena es del orden de 500 000 m³/año o menor y la longitud de la playa a proteger es mayor de 5 Km. El costo puede ser reducido por un factor de 2 ó 3 para un faltante menor o playas de mayor longitud. Sin embargo, también puede ocurrir que no exista medida

introducción

factible y que la 'cero' opción sea la única posibilidad.

Análisis de riesgo (enfoque probabilístico).

El problema más común en el diseño de las estructuras de protección de costas es con frecuencia el riesgo de subestimar o interpretar mal las cantidades involucradas en el diseño. Esto significa una amenaza potencial a la economía de la obra, particularmente en áreas donde el equipo apropiado no está realmente disponible.

Una respuesta a esto se obtiene por el enfoque probabilístico de los problemas de erosión de una playa. En un diseño probabilístico, la función de probabilidad de densidad o estimados máximos o mínimos se definen para todos los parámetros involucrados. El resultado es un aporte especificado por cada parámetro, a la

incertidumbre total del problema de diseño. Debido al gran número de manipulaciones estadísticas involucradas, la mayoría de las veces es necesario emplear computadoras. El uso de un enfoque probabilístico para los perfiles de equilibrio de una playa y por consiguiente para la erosión de la duna y el diseño de estructuras de protección de costas está en práctica actualmente en Holanda. También es posible extender los cálculos probabilísticos para establecer desarrollos costeros. La probabilidad de una cierta cantidad de erosión o acumulación en función del tiempo y del lugar puede ser determinada fácilmente sobre la base de un modelo lineal simple. El suceso o fenómeno más probable así como las probabilidades extremas altas o bajas pueden ser evaluadas y comprobadas para varias alternativas.

Aparte de una probabilidad completa de fallo, el enfoque probabilístico hace posible seleccionar rápidamente los parámetros más relevantes, en términos de su aporte al riesgo y el efecto de variación dentro de estos parámetros. Aunque el riesgo como tal no será disminuido, todo queda bien definido y se evitan las sorpresas. También los modelos en computadoras son de mucha ayuda simulando varios escenarios en ejecución. Una vez más el fin que se persigue es obtener una solución que no sea una sorpresa, basada en la posibilidad de estudiar con rapidez numerosos parámetros que varían rápidamente para los distintos escenarios de la playa.

1.5 Listado a chequear para los aspectos estructurales y el procedimiento de diseño

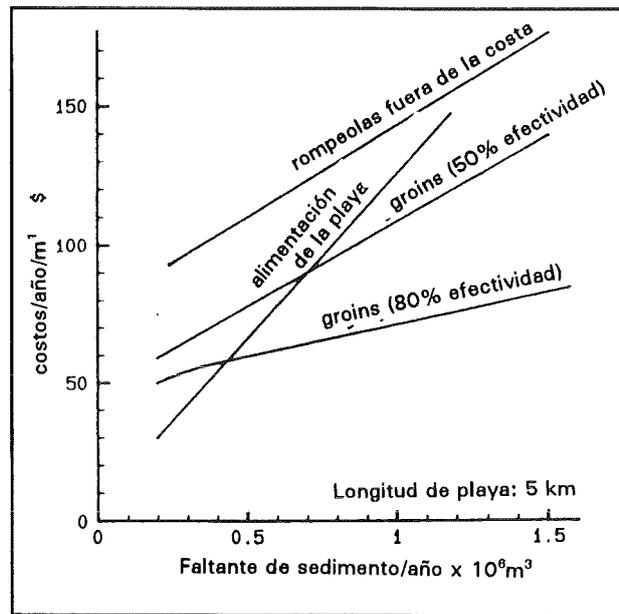


Figura 6 Obras de protección de playas comparación para una playa de 5 km.

introducción

En el pasado, solamente las costumbres y la experiencia local, determinaban la selección del tipo y dimensiones de la protección costera. A veces los diseños eran conservadores y demasiado costosos o eran inadecuados, por ejemplo revestimientos con insuficiente resistencia, eran dañados cuando se exponían a la acción del oleaje.

Actualmente, Delft Hydraulics, el Ministerio de Obras Publicas de Holanda y muchas otras instituciones en todo el mundo, han ganado mucha experiencia en las estructuras de protección de costas.

Modelos matemáticos sofisticados y facilidades de ensayos están ahora disponibles, en las cuales las estructuras pueden ser estudiadas o probadas. En este aspecto, el canal de olas de Delft Hydraulics debe ser particularmente mencionado. Esta facilidad permite realizar ensayos a gran escala o escala real.

Las dimensiones, la estabilidad y la factibilidad técnica de las obras de protección de costas se pueden determinar actualmente sobre una base mas firme y apoyadas por mejor experiencia que en el pasado. A veces, sin embargo, la solución que se está considerando debe ser ensayada en un modelo a escala ya que no existen reglas de diseño generalmente aceptadas. Las reglas de diseño existentes serán revisadas brevemente en los subsiguientes capítulos. El listado a chequear del procedimiento de diseño para los proyectos de alimentación de playas puede ser deducido de los diagramas de la Figura 4. El listado a chequear para el diseño común de las estructuras rígidas (fijas) está aproximadamente esquematizado debajo y en la Figura 7.

Listado del procedimiento de diseño para estructuras rígidas (fijas). Los elementos más críticos del diseño estructural son: la estabilidad de la capa de cubierta (capa de protección o coraza), cimentación segura para minimalizar los asentamientos y la protección del pie para evitar la socavación. Los pasos usuales para desarrollar un diseño estructural adecuado son:

- a. Formular los requerimientos funcionales.
- b. Preparar las soluciones alternativas.
- c. Seleccionar la solución mas favorable.
- d. Determinar el rango del nivel del agua en el lugar.
- e. Determinar las alturas de olas y las corrientes (eventuales).
- f. Buscar la forma de la estructura apropiada (geometria).
- g. Revisión de los posibles mecanismos de fallo.
- h. Seleccionar las alternativas de coraza mas apropiadas y el tamaño unitario de ella.
- i. Diseño del filtro y de las capas intermedias.
- j. Determinar la trepada (run up) potencial para situar la elevación de la cresta.
- k. Determinar la cantidad de sobrepaso esperada para las estructuras bajas (de poca elevación de la cresta).
- l. Diseño de la protección del pie, longitud de transición y la protección de la cresta.
- m. Diseñar según las características del drenaje si se requieren.
- n. Tener en cuenta el escurrimiento del agua en el área local y la producida por el sobrepaso y proveer otras facilidades de drenaje tales como alcantarillas y zanjas.
- o. Considerar condiciones extremas y evitar el fallo por flanqueo.

introducción

- p. Tener en cuenta una buena compactación para todos los materiales de relleno.
- q. Hacer un chequeo final a su diseño.
- r. Desarrollar el costo estimado para cada alternativa.
- s. Seleccionar el diseño final.
- t. Preparar las especificaciones para los materiales, incluidos el control de calidad.

La revisión de los elementos clave que tienen que ser considerados en el diseño (dimensionamiento) se ilustra (para algunas estructuras de protección) en la Figura 7. Los métodos de diseño más detallados se discutirán en las contribuciones subsiguientes en el curso. Debido a la complejidad de este tema es imposible dentro de la extensión del curso corto dar una revisión más detallada para todas las estructuras de protección de costas, no obstante la mayor parte de los principios y fórmulas de diseño también son aplicables para otras estructuras.

introducción

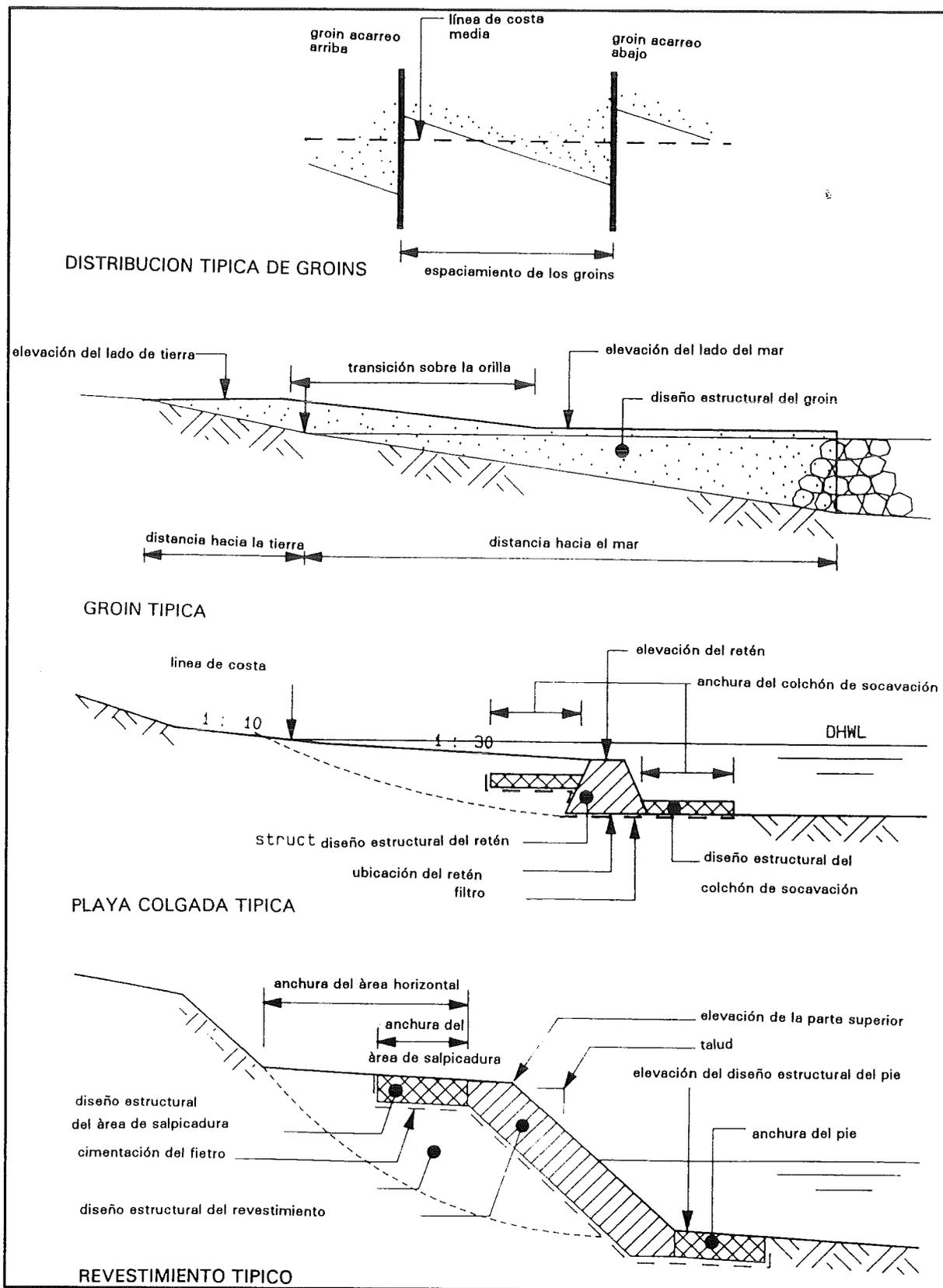


Figura 7 Métodos de protección de costas y consideraciones de diseño.

introducción

Como base para el curso, se puede usar el Manual de Protección de Costas (SPM 1984). La información suplementaria sobre varios tópicos se puede encontrar en libros de texto y publicaciones más especializadas, mencionadas en las referencias y en las subsiguientes secciones y apéndices. Esto será suficiente para quienes están involucrados en planeamiento y diseño conceptual.

El diseño de obras de protección de costas no es un tema simple. En todos los casos, la experiencia y el juicio ingenieril juegan un papel importante en la aplicación de las reglas de diseño, o en su lugar los ensayos matemáticos o físicos pueden suministrar una solución óptima (Figura 8).

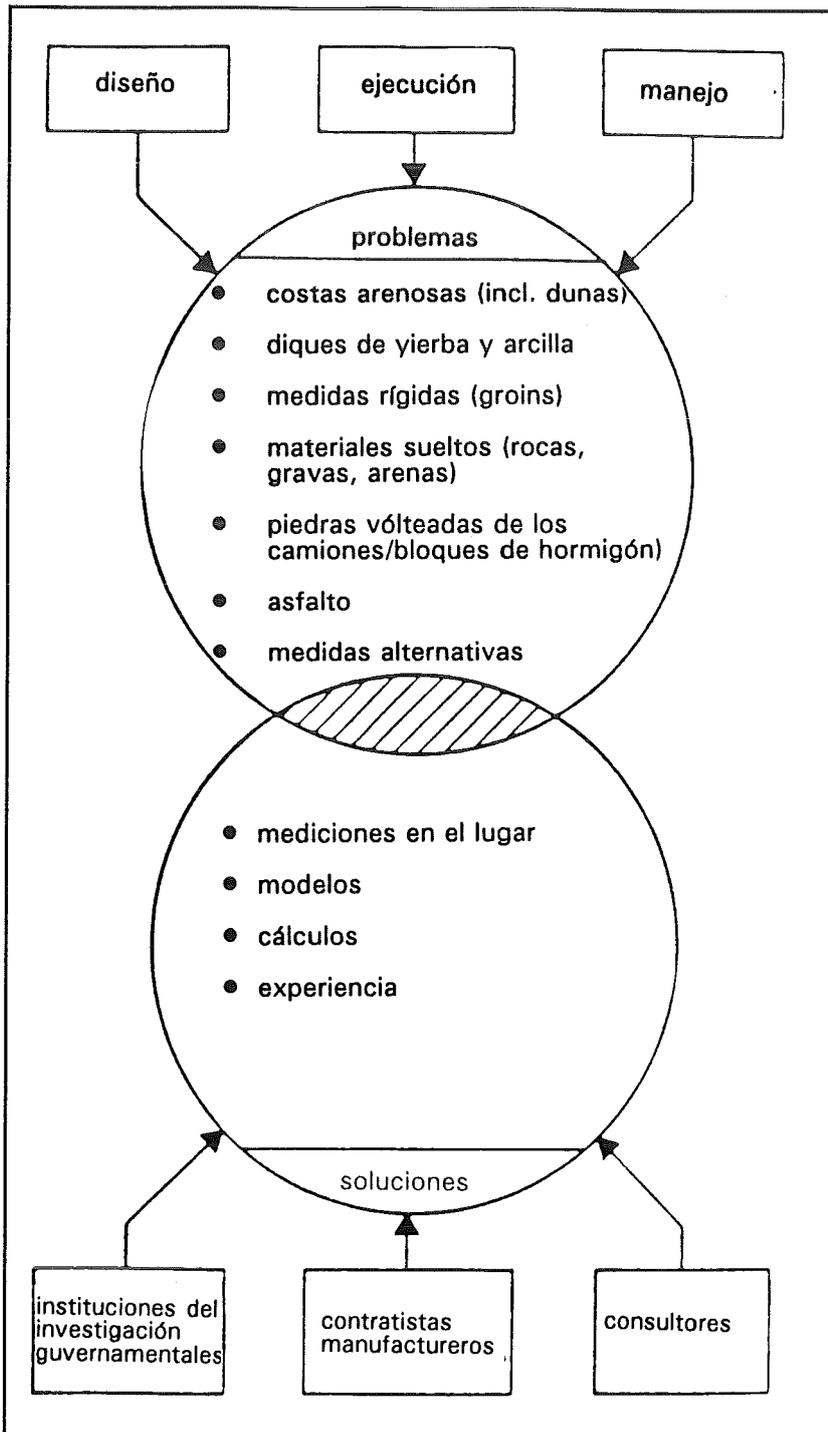


Figura 8 Enfoque integral de la protección de costas.

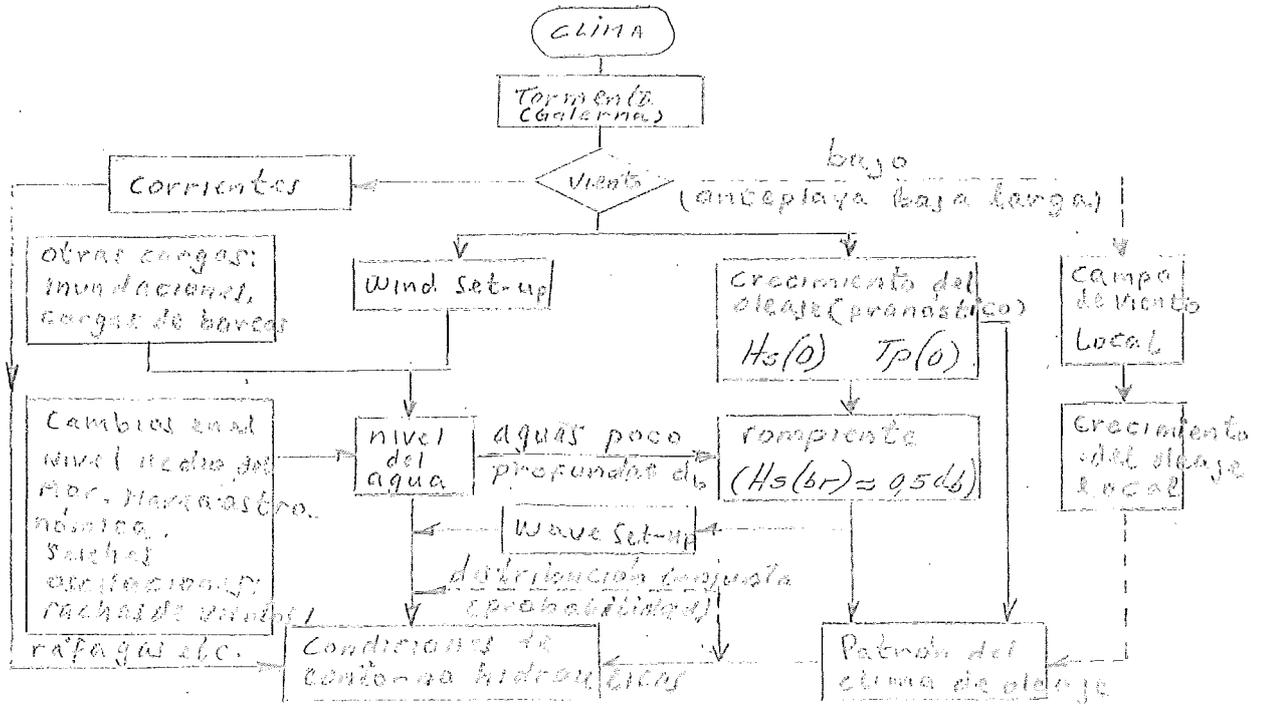


Figura 1. Diagrama de bloques de las condiciones hidrodinámicas de contorno.

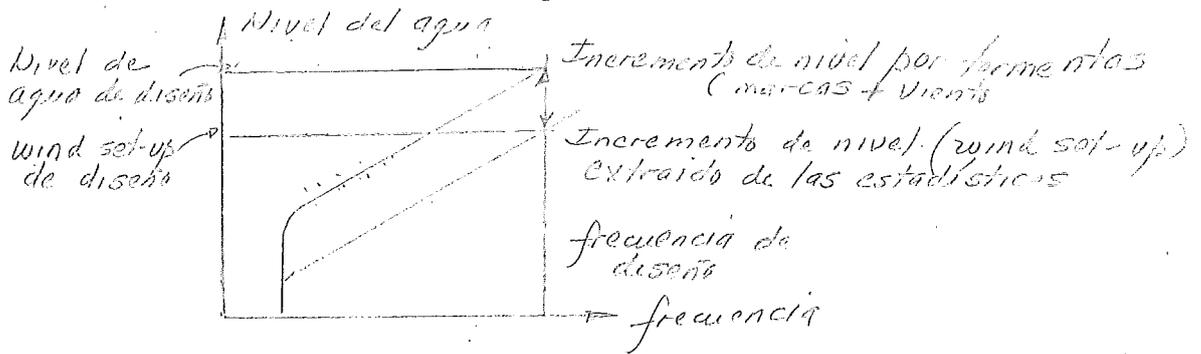


Figura 2. Determinación del nivel de diseño en las tormentas.

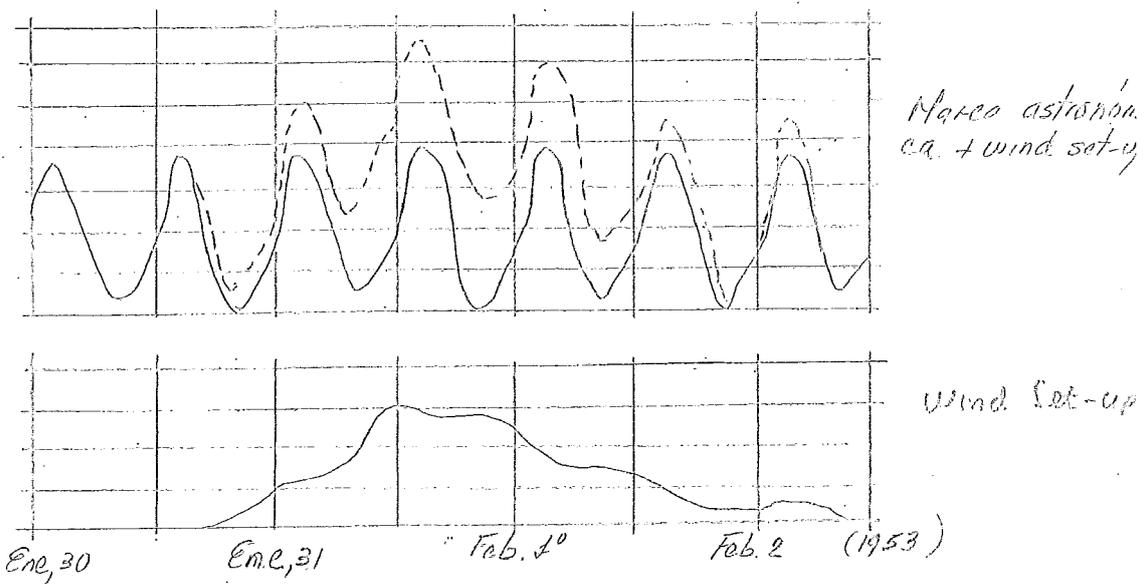
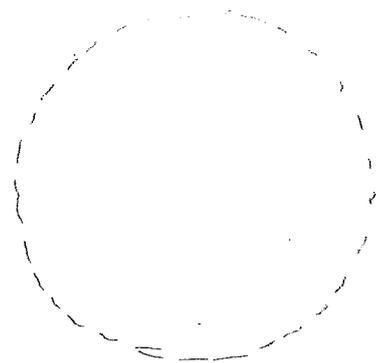
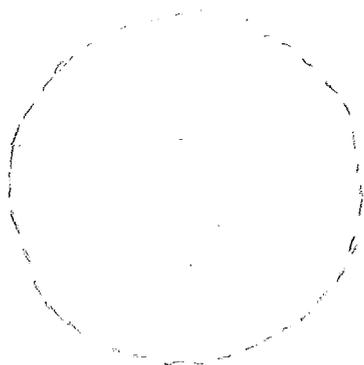


Figura 3. Ejemplos del efecto combinado de la marea y del wind set-up.

recopilación de datos. Viento → olas
 dirección en grados



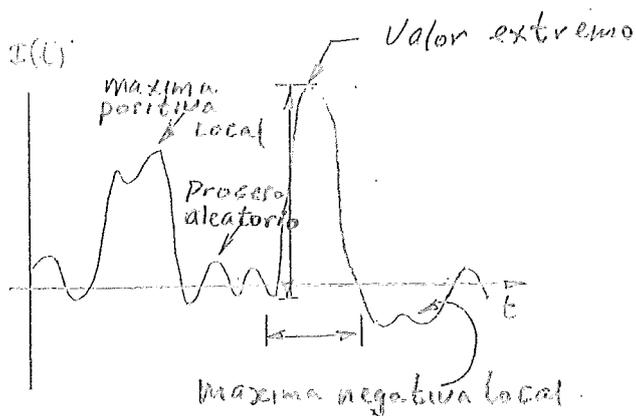
escala

rosa de vientos
 intervalo de velocidad
 de viento

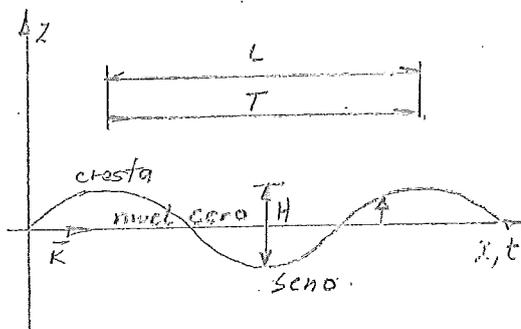
% escala

rosa de oleaje
 intervalos de
 alturas de olas

Figura 4. Ejemplos de rosas de vientos y de oleaje.



a) Definición de los parámetros del oleaje de viento.



b) Definición de los parámetros de las olas.

Figura 5. Definiciones y algunas relaciones de altura de ola.

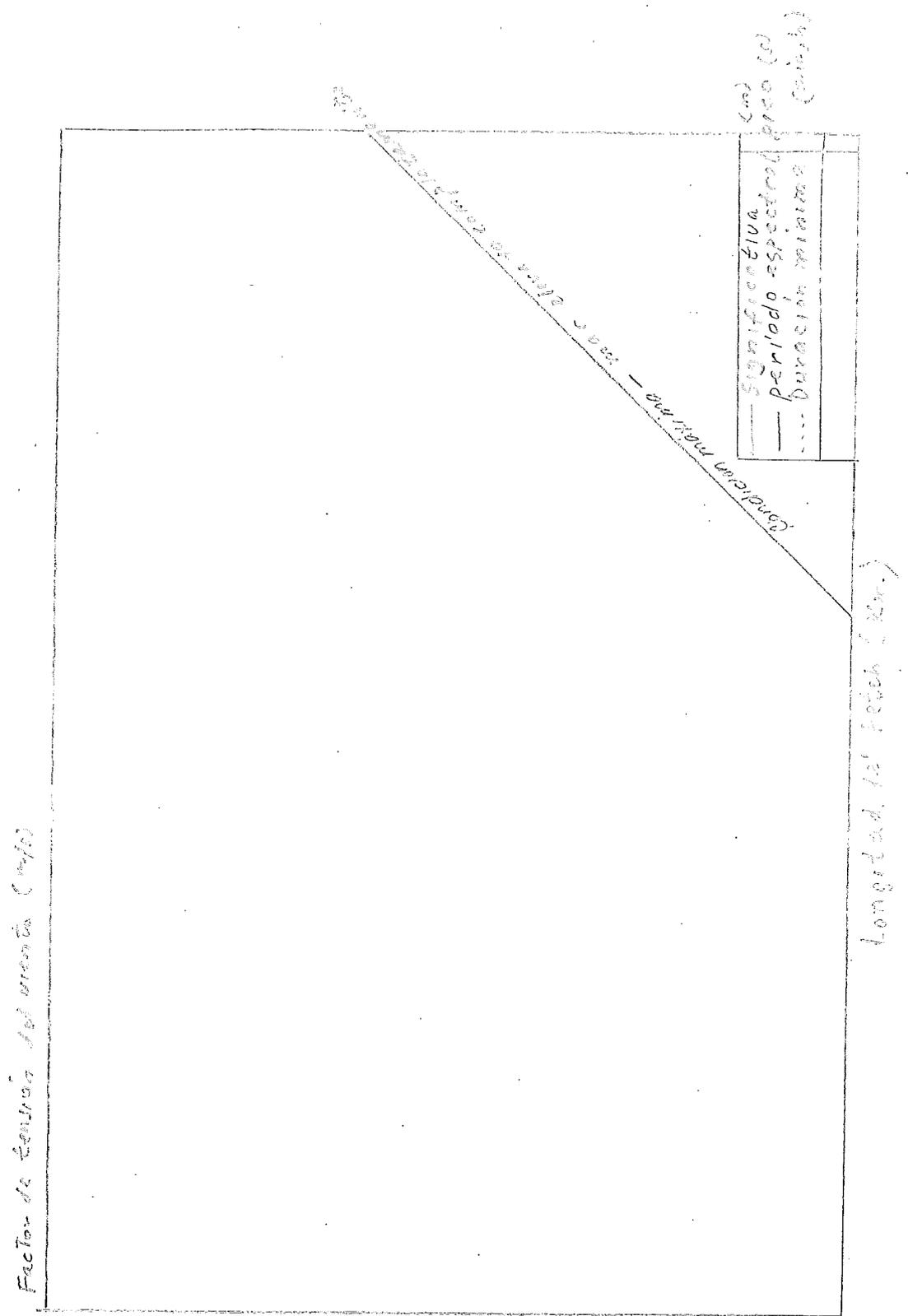
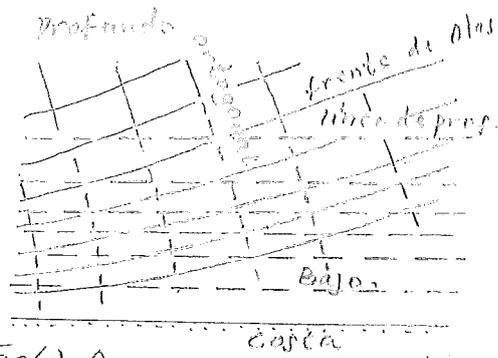
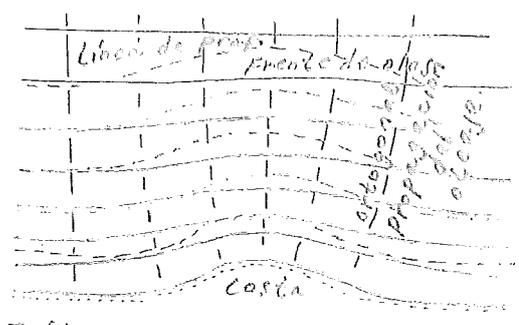


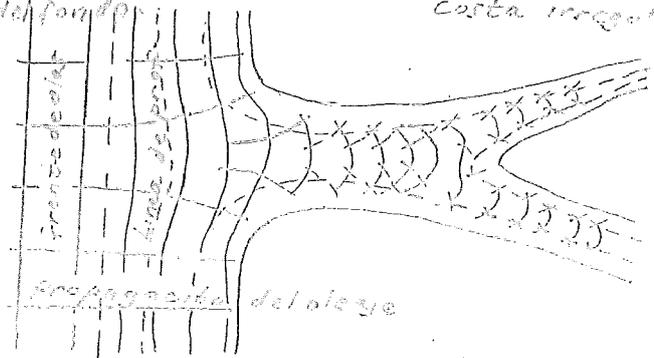
Figura 6. Predicción de las condiciones del oleaje para aguas profundas.



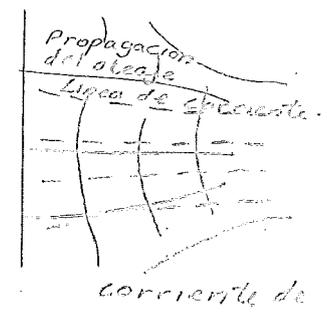
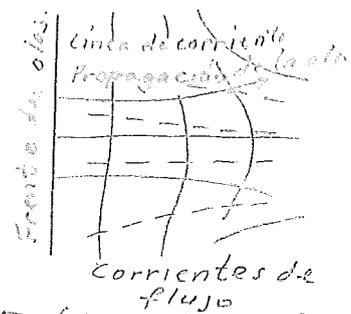
Fig(a) Refracción debida a la topografía del fondo.



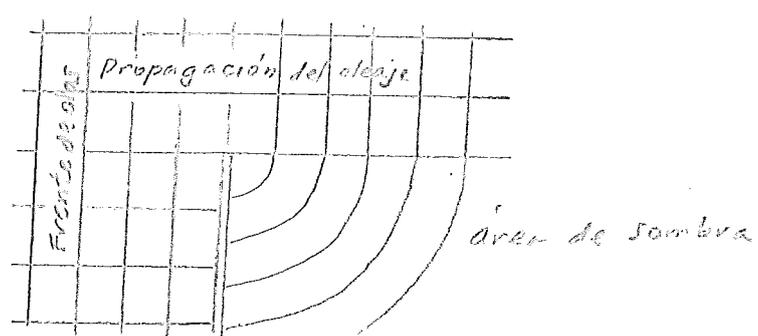
Fig(b) Concentración del oleaje en una costa irregular.



Fig(c) Intrusión del oleaje en la boca de un río.



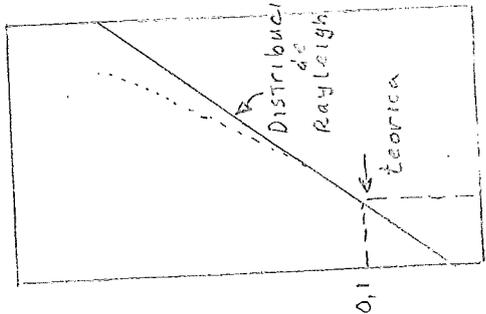
Fig(d) Interacción de olas y corrientes.



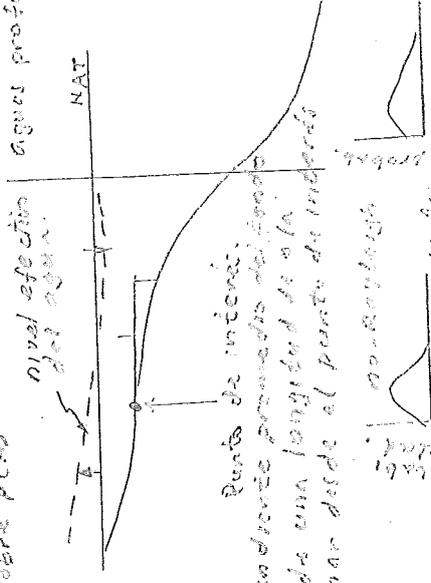
Fig(e) Difracción en un punto duro (estructivo).

Figura 7. Ejemplos de los efectos de la poca profundidad.

probabilidad acumulativa.

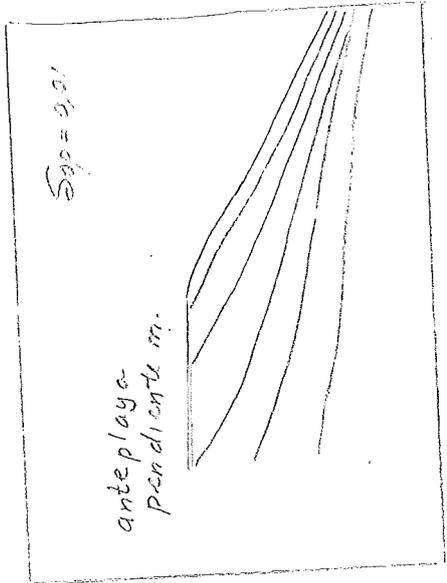


Efecto de la profundidad limitada sobre PCTD

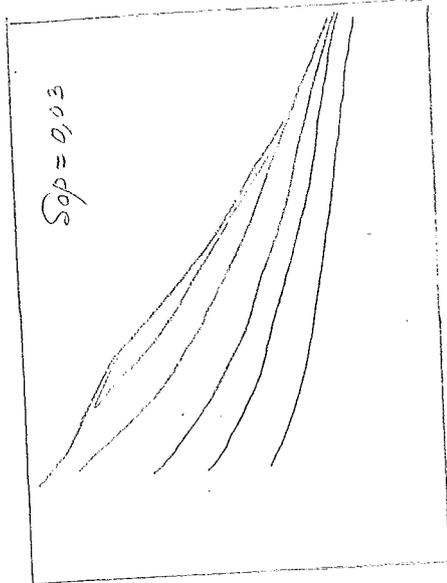


Distribución local de altura de olas.

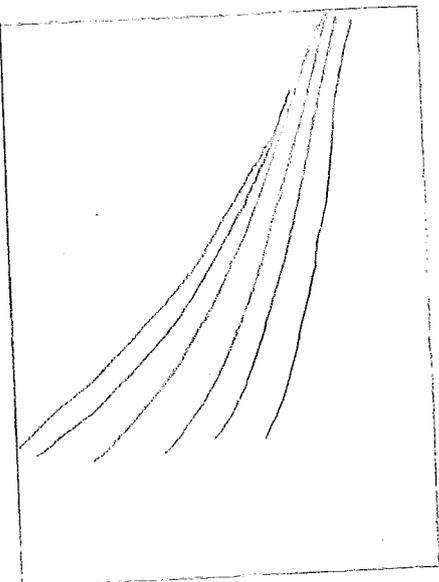
Esquema de deflexión



h/Lop



h/Lop



Descripción de parámetros

- Sop = inclinación de la ola en aguas profundas.
- Lop = longitud de ola en aguas profundas.
- H_{ms} = altura de ola significativa en aguas profundas.
- H_s = altura de ola significativa en aguas poco profundas.
- T_p = período de olas.
- λ = longitud de onda de la ola.

Altura de ola significativa

Distribución de la altura de olas en aguas profundas.

Figura 8. Condiciones extremas del oleaje en aguas poco profundas; altura de ola significativa más sobre pendiente de la anteplaya.

velocidad litoral (ms⁻¹)

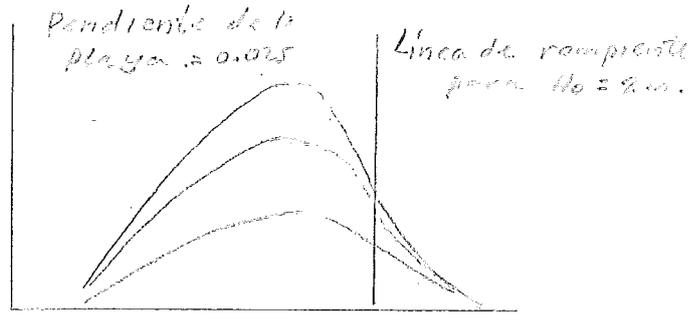


Figura 9. Velocidad litoral inducida por la acción del oleaje

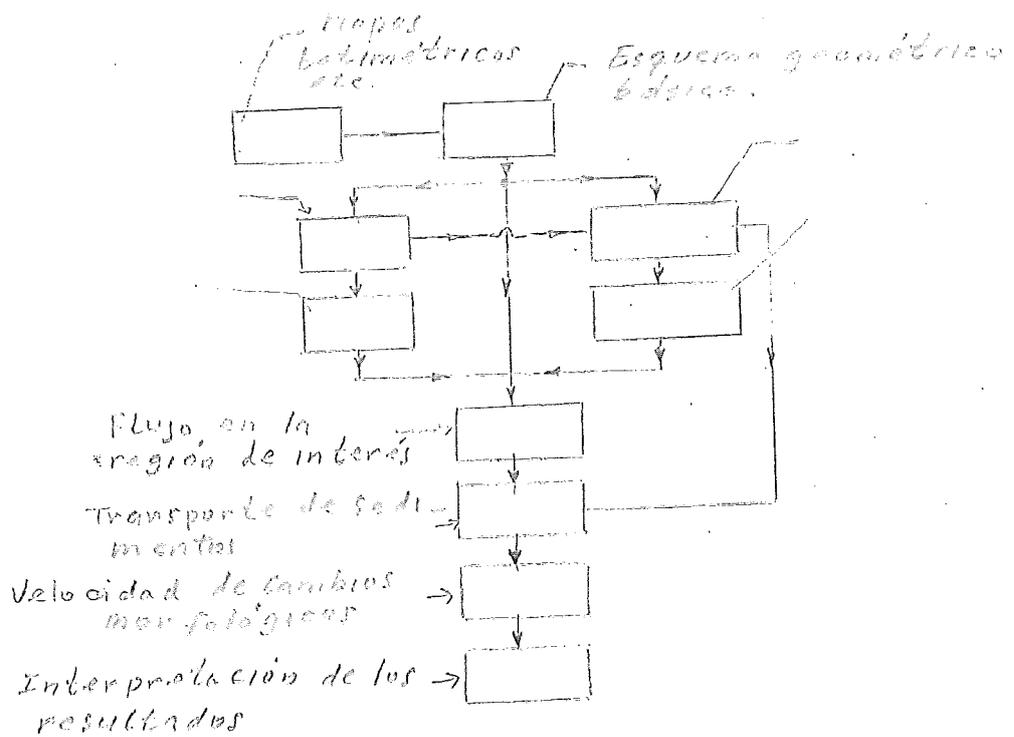


Figura 10 Diagrama de bloques de modelos morfológicos iniciales

- In original text this Fig. appear as Fig. 19 it is necessary to correct it.
- Spaces in blank are difficult to translate because I do not know the meaning of DH, BC and DR. I apologize.

DH maybe bathymetric?

Vdmeer, wp 30/11/93
zonder correcties 23/3/97
uit boek

CAPITULO VI

ESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA DE MATERIALES SUELTOS.

por

Jenteje W. van der Meer

CONTENIDO.

1. INTRODUCCION.
 - 1.1 Procesos involucrados en las estructuras de protección de costas.
 - 1.2 Clasificación de las estructuras costeras.
 2. PARAMETROS ESTRUCTURALES.
 - 2.1 Parámetros estructurales relacionados con las olas.
 - 2.2 Parámetros estructurales relacionados con la roca.
 - 2.3 Parámetros estructurales relacionados con la sección transversal.
 - 2.4 Parámetros estructurales relacionados con la respuesta de la estructura.
 3. INTRODUCCION A LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.
 4. CAPAS DE CORAZA DE ROCAS.
 5. CAPAS DE CORAZA DE ELEMENTOS DE HORMIGON.
 6. ESTRUCTURAS DE CORONACION BAJA.
 - 6.1 Rompeolas tipo arrecife (Figura 17A).
 - 6.2 Rompeolas de coronación baja estáticamente estables (Figura 17B).
 - 6.3 Rompeolas sumergidos (Figura 17C).
 7. TALUDES DINAMICAMENTE ESTABLES (ROMPEOLAS DE BERMA).
 8. TALUDES ESCALONADOS (O CON BERMA) Y COMPUESTOS.
 9. CAPAS SUBYACENTES Y FILTROS.
 10. PROTECCION DEL PIE DEL TALUD.
 11. MORRO DEL ROMPEOLAS.
 12. TRANSPORTE LONGITUDINAL DE MATERIALES GRUESOS.
- REFERENCIAS.

EN BREVE COMO

1. INTRODUCCION.

Los procesos involucrados en la estabilidad de las estructuras de protección de costas sometidas a la acción de las olas son numerosas. La mayoría de ellos serán tratadas ~~separadamente a manera de~~ introducción, ~~en este trabajo y~~ sólo un reducido número de las mismas serán descritas a fondo. Estos temas son: la hidráulica y parámetros estructurales y la respuesta de la estructura en su conjunto o parte de ella debido a la acción de las cargas hidráulicas. Las respuestas de los siguientes tipos de estructuras o partes de ellas se describen a continuación:

1. Capas de coraza con ~~fragmentos de~~ rocas.
2. Capas de coraza con elementos de hormigón.
3. Estructuras de coronación baja.
4. Taludes dinámicamente estables (rompeolas de berma).
5. Taludes escalonados y compuestos.
6. Capas subyacentes y filtros.
7. Protección del pie del talud.
8. Morro del rompeolas.
9. Transporte longitudinal de materiales gruesos.

1.1 Procesos involucrados en las estructuras de protección de costas.

La mayor parte de los procesos involucrados en la estabilidad de las estructuras de protección de costas se muestran en un esquema básico en la Figura 1.

Las condiciones ambientales (olas, corrientes y características geotécnicas) conducen a un número de parámetros que describen las condiciones de contorno en la estructura o en frente de ella (A). Estos parámetros no están influenciados por la estructura en sí y generalmente el proyectista de una estructura dada no influye en los mismos. Las características de las olas, tales como su altura, distribución de las alturas, rotura, período, ángulo de incidencia y forma de su espectro, así como las corrientes, la configuración geométrica de la orilla, la profundidad del agua, los niveles del agua y el incremento de los mismos (set-up) son los principales parámetros hidráulico-ambientales.

Los parámetros predominantes se pueden dividir en diferentes clases: los relacionados con la Hidráulica (B en la Figura 1), los relacionados con la Geotécnica (C) y los relacionados con la estructura en sí. Los parámetros hidráulicos están relacionados con la descripción de la acción de las olas sobre la estructura (respuesta hidráulica). Las respuestas hidráulicas principales son la trepada de las olas hacia arriba (run-up) o hacia abajo (run-down), el sobrepaso de las olas (wave overtopping) la transmisión y la reflexión del oleaje. Los parámetros geotécnicos se relacionan, por ejemplo, con la licuefacción, los gradientes dinámicos y las presiones de poros en exceso.

La estructura puede ser descrita por un gran número de parámetros estructurales (D). Algunos de los parámetros estructurales de importancia son el talud de la estructura, la masa y la densidad de la roca, la forma de los granos o de las rocas, la rugosidad superficial, la cohesión, la porosidad, la permeabilidad, los esfuerzos cortantes, los módulos volumétricos, las dimensiones y la sección transversal de la estructura.

Las cargas sobre la estructura o sobre elementos estructurales específicos vienen dadas en su conjunto por los parámetros ambienta-

les, hidráulicos, geotécnicos y estructurales (E en la Figura 1). Estas cargas pueden ser divididas en: cargas debido al movimiento externo

Figura 1. Esquema básico de evaluación de la respuesta de las estructuras de protección de costas.

del agua sobre la estructura y cargas debido al movimiento interno del agua en la estructura y a los sismos. El movimiento externo del agua está influenciado, entre otros factores, por la deformación de las olas (rompientes o no rompientes), la trepada (run-up) y el retroceso (run-down), la transmisión, el sobrepaso (overtopping) y la reflexión del oleaje. El movimiento interno del agua describe la penetración o disipación del agua en el interior de la estructura, la variación de las presiones de poros y la variación del nivel freático. Las cargas originadas por las olas generadas por los barcos no serán tratadas en esta trabajo. El lector debe consultar el trabajo de Verhey y Bogaerts (1989).

Casi todos los parámetros estructurales ^{PUEDEN} pudieran tener alguna o una gran influencia sobre las cargas. El tamaño, la forma y la granulometría de las rocas de coraza tienen influencia en la rugosidad del talud y por consiguiente en la trepada (run-up) y el run-down. El tamaño y la granulometría del filtro, conjuntamente con las características antes mencionadas de las rocas de coraza, tienen influencia en la permeabilidad de la estructura, y por consiguiente en el movimiento interno del agua.

La resistencia contra las cargas (olas, terremotos) puede ser llamada la resistencia de la estructura (F en la Figura 1). Los parámetros estructurales son esenciales en la formulación de la resistencia de la estructura. La mayor parte de ellos tiene también influencia en las cargas, como se dijo anteriormente.

Finalmente, la comparación de la resistencia con las cargas conduce a una descripción de la respuesta de la estructura o de sus elementos (G en la Figura 1), la descripción de los llamados mecanismos de fallo. El mecanismo de fallo puede ser tratado en forma determinística o probabilística.

Las respuestas hidráulico-estructurales son: la estabilidad de las capas de coraza, capas de filtro, crestas, contrataludes y pies de bermas y la estabilidad de los muros sobre las crestas y los taludes dinámicamente estables. Las respuestas geotécnicas o interacciones son: fallos de taludes, liquefacción, respuesta dinámica, erosiones internas e impactos.

La Figura 1 puede también ser usada para describir los diferentes tipos de modelos físicos y numéricos de estabilidad de estructuras de protección de costas. Se usa un método de caja negra si los parámetros ambientales (A en la Figura 1), hidráulicos (B) y estructurales (D) son modelados físicamente y se dan las respuestas (G) en gráficos o fórmulas. No se consideran ni la descripción del movimiento del agua (E) ni la resistencia (F).

Se usa un método de caja gris si partes de las cargas (E) se describen mediante formulaciones teóricas o modelos numéricos relacionados con la resistencia (F) de la estructura por medio de criterios de fallo o funciones de fiabilidad. La derivación exacta de una fórmula de estabilidad pudiera ser el ejemplo más simple de ello.

LEONARDA

Finalmente, se usa un método de caja blanca si todas las cargas relevantes y criterios de fallo pueden ser descritos mediante formulaciones teóricas o físicas o modelos numéricos, sin constantes empíricas. Es obvio que ~~tomaría~~ un tiempo enorme y un tremendo esfuerzo de investigación antes de que las estructuras de protección de costas y orillas pudieran ser diseñadas mediante una caja blanca.

Los colores negro, gris o blanco usados para designar los métodos anteriormente descritos no implican una preferencia por ninguno de ellos. Cada uno de estos métodos puede ser usado en un determinado proceso de diseño.

1.2 Clasificación de las estructuras costeras.

Las estructuras costeras pueden ser clasificadas mediante el uso del parámetro $H/\Delta D$, donde: H = altura de ola, Δ = peso específico relativo y D = diámetro característico de la estructura, elemento de coraza (roca u hormigón), grava o arena. Valores pequeños de $H/\Delta D$ dan estructuras como los cajones de gravedad (caissons) o estructuras con elementos de coraza de gran tamaño. Los valores grandes implican playas de grava o arena.

De acuerdo con la respuesta de la estructura, solamente se destacan dos tipos fundamentales: estructuras estáticamente estables y estructuras dinámicamente estables.

Las estructuras estáticamente estables son aquéllas en las cuales se permite poco o ningún daño bajo las condiciones de diseño, definiéndose el daño como el desplazamiento de los elementos de coraza. El peso de los elementos individuales tiene que ser lo suficientemente grande como para resistir las fuerzas del oleaje durante las condiciones de diseño. Los cajones de gravedad y los rompeolas diseñados tradicionalmente pertenecen al grupo de las estructuras estáticamente estables. El diseño se basa en una solución óptima entre las condiciones de diseño, el daño permisible y las condiciones de construcción y mantenimiento. La estabilidad estática se caracteriza por el parámetro de diseño "daño" y puede ser someramente clasificada por $H/\Delta D = 1 - 4$.

Las estructuras dinámicamente estables son aquéllas donde lo que interesa es el desarrollo del perfil. Los elementos (piedras, grava o arena) son desplazados mediante la acción de las olas hasta un perfil en el que la capacidad de transporte a lo largo del mismo se reduce a un nivel muy bajo. El material a lo largo del nivel de aguas tranquilas se mueve continuamente durante cada run-up o run-down de las olas, pero cuando la capacidad neta de transporte se convierte en cero el perfil ha alcanzado un equilibrio. La estabilidad dinámica se caracteriza por el parámetro de diseño "perfil", y puede ser someramente clasificada por $H/\Delta D > 6$.

Las estructuras de que se trata en este trabajo son los rompeolas con coraza de roca u hormigón, playas de roca, rompeolas de berma y las playas de grava. Dichas estructuras se clasifican someramente como $H/\Delta D = 1 - 500$.

En la Figura 2 se muestra un resumen de los diferentes tipos de estructuras para diferentes valores de $H/\Delta D$. Esta figura da la siguiente clasificación somera:

$H/\Delta D < 1$ Cajones de gravedad (caissons) o muros costeros (seawalls). Para este tipo de estructuras rígidas no se permiten daños. El diámetro, D , puede ser la altura o el ancho de la estructura.

$H/\Delta D = 1-4$ Rompeolas estables. Se emplean taludes generalmente uniformes con roca natural o elementos artificiales pesados. Se permiten solamente pequeños daños (desplazamientos) bajo condiciones severas de diseño. El diámetro del elemento es su diámetro característico, como el caso del diámetro nominal.

Figura 2. Tipos de estructuras en función de $H/\Delta D$.

$H/\Delta D = 3-6$ Rompeolas en forma S y de berma. Estas estructuras están caracterizadas por taludes más o menos empinados, por encima y por debajo del nivel de aguas tranquilas con un talud más suave intercalado. Esta parte menos inclinada reduce las fuerzas del oleaje sobre los elementos de coraza. Los rompeolas de berma se diseñan con un talud muy inclinado del lado de mar y una berma horizontal justamente encima del nivel de aguas tranquilas. Las primeras tormentas que lo atacan desarrollan un perfil más tendido que es estable en lo sucesivo. Los cambios de perfil que pueden esperarse son importantes.

$H/\Delta D = 6-20$ Playas y taludes rocosos. El diámetro de la roca es relativamente pequeño y puede que no soporte ataques severos de las olas sin que ocurra desplazamiento de material. El parámetro de diseño es el perfil que se va desarrollando bajo diferentes condiciones de contorno de oleaje.

$H/\Delta D = 15-500$ Playas de grava. Los granos cuyo tamaño se encuentra ^{~ APROXIMADO} en ~~límites /gravel/~~ entre diez centímetros y cuatro milímetros, pueden ser clasificados como gravas. Las playas de grava varían continuamente bajo condiciones variables de oleaje y niveles de agua (mareas). De nuevo se tiene que el desarrollo de los perfiles es uno de los parámetros de diseño.

$H/\Delta D > 500$ Playas de arena (durante las mareas de tempestades (storm surges). También los materiales de diámetros muy pequeños pueden soportar severos ataques del oleaje. La costa holandesa está protegida parcialmente mediante dunas de arena. la erosión de las dunas y el desarrollo del perfil durante las mareas de tempestades es uno de los principales parámetros de diseño. Se han hecho extensas investigaciones básicas en este tópico (Vellinga, 1986). Las playas de arena son tratadas dentro del contexto de este curso corto.

2 PARAMETROS ESTRUCTURALES.

Los parámetros estructurales pueden ser divididos en cuatro categorías que serán tratadas dentro de esta sección:

1. Parámetros estructurales relacionados con las olas.
2. Parámetros estructurales relacionados con la roca.
3. Parámetros estructurales relacionados con la sección transversal.
4. Parámetros estructurales relacionados con la repuesta de la estructura.

2.1 Parámetros estructurales relacionados con las olas.

ANteriormente

Las condiciones de las olas vienen dadas por la altura de la ola incidente, H_s ; el período medio o pico, T_m o T_p ; el ángulo de incidencia de las olas, β , y la profundidad de agua local, h . El parámetro más importante, que da una relación entre la estructura y las condiciones de las olas, fue el usado ~~arriba~~. En general, $H/\Delta D$ da una buena clasificación. Para el diseño de las estructuras de protección de costas, este parámetro debe ser definido con más detalle.

La altura de ola es usualmente la altura de ola significativa H_s , definida indistintamente por el promedio del tercio más alto de las olas o por $4/mo$. En condiciones de aguas profundas, ambas definiciones dan casi la misma altura de ola. En condiciones de aguas someras ambas pueden diferir sustancialmente.

La densidad relativa ascensional se describe como:

$$\Delta = (\rho_r / \rho_w) - 1 \quad (1)$$

donde:

ρ_r = densidad de la roca

ρ_w = densidad del agua

El diámetro usado se relaciona a la densidad media de la roca o del elemento de hormigón de coraza y se le llama el diámetro nominal:

$$D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3} \quad (2)$$

donde:

D_{n50} = diámetro nominal (D_n para elementos de hormigón)

M_{50} = masa unitaria media dada por el 50 % en la curva de distribución de masa (M para elementos de hormigón)

El parámetro $H/\Delta D$ cambia, por consiguiente, a $H_s/\Delta D_{n50}$ (o $H_s/\Delta D_n$ para elementos de hormigón).

La influencia del período de la ola es descrita, a veces, usando el parámetro adimensional llamado "inclinación de la ola en aguas profundas", definido como:

$$s_o = 2\pi H/gT^2 \quad (3)$$

El uso de H_s y T_m o T_p en la Ec. 3 da una diferenciación a s , respectivamente s_{om} y s_{op} .

El parámetro más útil para describir la acción de las olas sobre un talud es la similaridad de rompiente o parámetro de la rompiente, ξ , que relaciona el ángulo del talud con la inclinación de la ola, y da una clasificación de los tipos de rompientes:

$$\xi = \tan \alpha / \sqrt{s_o} \quad (4)$$

El parámetro de similaridad de rompiente ha sido utilizado en ocasiones para describir la forma de rotura de las olas sobre una playa o sobre una estructura, ver Fig. 3. Debe notarse que en este trabajo se han definido diferentes versiones de este parámetro, reflejando los enfoques de diferentes investigadores. En esta sección, ξ_m y ξ_p se usan cuando s_o es descrito como s_{om} y s_{op} .

Figura 3. Tipos de rompientes mostrados como función de ξ , Battjes (1974)

Para taludes dinámicamente estables con desarrollo de perfil no puede definirse un parámetro de similaridad de rompiente si el talud no es recto. Más aún, las estructuras dinámicamente estables están definidas por un amplio rango de valores de $H_a/\Delta D_{n50}$. En este caso es posible también relacionar el período de la ola al diámetro nominal y hacer un parámetro combinado "altura de ola-período". Este parámetro se define como:

$$H_oT_o = H_a/\Delta D_{n50} * T_m (g/D_{n50})^{1/2} \quad (5)$$

La relación entre $H_a/\Delta D_{n50}$ se muestra a continuación:

Estructura	$H_a/\Delta D_{n50}$	H_oT_o
Rompeolas estáticamente estables	1 - 4	< 100
Taludes y playas de roca	6 - 20	200 - 1500
Playas de grava	15 - 500	1000 - 200,000
Playas de arena	> 500	> 200,000

Otro parámetro que relaciona la altura y el período de las olas (o inclinación de las olas) al diámetro nominal fue introducida por Ahrens (1987). En el Shore Protection Manual, la relación $H_a/\Delta D_{n50}$ es llamada frecuentemente N_a . Ahrens incluyó la inclinación de la ola en un número de estabilidad modificado N_a^* , definido por:

$$N_a^* = N_a s_p^{-1/3} = H_a/\Delta D_{n50} s_p^{-1/3} \quad (6)$$

En esta ecuación, s_p es la inclinación local de la ola y no la inclinación de la ola en aguas profundas. La inclinación de la ola local se calcula usando la longitud de ola local mediante la teoría de Airy, donde la inclinación de la ola en aguas profundas se calcula por medio de la Ec. 5. Este número modificado N_a^* guarda una relación muy estrecha con el parámetro H_oT_o definido por la Ec. 5. A continuación se brinda una lista de parámetros "altura-período" de ola:

$$H_a/\Delta D_{n50} = N_a$$

$$H_a/\Delta D_{n50} s_p^{-1/3} = N_a^*$$

$$H_a/\Delta D_{n50} T_m (g/\Delta D_{n50})^{1/2} = H_oT_o$$

$$H_a/\Delta D_{n50} s_{om}^{-0.5} (2\pi H_a / \Delta D_{n50})^{1/2} = H_oT_o$$

$$\xi_m = \tan \alpha / (s_{om})^{1/2}$$

2.2 Parámetros estructurales relacionados con la roca.

El parámetro más importante que se relaciona con la roca es el diámetro nominal definido por la Ec. (2). Se relaciona con esto,

desde luego, M_{50} , el valor correspondiente al 50 % en la curva de distribución de masa. La granulometría de la roca puede ser dada por la relación D_{85}/D_{15} , donde D_{85} y D_{15} son los valores que corresponden al 85 % y al 15 % en las curvas de tamices, respectivamente. Estos son los parámetros más importantes en lo que respecta a la estabilidad de las capas de coraza. En la Tabla 1 se muestran ejemplos de granulometría tanto con las clases de rocas como con las relaciones D_{85}/D_{15} .

Granulometría estrecha $D_{85}/D_{15} < 1.5$		Granulometría amplia $1.5 < D_{85}/D_{15} < 2.5$		Granulometría muy amplia $D_{85}/D_{15} > 2.5$	
Clase	D_{85}/D_{15}	Clase	D_{85}/D_{15}	Clase	D_{85}/D_{15}
15-20 t	1.40	1-9 t	2.08	50-1000kg	2.71
10-15 t	1.14	1-6 t	1.82	20-1000kg	3.68
5-10 t	1.26	0.1-1 t	2.15	10-1000kg	4.64
3-7 t	1.33	0.1-0.5 t	1.71	10-500 kg	3.68
1-3 t	1.44	0.05-0.03t	1.82	10-300 kg	3.10
300-1000kg	1.49	0.01-0.08t	2.00	20-300 kg	2.46

Tabla 1. Ejemplos de granulometrías.

2.3 Parámetros estructurales relacionados con la sección transversal.

Hay gran cantidad de parámetros relacionados con la sección transversal y muchos de ellos son obvios. La Figura 4 hace un recuento de ellos. Los parámetros son los siguientes:

- Borde libre de la corona, respecto al nivel de aguas tranquilas R_c
- Borde libre de la corona de la coraza, respecto al nivel de aguas tranquilas A_c
- Diferencia entre la corona del parapeto y la corona de la coraza F_c
- Nivel de la corona de la coraza respecto al fondo h_c
- Ancho de la estructura B
- Ancho de la berma de la coraza al nivel de la corona G_c
- Espesor de la coraza, de la capa subyacente, del filtro t_a, t_u, t_f
- Porosidad del área n_a
- Angulo del talud de la estructura α
- Profundidad del pie del talud por debajo del nivel h_t

La permeabilidad de la estructura tiene influencia en la estabilidad de la capa de coraza. La permeabilidad depende del tamaño de las capas de filtro y del núcleo y puede venir dada por un parámetro de noción de permeabilidad, P . Ejemplos de P se muestran en la Figura 5, basados en el trabajo de Van der Meer (1988a).

Figura 4. Parámetros predominantes en relación con la sección transversal.

El límite inferior de P es una capa de coraza con un espesor de dos diámetros sobre un núcleo impermeable (arena o arcilla) y con sólo

una delgada capa de filtro. Este límite inferior viene dado por $P = 0.1$. El límite superior de P viene dado por una estructura homogénea que conste solamente de rocas de coraza. En este caso, $P = 0.6$. En la Figura 5 se muestran otros dos valores y cada estructura en particular debe ser comparada con las estructuras dadas para hacer un estimado del factor P .

Figura 5. Factor de noCIÓN de permeabilidad P para varios tipos de estructuras.

2.4 Parámetros estructurales relacionados con la respuesta de la estructura.

El comportamiento de la estructura puede ser descrito mediante unos cuantos parámetros. Las estructuras estáticamente estables son descritas mediante el desarrollo del daño. El mismo puede ser definido por la cantidad de rocas que son desplazadas o la distancia desplazada del parapeto de coronación. Las estructuras dinámicamente estables son descritas mediante un perfil desarrollado.

El daño a una capa de roca de coraza puede ser dado como un porcentaje de rocas desplazadas con relación a un área determinada (una capa completa o parte de ella). En este caso, sin embargo, es difícil comparar diferentes estructuras si los valores de los daños están relacionados con diferentes totales para cada estructura. Otra posibilidad es la de describir el daño como el área erosionada alrededor del nivel de aguas tranquilas. Cuando esta área erosionada se relaciona con el tamaño de las rocas, se presenta un nivel adimensional de daño que es independiente del tamaño (ángulo del talud y altura) de la estructura. Este nivel de daño se define como:

$$S = A_e / D_{n50}^2 \quad (7)$$

donde:

S = nivel de daño

A_e = área erosionada alrededor del nivel de aguas tranquilas

En la Figura 6 se muestra un gráfico de una estructura con daño. El nivel de daño toma en cuenta el asentamiento y el desplazamiento. Una descripción física del daño, S , es el número de cuadrados con lados de tamaño igual a D_{n50} que caben dentro del área erosionada. Otra descripción de S es el número de rocas cúbicas de lado igual a D_{n50} dentro de una faja de estructura cuyo ancho sea igual a D_{n50} . El número real de piedras erosionadas dentro de esta faja puede ser mayor o menor que S , dependiendo de la porosidad, la granulometría de las rocas de la coraza y la forma de dichas rocas. Generalmente, el número real de rocas erosionadas dentro de una faja de ancho igual a D_{n50} es de 0.7 a 1 vez el daño S .

Los límites de S dependen principalmente del ángulo del talud de la estructura. Para una capa de rocas de espesor igual a dos diámetros, se pueden usar los valores que aparecen en la Tabla 2. El daño inicial de $S = 2-3$ es de acuerdo con el criterio de la fórmula de Hudson que da de 0-5 % de daño. El fallo se define como la exposición de la capa de filtro. Para valores de S mayores que 15-20, la deformación de la estructura la puede llevar a un perfil de forma de "S" y debe ser considerada entonces como dinámicamente estable.

Se sugiere otra definición para el daño a elementos de coraza hechos de hormigón. En este caso, el daño puede ser definido como el daño

relativo, N_o , que es el número real de unidades desplazadas con relación a un ancho (a lo largo del eje longitudinal de la estructura) de un diámetro nominal D_n . Para cubos, D_n es el lado del cubo, para tetrápodos, $D_n = 0.65 D$, donde D es la altura del elemento y para bloques accropode, $D_n = 0.7 D$. La definición de N_o es comparable con la definición de S , a pesar de que S incluye desplazamiento y asentamiento, pero no toma en cuenta la porosidad de la capa de coraza. Generalmente, S es alrededor de dos veces N_o .

Las estructuras dinámicamente estables son aquéllas donde se acepta un desarrollo de perfil. Los elementos (rocas, grava o arena) son desplazados por la acción de las olas hasta llegar a un perfil en el que la capacidad de transporte a lo largo del mismo se reduce a un mínimo. La estabilidad dinámica se caracteriza por el parámetro de diseño "perfil". En la Figura 7 se muestra un ejemplo de un perfil esquematizado. El perfil consiste en la corona de una playa (el punto más alto del perfil), un talud curvado en las inmediaciones del nivel de aguas tranquilas (por encima del nivel de aguas tranquilas, empinado; por debajo del mismo, suave) y una parte más empinada a una profundidad relativamente pequeña por debajo del nivel de aguas tranquilas. Para pendientes suaves (el talud del cascajo $> 1:5$) se encuentra un escalón en esta parte profunda. El perfil de la Figura 7 está caracterizado por diferentes alturas, longitudes y ángulos. En la Figura 8 se muestran los mismos tipos de perfiles para taludes iniciales de 1:2, 1:3 y 1:5, pero sin los parámetros característicos.

Talud	Daño inicial	Daño intermedio	Fallo
1 : 1.5	2	3-5	8
1 : 2	2	4-6	8
1 : 3	2	6-9	12
1 : 4	3	8-12	17
1 : 6	3	8-12	17

Tabla 2. Valores de S para un capa de coraza de espesor igual a dos diámetros

Figura 7. Perfil esquematizado para un talud inicial de 1:5.

3 INTRODUCCION A LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.

La Figura 4 da un resumen de los parámetros estructurales relacionados con la sección transversal. La respuesta de la estructura bajo cargas hidráulicas será descrita en esta sección y se enseñarán las herramientas de diseño. Las herramientas que se brindarán en esta sección serán capaces de diseñar una gran cantidad de tipos de estructuras. No obstante, debe recordarse que cada regla de diseño tiene sus limitaciones. Para cada estructura importante y cuya construcción sea costosa, se recomienda llevar a cabo estudios de modelos físicos.

Figura 8. Perfiles con taludes iniciales de 1:2, 1:3 y 1:5.

La Figura 9 da la misma sección transversal que la Figura 4, pero muestra las diferentes partes que serán descritas en los próximos ^{Epígrafes} ~~Epígrafes~~. Aquí se mostrarán algunos puntos y reglas generales para el diseño de las secciones transversales. Estos son los siguientes:

- El ancho mínimo de coronación.
- El espesor de las capas de coraza.
- La cantidad de rocas individuales por superficie (área).
- La cota del fondo de la capa de roca.

Figura 9. Varias partes de una estructura

El ancho de la coronación es determinado frecuentemente por el método constructivo empleado (para el acceso de camiones y grúas por encima del núcleo) o por los requerimientos funcionales (caminos o muros de coronación en la parte superior de la estructura). En el caso de que el ancho de la coronación pueda ser pequeño, deberá tomarse el ancho mínimo requerido. De acuerdo con el Shore Protection Manual (SPM) de 1984, este ancho mínimo será:

$$B_{min} = (3-4)D_{n50} \quad (8)$$

El espesor de las capas y la cantidad de elementos por m² es dado por las expresiones:

$$t_a = t_u = t_f = n k_t D_{n50} \quad (9)$$

$$N_a = n k_t (1 - n_v) D_{n50}^{-2} \quad (10)$$

donde:

- t_a, t_u, t_f = espesores de capa de coraza, capa subyacente o filtro
- n = número de capas
- k_t = coeficientes de espesor de la capa
- n_v = porosidad volumétrica

Los valores de k_t y n_v son tomados del SPM (1984).

		k_t	n_v
rocas redondeadas,	$n = 2$	1.02	0.38
rocas angulosas,	$n = 2$	1.15	0.37
rocas angulosas,	$n > 3$	1.10	0.40
rocas clasificadas		-	0.37
cubos	$n = 2$	1.10	0.47
tetrápodos	$n = 2$	1.04	0.50
dolos	$n = 2$	0.94	0.56

El número de elementos en una capa de roca depende de la granulometría de dicha roca. Los valores de k_t dados anteriormente describen una granulometría bastante estrecha (piedras uniformes). Para el rip

rap y para materiales de una granulometría aún más amplia, la cantidad de rocas no puede ser estimada fácilmente. En ese caso, puede usarse el volumen de roca en la estructura.

La cota del fondo de la capa de coraza debe ser extendida pendiente abajo hasta una elevación que esté por debajo del nivel de aguas tranquilas o de, al menos, un valor igual a una altura de ola (significativa), si la altura de la ola no está limitada por la profundidad del agua. Bajo condiciones de profundidad limitada, la capa de coraza deberá ser extendida hasta el fondo, como muestra la figura 9, y se le hará un talud de apoyo al pie.

4 CAPAS DE CORAZA HECHAS DE ROCAS.

En ~~esta~~^{la} última mitad de este siglo, se han propuesto muchos métodos para la predicción del tamaño de las rocas que componen la capa de coraza, diseñados para soportar la acción de las olas. Los que se tratarán con más detalle en este epígrafe serán la Fórmula de Hudson como se muestra en el Shore Protection Manual (1984) y las fórmulas derivadas por Van der Meer (1988a).

La fórmula original de Hudson se escribe de la siguiente manera:

$$M_{50} = \rho_r H_s^3 / K_D A^3 \cot \alpha$$

(11)

K_D es un coeficiente de estabilidad que toma en cuenta todas las otras variables. Los valores de K_D sugeridos para el diseño corresponden a la condición de "no daño", en la cual pueden ser desplazadas solamente el 5 % de los elementos de coraza. En la edición de 1973 del Shore Protection Manual, los valores de K_D dados para dos capas de rocas angulosas, en el cuerpo del rompeolas, fueron $K_D = 3.5$ para olas rompientes y $K_D = 4.0$ para olas no rompientes. La definición de olas rompientes y no rompientes es diferente de la de olas "plunging" y "surging" descritas en el Epígrafe 2.1. Una ola rompiente, en la Ec. 11, significa que la ola rompe, debido a la orilla en frente de la estructura, directamente sobre la capa de coraza. Esto no describe el tipo de rompiente debido al talud de la estructura en sí.

Cuando no se llevaban a cabo ensayos con oleaje aleatorio (random waves), se sugería usar H_s en la Ec. 11. Para la edición de 1984, la recomendación que se brindaba era más cautelosa. El SPM recomienda actualmente $H = H_{10}$, que es el promedio de los valores correspondientes al 10 % de las olas más altas de todas. Para el caso tratado anteriormente, el valor de K_D para olas rompientes fue revisado y disminuido de 3.5 a 2.0 (para olas no rompientes, se mantuvo el valor de 4.0). El efecto de estos dos cambios es equivalente a un incremento en el peso unitario de la roca requerida de **alrededor de 3.5**.

Las principales ventajas de la Fórmula de Hudson son su simplicidad y el amplio rango de elementos y configuraciones para los cuales se han derivado valores de K_D . La Fórmula de Hudson también tiene muchas limitaciones, ~~incluyendo, a grandes rasgos:~~ ^{ENTRE ELLAS:}

- Efectos potenciales de escala debido a las pequeñas escalas a las que la mayoría de los ensayos fueron llevados a cabo;
- El uso exclusivo de olas regulares;
- La fórmula no toma en cuenta la duración de la tormenta ni el período de las olas;
- No se describe el nivel de daño;

- Solamente puede usarse para estructuras no rebasables (non-overtop ped) y de núcleos permeables.

El uso de $K_D \cot \alpha$ no siempre es la mejor descripción del efecto del ángulo del talud. Por consiguiente, puede ser conveniente definir un número de estabilidad sin este término $K_D \cot \alpha$. Más aún, puede ser frecuentemente de ayuda trabajar en términos de una dimensión lineal del elemento de coraza, tal como un diámetro típico o nominal. La fórmula de Hudson puede ser re-escrita de la siguiente manera:

$$H_a / \Delta D_{n50} = N_s = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (12)$$

La Ec. 12 muestra que la fórmula de Hudson puede ser descrita en términos del parámetro estructural $H_a / \Delta D_{n50}$ discutido en el inciso 2.1.

Basado en los trabajos previos de Thompson y Shuttler (1975), en Delft Hydraulics se llevó a cabo una extensa serie de ensayos de modelos [Van der Meer y Pilarczyk (1987), Van der Meer (1987), (1988a), (1988b)]. Los ensayos incluían estructuras con un amplio rango de permeabilidades del núcleo y capa subyacente a la coraza, así como un rango mayor de condiciones de oleaje. Se derivaron dos fórmulas para oleajes "plunging" y "surging", respectivamente. Estas fórmulas pueden ser escritas como:

para olas de rompiente de vuelco (plunging waves):

$$H_a / \Delta D_{n50} = 6.3 P^{0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (13)$$

y para olas de rompiente ampollada (surging waves):

$$H_a / \Delta D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad (14)$$

La transición de oleaje "plunging" a "surging" puede ser calculada usando un valor crítico de ξ_m :

$$\xi_{mc} = [6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}]^{1/(P+0.5)} \quad (15)$$

Para $\cot \alpha \geq 4.0$, la transición de "plunging" a "surging" no existe y para esos ángulos de talud solamente debe usarse la Ec. 13. Todos los parámetros utilizados en las Ecs. 13 - 15 son descritos en el Epígrafe 2. El factor de noción de permeabilidad P se muestra en la Figura 5. El factor P debe estar entre 0.1 y 0.6.

En la Tabla 2 se muestran los valores de diseño para el nivel de daño S en cuestión. El nivel "inicio del daño", $S = 2 - 3$, es igual a la definición de "no daño" en la fórmula de Hudson, Ec. 11. El número máximo de olas N que debe ser usado en las Ecs. 13 y 14 es de 7 500. Después de este número de olas, la estructura, más o menos, ha llegado a un equilibrio.

La inclinación de la ola debe estar entre $0.005 < s_m < 0.06$ (casi el rango posible completo). La densidad se varió en los ensayos entre 2 000 kg/m³ y 3 100 kg/m³, lo cual es también el posible rango de aplicación.

La confiabilidad de las fórmulas depende de las diferencias debidas al comportamiento aleatorio de los taludes de rocas, la precisión en la medición del daño y el ajuste de las curvas de los resultados de los ensayos. La confiabilidad de las fórmulas 13 y 14 puede ser expresada dando a los coeficientes 6.2 y 1.0 en las ecuaciones una distribución normal con una determinada desviación standard. El coeficiente 6.2 puede ser descrito mediante una desviación standard

de 0.8 (coeficiente de variación 6.5 %) y el coeficiente 1.0 mediante una desviación standard de 0.08 (8%). Estos valores son significativamente más bajos que los de la fórmula de Hudson al 18 % para $K_D^{1/3}$ (con valor K_D medio de 4.5). Con estas desviaciones standard es simple incluir el 90 % de otras bandas de confianza.

Figura 10. Comparación de las Ecs. 13 - 15 con la fórmula de Hudson.

Las Ecs. 13 - 15 son más complejas que la fórmula de Hudson (11). Ellas también incluyen el efecto del período de las olas, la duración de la tormenta, la permeabilidad de la estructura y un nivel de daño claramente definido. Esta es también la razón de por qué pueden ocurrir diferencias entre la fórmula de Hudson y las fórmulas 13-15. Aquí se hace una comparación entre los dos casos. El término $H_a/\Delta D_{50}$ en la fórmula de Hudson se relaciona solamente con el ángulo del talud $\cot \alpha$. Por consiguiente, se plotea un gráfico de $H_a/\Delta D_{50}$ o N_a contra $\cot \alpha$ para la fórmula de Hudson como muestra una curva. Las fórmulas 13 - 15 toman en cuenta el período de la ola (o su inclinación), la permeabilidad de la estructura y la duración de la tormenta. El efecto de estos parámetros se muestra en la Figura 10. El gráfico superior muestra las curvas para una estructura permeable después de una tormenta de duración de 1 000 olas (un poco más que el número empleado por Hudson). El gráfico inferior da la estabilidad de un revestimiento impermeable después de un ataque de 5 000 olas (equivalente, en la Naturaleza, a una duración de 5-10 horas). Se muestran curvas para diferentes inclinaciones de olas. El gráfico inferior brinda la estabilidad de un revestimiento impermeable después del ataque de 5 000 olas (equivalente a 5-10 horas en la naturaleza). Se muestran las curvas para diferentes inclinaciones de olas.

Es más difícil trabajar con las Ecs. 13 - 15 que con la fórmula de Hudson. Para un buen diseño, se requiere hacer un análisis de sensibilidad de todos los parámetros de las ecuaciones.

El procedimiento determinístico es hacer gráficos de diseño donde se evalúa un parámetro. Aquí se dan tres ejemplos, dos de ellos para un gráfico de altura de ola vs. parámetro de similaridad de rompiente, que muestra tanto la influencia de la altura de ola como la de la inclinación de la misma (el clima de olas); el tercero es un gráfico de altura de ola vs. daño, el cual es comparable con el modo convencional de presentar los resultados de los ensayos de modelos de estabilidad.

El parámetro cuya influencia se muestra en la Figura 11 es el nivel de daño S . Se muestran cuatro niveles: $S = 2$ (inicio del daño), $S = 5$ y 8 (daños intermedios) y $S = 12$ (se hace visible la capa de filtro). La estructura propiamente dicha es descrita por: $D_{50} = 1.0$ m. ($M_{50} = 2.6$ t), $\Delta = 1.6$, $\cot \alpha = 3.0$, $P = 0.5$ y $N = 3$ 000.

Figura 11. Influencia del nivel de daño en el gráfico de $H_a - \xi_m$

El parámetro cuya influencia se muestra en la Figura 12 es el factor de permeabilidad P . Se muestran cuatro valores: $P = 0.1$ (núcleo impermeable), $P = 0.3$ (núcleo algo permeable) y $P = 0.6$

(estructura homogénea). La estructura propiamente dicha se describe por medio de: $D_{n50} = 1.0$ m. ($M_{50} = 2.6$ t), $\Lambda = 1.6$, $\cot \alpha = 3.0$, $P = 0.5$ y $N = 3\ 000$.

En la Figura 13 se muestran dos curvas de daño, una para un talud de $\cot \alpha = 2.0$ y una inclinación de ola de $s_m = 0.02$, y una para un talud de ángulo $\cot \alpha = 3.0$ con una inclinación de ola de 0.05 . Si se conoce el clima de olas extremo, los gráficos como el mostrado en esta figura son muy útiles para determinar la estabilidad de la capa de coraza de la estructura. El gráfico también muestra los niveles de confianza del 90 %, los cuales dan una buena idea acerca de la posible variación de la estabilidad. Esta variación debe ser tenida en cuenta por el proyectista de la estructura. La misma clase de gráficos puede ser derivada de las Ecs. 13 - 15 para otros parámetros, ver Van der Meer (1988b).

Se sigue un procedimiento determinístico de diseño si se usan ecuaciones de estabilidad, tales como H_a vs. ξ_m y H_a vs. daño (ver Figuras 11-13) y si se lleva a cabo un análisis de sensibilidad. Otro procedimiento de diseño es el enfoque probabilístico. Las Ecs. 13 y 14 pueden ser re-escritas en términos de las llamadas funciones de confiabilidad y se supone que todos los parámetros sean estocásticos con una distribución supuesta. En este trabajo se dará solamente un ejemplo del enfoque probabilístico. Una descripción más detallada se puede encontrar en Van der Meer (1988b).

En la Tabla 3 se dan los parámetros de la estructura con el valor medio, el tipo de distribución y la desviación standard. Estos valores se usaron en un método de nivel II segundo momento primer orden (FOSM, en inglés) con enfoque de distribución aproximada completa (AFDA). Con este método, se calculó la probabilidad de exceder un cierto nivel de daño en un año. Estas probabilidades fueron usadas para calcular la probabilidad de exceder un cierto nivel de daño en un intervalo de vida determinado de la estructura.

El parámetro FH_a describe la incertidumbre de la altura de ola para un período de retorno dado. La altura de ola propiamente dicha se describe mediante una distribución de Weibull de dos parámetros. Los coeficientes a y b toman en cuenta la confiabilidad de las fórmulas, incluyendo el comportamiento aleatorio de los taludes de roca.

Figura 12. Influencia de la permeabilidad en un gráfico $H_a - \xi_m$.

Figura 13. Gráfico altura de ola - daño.

Parámetro	Distribución	Promedio	Desviación standard
D_{n50}	Normal	1.0	0.03
Λ	Normal	1.6	0.05
cota	Normal	3.0	0.15
P	Normal	0.5	0.05
N	Normal	3000	1,500
H_a	Weibull	B=0.3	C=2.5
FH_a	Normal	0	0.25
s_m	Normal	0.04	0.01
a (Ec.13)	Normal	6.2	0.4
b (Ec.14)	Normal	1.0	0.08

Tabla 3. Parámetros usados en cálculos probabilísticos de Nivel II.

Los resultados finales se muestran en la Figura 14, donde el daño S se plotea contra la probabilidad de excedencia en el tiempo de vida de la estructura. De esta figura se desprende que el inicio del daño (S = 2) ocurrirá realmente en un tiempo de vida de la estructura de 50 años. El daño tolerable (S = 5-8) en el mismo tiempo de vida de la estructura ocurrirá con una probabilidad de 0.2 - 0.5. La probabilidad de que la capa de filtro se haga visible (fallo) es menor que 0.1. Las curvas de probabilidad que se muestran en la Figura 14 pueden ser usadas para hacer una optimización de costos para la estructura durante su período de vida, incluyendo mantenimiento y reparación, para ciertos niveles de daño.

Hasta ahora, la altura de ola significativa H_a se usaba en las ecuaciones de estabilidad. En condiciones de aguas poco profundas, la distribución de las alturas de olas se desvía de la distribución de Rayleigh (la curva se trunca debido a la rotura de las olas). El SPM (1984) da preferencia al uso de H_{10} , lo cual, en caso de sustituir a la altura de una ola regular, es un estimado conservador. Ensayos posteriores en un talud 1:30 y orilla de profundidad limitada, realizados por Van der Meer (1988a) mostraron que $H_{2\%}$ era el mejor valor para el diseño en condiciones de profundidad limitada. Esto significa que la estabilidad de la capa de coraza en situaciones de profundidad limitada es mejor descrita mediante $H_{2\%}$ que mediante H_a . Las Ecs. (13)-(15) pueden ser rearrregladas con la conocida relación de $H_{2\%}/H_a = 1.40$. Las ecuaciones se convierten en:

Para olas de rompiente tipo rodante o vuelco (plunging waves):

$$H_{2\%}/\Delta D_{n50} = 8.7 P^{0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (16)$$

Figura 14. Probabilidad de sobrepaso del nivel de daño S en la vida útil de la estructura.

y para olas de rompiente ondulante (surging waves):

$$H_{2\%}/\Delta D_{n50} = 1.4 P^{0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad (17)$$

Las Ecs. 16 y 17 toman en cuenta el efecto de las situaciones de profundidad limitada. Un enfoque seguro, no obstante, es usar las Ecs. 13 y 14 con H_a . En ese caso, no se toma en cuenta que la curva se trunca debido a la rotura de las olas, lo cual puede ser supuesto como un enfoque seguro.

Las Ecs. 13 y 14 son válidas para granulometrías estrechas y amplias hasta $D_{85}/D_{15} = 2.5$, cuando se usa D_{n50} . Las granulometrías muy amplias pueden ser clasificadas mediante $D_{85}/D_{15} > 2.5$. Allsop (1990) llevó a cabo un estudio de modelos de la estabilidad de granulometrías muy amplias con $D_{85}/D_{15} = 4.0$. Un número limitado de ensayos fue realizado en una estructura 1:2 con núcleo impermeable (revestimiento). Dichos ensayos mostraron primero el desplazamiento de rocas pequeñas y posteriormente de las rocas mayores. Dos de estos ensayos mostraron gran daño (S = 10-13) y una repetición de estos ensayos

exactamente con las mismas condiciones no mostró daño alguno ($S = 2$). Esta gran dispersión puede ser un efecto debido a la gran amplitud de la granulometría.

Más aún, es difícil obtener una buena granulometría a todo lo largo de la estructura y el M_{50} o el D_{50} pueden cambiar considerablemente a lo largo de la misma.

Basándose en los ensayos de modelos de Allsop (1990) y en las dificultades para construir una capa homogénea de coraza, se aconseja no usar granulometrías muy amplias ($D_{85}/D_{15} > 2.5$) para un revestimiento. Pudiera ser posible utilizar granulometrías muy amplias para estructuras tipo arrecife, que consiste solamente de una masa homogénea de rocas. En tal caso, se requieren ensayos de modelos. La Tabla 1 da ejemplos de granulometrías estrechas, amplias y muy amplias.

5 CAPAS DE CORAZA CON ELEMENTOS DE HORMIGÓN.

La fórmula de Hudson (11) fue dada en el Capítulo 4 con valores de K_D para rocas. El Shore Protection Manual (1984) da una Tabla con valores para un gran número de elementos de hormigón. Los más importantes son: $K_D = 6.5$ y 7.5 para cubos, $K_D = 7.0$ y 8.0 para tetrápodos y $K_D = 15.8$ y 31.8 para dolos, en el que el primer número en cada caso es para olas rompientes y el segundo, para olas no rompientes. Para otros elementos, hay que referirse al SPM (1984).

La extensa investigación realizada por Van der Meer (1988c) en rompeolas con elementos de coraza hechos de hormigón se basó en las variables predominantes halladas para la estabilidad de las rocas. La investigación fue limitada a sólo una sección transversal (ángulo del talud y permeabilidad) para cada elemento de hormigón de coraza. Por consiguiente, el ángulo del talud, $\cot \alpha$, y consecuentemente el parámetro de similaridad de rompiente, ξ_m , no están presentes en la fórmula desarrollada en base a los resultados de la investigación. Lo mismo tiende a ocurrir con el factor de noción de permeabilidad, P . Este factor fue de $P = 0.4$.

Los rompeolas con capas de coraza de elementos de unidades que se entrelazan son generalmente construidos con taludes empinados del orden de 1:1.5. Por consiguiente, este ángulo de talud fue escogido para ensayos con cubos y tetrápodos. Los accropodes son colocados generalmente en taludes 1:1.33, y éste fue el talud que se empleó en los ensayos con este tipo de bloques. Los cubos fueron seleccionados ya que estos elementos son unidades robustas que tienen buena resistencia contra fuerzas de impacto. Los tetrápodos son ampliamente usados en todo el mundo y tienen un buen grado de trabazón. Los accropodes fueron seleccionados ya que estos elementos pueden ser considerados como lo más reciente en cuanto a tecnología, son bloques fuertes que tienen gran trabazón y son un sistema que se coloca en una sola capa. Para todos los ensayos se aplicó una pendiente uniforme hacia la orilla de 1:30. Solamente para el caso de las olas más altas que fueron generadas, algunas olas rompieron debido a condiciones de profundidad limitada.

El daño a los elementos de hormigón puede ser descrito mediante el número de daño N_o , tal como se describiera en el epígrafe 2.4. N_o es la cantidad real de elementos desplazados con relación al ancho (a lo largo del eje longitudinal del rompeolas) de un diámetro nominal, D_n .

Como solamente se investigó un ángulo de talud, la influencia del período de la ola no debe darse dentro de las fórmulas incluyendo ξ_m .

ya que este parámetro incluye tanto el período (inclinación de la ola) y el ángulo de la pendiente. La influencia del período, por lo tanto, vendrá dada por la inclinación de la ola s_m . La fórmula, para los cubos, está dada por la expresión:

$$H_a/\Delta D_n = (6.7 N_o^{0.4}/N_o^{0.3} + 1.0) s_m^{-0.1} \quad (18)$$

Para tetrápodos:

$$H_a/\Delta D_n = (3.75 N_o^{0.5}/N_o^{0.25} + 0.85) s_m^{-0.2} \quad (19)$$

Para el criterio de no daño $N_o = 0$, las Ecs. (18) y (19) se reducen a:

$$H_a/\Delta D_n = s_m^{-0.1} \quad (N_o = 0, \text{ cubos}) \quad (20)$$

$$H_a/\Delta D_n = 0.85 s_m^{-0.2} \quad (N_o = 0, \text{ tetrápodos}) \quad (21)$$

La duración de la tormenta y el período de la ola no mostró influencia en la estabilidad del bloque Accropode y los criterios de "no daño" y "fallo" estuvieron muy cerca uno del otro. La estabilidad, por consiguiente, puede ser descrita por dos fórmulas simples:

$$\text{Inicio del daño, } N_o = 0: \quad H_a/\Delta D_n = 3.7 \quad (22)$$

$$\text{Fallo, } N_o > 0.5: \quad H_a/\Delta D_n = 4.1 \quad (23)$$

La confiabilidad de las Ecs. 18 - 23 puede ser descrita mediante un proceso similar a la de la roca. Los coeficientes 3.7 y 4.1 en las Ecs. 22 y 23 para los accropodes pueden ser considerados como variables estocásticas con una desviación standard de 0.2. El procedimiento para las Ecs. 18 - 21 es más complicado. Se supone una relación:

$$H_a/\Delta D_n = a f(N_o, N, s_m) \quad (24)$$

La función $f(N_o, N, s_m)$ se dio en las Ecs. 18 y 19. El coeficiente, a , puede ser considerado como una variable estocástica con un valor promedio de 1.0 y un a desviación standard. Del análisis se dedujo que esta desviación standard es $\sigma = 0.10$ tanto para las fórmulas de los cubos como las de los tetrápodos.

Las Ecs. 13 y 14 y las 18 - 23 describen la estabilidad de rocas, cubos, tetrápodos y accropodes. En la Figura 15 se hizo una comparación de estabilidad, donde se muestran, para todos los elementos, se muestran curvas para dos niveles de daño: "inicio de daño" ($S = 2$ para roca y $N_o = 0$ para elementos de hormigón) y "fallo" ($S = 8$ para roca, $N_o = 2$ para cubos, $N_o = 1.5$ para tetrápodos y

$N_o > 0.5$ para accropodes). Las curvas fueron dibujadas para $N=3\ 000$ y se plotearon para $H_a/\Delta D_n$ vs. la inclinación de la ola, s_m .

Figura 15. Comparación de estabilidad de rocas, cubos, tetrápodos y accropodes.

De la Figura 15, se pueden sacar las siguientes conclusiones:

- El inicio del daño para rocas y cubos es casi el mismo. Esto se debe parcialmente a que, para los cubos, la definición de "no daño" es más estricta ($N_0 = 0$). El nivel de daño $S = 2$ para roca significa que se permite un pequeño desplazamiento (no obstante, siguiendo el criterio de Hudson de "no daño").
- La estabilidad inicial de los tetrápodos es mayor que la de las rocas y cubos y la estabilidad inicial de los accropodes es mucho mayor aún. Como, para los accropodes, el inicio del daño y el fallo se hallan muy cerca, se debe usar un coeficiente de seguridad para el diseño (por ejemplo, un factor de 1.5 en el valor de $H_m / \Delta D_n$).
- El fallo de los taludes se alcanza en este orden: primero las rocas, después los cubos, tetrápodos y accropode. La estabilidad en el fallo (en términos de valores de $H_m / \Delta D_n$) es más parecida para tetrápodos y accropodes que en el estado de daño inicial.

Otro gráfico que puede derivarse directamente de las fórmulas de estabilidad (18 y 19) es el de altura de ola-daño. La Figura 16 da un ejemplo para cubos y muestra también las bandas del 90 % de confianza, usando las desviaciones standard anteriormente descritas.

Figura 16. Curva de altura de ola-daño para cubos con 90 % de niveles de confianza.

6 ESTRUCTURAS DE CORONACION BAJA.

En la medida que las estructuras sean lo suficientemente altas para evitar el sobrepaso (overtopping), la capa de coraza en la parte trasera puede ser mucho menor que en la cara frontal. Las dimensiones de la roca, en ese caso, serán determinadas, entonces, por aspectos de índole prácticos tales como la disponibilidad de roca, etc.

La mayoría de las estructuras, sin embargo, son diseñadas para tener algún sobrepaso o aún un sobrepaso severo bajo las condiciones de diseño. Otras estructuras son tan bajas que también son sobrepasadas en condiciones ordinarias. Las estructuras con la cota de coronación alrededor del nivel de aguas tranquilas y, en ocasiones, las que la tienen muy por debajo de este nivel tendrán siempre sobrepaso y transmisión del oleaje.

Es obvio que, cuando la cota de coronación de una estructura es baja, la energía de las olas puede pasar por encima de la estructura. Esto tiene dos efectos: primero, la coraza en la cara frontal puede ser menor que en una estructura no rebasable (non-overtopped), debido a que la energía se pierde en el lado frontal.

El segundo efecto es que la coronación y la parte superior deben ser protegidas con rocas que puedan soportar el ataque de las olas que las sobrepasan (overtopping waves). Para las estructuras de rocas, se utiliza en ocasiones el mismo elemento en la cara frontal, la coronación y la cara posterior. En este trabajo se darán los métodos para establecer el tamaño del elemento de coraza para estos tipos de estructuras.

Las estructuras de coronación baja pueden ser divididas en tres categorías, como se muestra en la Figura 17.

Figura 17. Secciones transversales de estructuras de coronación baja.

- Rompeolas dinámicamente estables tipo arrecifes.
Un rompeolas tipo arrecife es una pila de rocas homogéneas de colocación baja sin capa de filtro ni núcleo y se le permite ser reformada bajo la acción de las olas (Figura 17A). La altura de coronación de equilibrio, con su correspondiente transmisión, son los principales parámetros de diseño.
- Rompeolas de coronación baja dinámicamente estables ($R_c > 0$).
Estas estructuras son más parecidas a las no rebasables (non-overtopped), pero son más estables debido al hecho de que gran parte de la energía de las olas puede pasar por encima del rompeolas (Figura 17B).
- Rompeolas sumergidos estáticamente estables ($R_c < 0$).
Todas las olas sobrepasan estas estructuras y la estabilidad aumenta notablemente si la altura de la coronación disminuye (Figura 17C).

6.1 Rompeolas tipo arrecife (Figura 17A).

Los análisis de estabilidad hechos por Ahrens (1987) y Van der Meer (1990a) se concentraron en el cambio de la cota de coronación debido a la acción de las olas, ver Figura 17A. Ahrens definió un número de parámetros adimensionales que describen el comportamiento de la estructura. El parámetro principal es el factor de reducción relativa de la cota de coronación h_c/h'_c . El factor de reducción de cota de coronación h_c/h'_c es la relación de la elevación de la coronación al final de un ensayo con respecto a la que tenía al comienzo de dicho ensayo. Los valores límites naturales de h_c/h'_c son 1.0 y 0.0 respectivamente. Ahrens halló que para el rompeolas tipo arrecife que un período mayor de la ola daba un mayor desplazamiento de material que un período más corto. Por consiguiente, le introdujo el número de estabilidad espectral (o modificado), N^*_a , definido mediante la Ec. 6.

La cota relativa de coronación puede ser descrita por:

$$h_c = [A_t / \exp(aN^*_a)]^{0.5} \quad (25)$$

$$\text{con "a"} = -0.028 + 0.045c' + 0.034h'_c/h - 6.10^{-8} B_n^2 \quad (26)$$

y $h_c = h'_c$ si h_c en la Ec. (25) $> h'_c$.

La Ec. 26 fue deducida por Van der Meer (1990a), incluyendo todos los ensayos de Ahrens (1987). Los parámetros vienen dados por:

A_t = área de la sección transversal de la estructura

C = A_t/h'_c (talud de respuesta)

h = profundidad del agua al pie de la estructura

B_n = A_t / D_n^2 (número volumétrico)

La disminución de la altura de coronación de las estructuras tipo arrecifes, tal como se muestra en la Figura 17A, puede ser calculada con las Ecs. 25 y 26. Es posible dibujar curvas de diseño a partir de estas ecuaciones que dan la altura de la coronación como una función de N^*_a . En la Figura 18 se muestra un ejemplo.

6.2 Rompeolas de coronación baja estáticamente estables (Figura 17B).

La estabilidad de un rompeolas de coronación baja (rebasable, $R_c > 0$) puede ser relacionada a la estabilidad de una estructura no rebasable (non-overtopped). Por ejemplo, pueden usarse fórmulas de estabilidad como la (13) y la (14). El diámetro requerido de roca para un rompeolas rebasable puede entonces ser determinado mediante un factor de reducción para la masa del elemento de coraza, comparándolo con la masa necesaria para un elemento de una estructura no rebasable. Las ecuaciones deducidas de ello se basan en el análisis de Van der Meer (1990a).

$$\text{Factor de reducción para } D_{n50} = 1/(1.25 - 4.8 R_P^*) \quad (27)$$

para $0 < R_P^* < 0.052$

$$\text{donde } R_P^* = R_c/H_s (s_{op}/2\pi)^{0.5} \quad (28)$$

El parámetro R_P^* es una combinación de cota relativa de coronación, R_c/H_s y la inclinación de la ola s_{op} . Las curvas de diseño se muestran en la Figura 19. Para una estructura cuya cota de coronación esté al nivel del agua, se obtiene un incremento promedio de estabilidad del 20 por ciento. La masa requerida, en ese caso, es un factor $(1/1.25)^3 = 0.51$ del que se requeriría para una estructura no rebasable.

Figura 18. Estabilidad de un rompeolas tipo arrecife.

Figura 19. Curvas de diseño para rompeolas de cota baja de coronación ($R_c > 0$)

6.3 Rompeolas sumergidos (Figura 17C).

La estabilidad de los rompeolas sumergidos depende de la altura relativa de la coronación (relative crest height), el nivel de daño y el número de estabilidad espectral. Las fórmulas dadas se basan en un reanálisis de los textos de Givler y Sorensen (1986) hecho por Van der Meer (1990a). La estabilidad se describe como:

$$h_c'/h_s = (2.1 + 0.1 S) \exp(-0.14 N_s^*) \quad (29)$$

Cuando se tienen prefijados la cota de coronación, el nivel del agua, el nivel de daño, la altura de la ola y su período, puede ser calculado el AD_{n50} , dando finalmente el peso requerido de la roca.

La Ec. 29 se muestra en la Figura 20 para cuatro niveles de daño y puede ser usada como gráfico de diseño. Aquí nuevamente $S = 2$ es inicio del daño, $S = 5-8$ es daño moderado y $S = 12$ es "fallo" (bajando la cota de coronación más de un D_{n50}).

Figura 20. Curvas de diseño para rompeolas sumergidos ($R_c < 0$)

7 TALUDES DINAMICAMENTE ESTABLES (ROMPEOLAS DE BERMA).

Las estructuras estáticamente estables pueden ser descritas por el parámetro de daño S , ver epígrafe 2.4. Las estructuras dinámicamente estables pueden ser descritas por un perfil, ver Figuras 7 y 8. Se establecieron relaciones, basadas en extensos ensayos de modelos [Van der Meer (1988a)], entre los parámetros característicos de los perfiles, como se muestra en la Figura 7, y los parámetros hidráulicos y estructurales. Estas relaciones se usaron para hacer el modelo BREAKWAT en una microcomputadora. Este modelo plotea el perfil en un gráfico conjuntamente con el perfil inicial. Las condiciones de contorno para este modelo son:

- $H_s/\Delta D_{n50} = 3-500$ (rompeolas de berma, playas de roca y de grava).
- Talud inicial arbitrario.
- Coronación por encima del nivel de aguas tranquilas.
- Cálculo de una secuencia (establecida o supuesta) de tormentas (o mareas) usando el perfil previamente calculado como perfil inicial.

Los parámetros de entrada para el modelo son el diámetro nominal de la roca, D_{n50} , la granulometría de la roca, D_{85}/D_{15} , la densidad relativa Δ , la altura de ola significativa, H_s , el período medio de las olas, T_m , el número de olas (duración de la tormenta), N , la profundidad de agua al pie de la estructura, h , y el ángulo de incidencia de las olas, β . El perfil inicial está dado por un número de puntos (x,y) con líneas rectas entre ellos. Se puede hacer un segundo cálculo sobre el mismo perfil inicial o sobre el perfil calculado.

En la Figura 21 se muestran los resultados de un cálculo sobre un rompeolas de berma, conjuntamente con un listado de los parámetros de entrada.

Figura 21. Ejemplo de un perfil calculado para un rompeolas de berma.

El modelo puede ser aplicado en:

- Diseño de taludes de roca y playas de grava.
- Diseño de rompeolas de berma.
- Comportamiento de capas de núcleo y filtro en construcción durante las condiciones anuales de tormenta.

El modelo de cálculo puede ser usado de la misma manera que el enfoque determinístico de diseño en los taludes estáticamente estables, descritos en el Capítulo 4. Allí las complicadas fórmulas de estabilidad (13 y 14) fueron utilizadas para el análisis de sensibilidad. Para el caso de taludes estáticamente estables, puede hacerse el mismo tipo de análisis de sensibilidad realizando una gran cantidad de cálculos con el modelo computacional antes mencionado. Los aspectos que fueron considerados para el diseño de un rompeolas de berma [Van der Meer y Koster (1988)] fueron, por ejemplo:

- Las dimensiones óptimas de la estructura (taludes superior e inferior, longitud de la berma).
- Influencia del clima de olas, tipo de roca, profundidad del agua).
- Estabilidad después de las primeras tormentas.

En la Figura 22 se muestra un ejemplo ^{de los} resultados de este tipo de cálculos y también la diferencia de comportamiento de la estructura para varios climas de olas.

Figura 22. Influencia del clima de olas en los rompeolas de berma.

Los cálculos con el modelo por computadora solamente pueden llevarse a cabo, por supuesto, cuando el usuario dispone de dicho modelo. Frecuentemente, este no es el caso del lector de este trabajo y, por consiguiente, se le debe dar un método más simple (aunque, desde luego, menos confiable) para que el usuario tenga una primera impresión del perfil que puede esperar que ocurra. Este método se describe a continuación.

La Figura 23 brinda un perfil esquematizado. El punto de conexión es la intersección del perfil con el nivel de aguas tranquilas. A partir de este punto, se dibuja un talud superior que sea menor que 1:1.8 y un talud inferior que sea menor que 1:5.5. La coronación del perfil se sitúa en el talud superior y la transición a un talud más empinado, en la parte inferior. Estos dos puntos son dados por los parámetros l_c (longitud de la coronación) y l_s (longitud del escalón). Por supuesto, a través de los tres puntos va una línea curva.

La conexión con la parte superior del perfil y con el perfil inicial viene dada por l_r [longitud de la trepada (run-up)]. Bajo la parte tendida que se halla por debajo del nivel de aguas tranquilas hay un talud inclinado y si el perfil inicial es suave ($\cot \alpha > 4$), se encuentra otro talud tendido que es quien da el "escalón" en el perfil. La transición de un talud inclinado a un talud nuevamente suave viene dada por h_t (altura de transición). Si el talud inicial no es recto, debe determinarse un talud recto equivalente con $\tan \alpha$, tomando en cuenta una parte desde $+1H_s$ hasta $-1.5H_s$. Las relaciones entre los parámetros del perfil y los parámetros hidráulicos y estructurales son las siguientes:

$$l_c = 0.041 H_s T_m (g/D_{n50})^{0.5} \quad (30)$$

$$l_s = l_r = 1.8 l_c$$

$$h_t = 0.6 l_c$$

Para taludes empinados: $(\tan \alpha)^{0.5}$

Para taludes suaves: $0.5 \tan \alpha$

Finalmente, el perfil tiene que ser desplazado a lo largo del nivel de aguas tranquilas, hasta que se alcance el balance de masa. La Figura 23 y la Ec. 30 dan una ^{PRIMERA} indicación ~~segunda~~ del perfil que puede esperarse obtener. Para valores de H_s/D_{n50} mayores ~~que entre~~ 10-15, la predicción es bastante confiable. Para valores menores, el perfil inicial tiene gran influencia en la configuración del perfil y, por consiguiente, el método dado es menos confiable. Esta observación también se cumple para rompeolas de berma y el método, en este caso, debe tratarse, en realidad, como una ~~indicación, muy somera.~~

PRIMERA

Figura 23. Esquema de perfil simplificado de playas de roca y de grava.

8 TALUDES ESCALONADOS Y COMPUESTOS.

Las fórmulas de estabilidad como las descritas en el Capítulo 4 son para taludes rectos. En algunas ocasiones, las estructuras son una combinación de taludes (taludes compuestos) y/o tienen una berma horizontal por debajo del nivel del agua (taludes escalonados). Las curvas de diseño se darán en este capítulo para tres tipos de estructuras. Los taludes escalonados se investigaron por Delft Hydraulics- M 2006 (1986), y los compuestos por Van der Meer (1990b).

En las Figuras 24 - 26 se muestran los resultados. La referencia, para los taludes escalonados o compuestos, es siempre la estabilidad de un talud recto, descrita en el Capítulo 4. La estabilidad de un talud escalonado o compuesto se describe entonces por un incremento en la estabilidad con respecto a un talud similar, pero recto. Este incremento en estabilidad, llamado f_1 , será 1.0 si el talud escalonado o compuesto tiene la misma estabilidad que un talud recto, y será mayor que 1.0 en la medida que el escalón o escalón o la transición de taludes tenga un efecto positivo sobre la estabilidad. Las curvas vienen dadas para el inicio del daño, $S = 2-3$.

El procedimiento de diseño es como sigue: *el siguiente:*

- Calcular el D_{n50} requerido para la parte del talud escalonado o compuesto tal como se hace para un talud recto, según se indica en el Capítulo 4.
- El D_{n50} requerido puede ser calculado dividiendo el D_{n50} hallado como se indicó anteriormente entre el incremento del factor de estabilidad, f_1 , tomado de las Figuras mencionadas.

Se investigaron tres tipos de estructuras:

- a - Un talud escalonado con una berma horizontal en o por debajo del nivel del agua. El talud superior era 1:3 y el talud inferior 1:6. El rango posible de aplicación, por consiguiente, puede ser de 1:2 a 1:4 para el talud superior y de 1:5 a 1:7 para el inferior (Figura 24).

Figura 24. Estabilidad de taludes escalonados o de berma.

- b - Un talud compuesto con una pendiente superior de 1:3, una pendiente inferior de 1:6 y el nivel del agua en o por encima de la transición. El rango posible de aplicación puede ser de nuevo de 1:2 a 1:4 para la pendiente superior y de 1:5 a 1:7 para el inferior (Figura 25).
- c - Un talud compuesto, con un talud superior tendido de 1:3. El mismo puede ser un talud de asfalto o de bloques de revestimiento colocados. El talud inferior puede ser lo mismo roca de 1:3 o roca de 1:6 (Figura 26). Pueden suponerse los mismos rangos de aplicación que para otras estructuras.

Figura 25. Estabilidad de taludes compuestos; pendiente superior 1:3 y pendiente inferior de 1:6.

La tendencia general, según se ve en las Figuras, es que la pendiente inferior incrementa su estabilidad en la medida en que el nivel del agua se encuentre por encima de la transición. El talud superior incrementa su estabilidad en la medida que el nivel del agua es menor que $2H_s$ o $6D_{ns0}$ por encima de la transición.

9 CAPAS SUBYACENTES Y FILTROS.

Las estructuras en la protección de costas y orillas son construidas normalmente con una capa de coraza y una o más capas subyacentes. Algunas veces, una capa subyacente es llamada filtro. Las dimensiones de la primera capa subyacente depende del tipo de estructura.

Los revestimientos tienen frecuentemente una capa de coraza de dos diámetros de espesor, una capa subyacente fina o filtro y entonces una estructura impermeabilizada (arcilla o arena), con o sin geotextil. Las partículas pequeñas por debajo del filtro no deben ser lavadas (extraídas) a través de dicha capa y las propias rocas del filtro no deben salir a través de la capa de coraza. En este caso, se recomienda fuertemente seguir las reglas geotécnicas para los filtros. A grandes rasgos, estas reglas dan:

$D_{15}(\text{coraza})/D_{85}(\text{filtro}) < \text{de } 4 \text{ a } 5.$

Figura 26. Talud superior liso con pendiente inferior de 1:3 a 1:6.

Las estructuras como los rompeolas tienen una o dos capas subyacentes y entonces un núcleo de material bastante fino (voladura de cantera). El SPM (1984) recomienda, para los tamaños de la capa subyacente a la de coraza, un rango de 1/10 a 1/15 del peso de las de la capa de coraza. Este criterio es más estricto que las reglas geotécnicas de filtro y dan para $D_{85}(\text{coraza})/D_{85}(\text{capa subyacente}) = 2.2-2.3.$

Una capa subyacente relativamente grande tiene dos ventajas. Primero, la superficie de la capa subyacente es menos lisa, con piedras más grandes y da una mayor trabazón con la capa de coraza. Este es, especialmente, el caso en que la capa de coraza está construida de elementos de hormigón. Segundo, una capa subyacente grande brinda una estructura más permeable y, por consiguiente, tiene una gran influencia en la estabilidad (o masa requerida) de la capa de coraza. La influencia de la permeabilidad en la estabilidad ya ha sido descrita en el Capítulo 4.

Por lo tanto, para la masa de la capa subyacente, se recomienda utilizar tamaños de 1/10 a 1/15 M_{50} de la de coraza.

10 PROTECCION DEL PIE DE TALUD.

En la mayoría de los casos, la capa de coraza del lado del mar, en las proximidades del fondo, se protege en su pie, ver Figura 9. Si la roca en el pie tiene las mismas dimensiones que en la coraza, el

pie será estable. En la mayor parte de los casos, sin embargo, se busca reducir el peso de las rocas en el pie del talud. El SPM (1984) muestra los resultados de Brebner y Donnelly (1962), que ensayaron pies de taludes bajo olas monocromáticas. Se supuso una relación entre el cociente h_t/h y el número de estabilidad $H/\Delta D_{n50}$ (o N_a), donde h_t es la profundidad del pie por debajo del nivel del agua y h es la profundidad del agua (ver también Figura 4). Un valor pequeño de $h_t/h = 0.3 - 0.5$ significa que el pie está relativamente alto por encima del fondo y un valor de 0.8 significa que el pie se encuentra cerca del fondo. Valores de $H/\Delta D_{n50}$ (no de $H_a/\Delta D_{n50}$!) de 6-7 son recomendados si $h_t/h > 0.5$.

Algunas veces se supone una relación entre $H_a/\Delta D_{n50}$ y h_t/H_a , donde un valor menor de h_t/H_a debe dar mayor daño. Gravesen y Sørensen (1977) describen que una gran inclinación de la ola (olas de período corto) hace más daño a una estructura que una ola de poca inclinación. La suposición antes mencionada se basó solamente en muy pocos puntos. En el informe CIAD (1985) no se verificó esta conclusión. No se halló relación entre $H_a/\Delta D_{n50}$ y h_t/H_a , probablemente porque H_a está presente en ambos parámetros. Se dio un valor promedio de $H_a/\Delta D_{n50} = 4$ para la condición de no daño y uno de 5 para la de fallo. La desviación standard alrededor de estos valores fue 0.8, mostrando gran dispersión.

Los autores realizaron un estudio más detallado. Los resultados presentados en el informe CIAD fueron reanalizados y comparados con otros datos. La Figura 27 muestra los resultados finales. Se ensayaron siete rompeolas (con sus alternativas) en Delft Hydraulics y se examinó el comportamiento de los pies de taludes. Las condiciones de contorno del oleaje para las cuales ocurrían los criterios de "0-3%", "3-10%" y "fallo, >20-30%" fueron establecidas. Aquí, "0-3%" significa ninguna roca (o muy pocas rocas) moviéndose en el pie; "3-10%" significa que el talud se aplanó un poco, pero que la función del pie (soportar la capa de coraza) se mantuvo intacta y el daño ocurrido es aceptable; "fallo" significa que el pie ha dejado de cumplir su función y que este nivel de daño no es aceptable.

En casi todos los casos, la estructura fue atacada por las olas en una situación de profundidad más o menos limitada, lo que significa que H_a/h estaba bastante cerca de 0.5. Esta es también la razón de por qué es aceptable que la ubicación del pie, H_t , está relacionada con la profundidad del agua, h . Esto no sería aceptable para rompeolas en muy grandes profundidades de agua (más de 20-25 m.). Los resultados del análisis son, por lo tanto, aplicables para situaciones de profundidad limitada.

Figura 27. Estabilidad del pie de talud en función de h_t/h .

La Figura 27 muestra que si el pie de talud se encuentra muy alto respecto al fondo (relación h_t/h pequeña), la estabilidad es mucho menor que para la situación en la que dicho pie está cercano al fondo. En la figura también se muestran resultados del DHI (comunicación interna) y se corresponden bien con los valores del 3-10% de Delft Hydraulics. Si se añade la curva de Brebner y Donnelly, dicha curva da resultados muy bajos en comparación con los otros mostrados. Si se supone $H = H_{10}$ [como fuera hecho en el SPM (1984)], la curva se corresponde bien con los otros resultados.

En la figura se sugiere una curva para el diseño. Esto significa, en general, que la profundidad en que se encuentre el pie de talud

por debajo del nivel del agua es un parámetro importante. Si el pie de talud se encuentra cerca del fondo, el diámetro de las rocas puede ser más de dos veces menor que cuando dicho pie se halla a la mitad de la profundidad entre el nivel de agua y el fondo. Valores de diseño para daños pequeños y aceptables (0-10%) y para profundidades más o menos limitadas se dan a continuación:

h_t/h	$H_a/\Delta D_{250}$
0.5	3.3
0.6	4.5
0.7	5.4
0.8	6.5

En la Figura 27 se muestran tres puntos que indican fallo del pie. Los valores de diseño anteriormente dados son seguros para $h_t/h > 0.5$. Para valores menores de h_t/h , se deben usar las fórmulas de estabilidad para rocas de coraza que se dieron en el Capítulo 4.

11 MORRO DEL ROMPEOLAS.

Los morros de los rompeolas representan un proceso físico especial. Jensen (1984) lo describió como sigue: "Cuando una ola está forzada a romper sobre un morro redondeado, esto crea grandes velocidades y fuerzas de ola. Para una dirección específica de la ola, solamente un área limitada del morro está altamente expuesta. Es un área alrededor del nivel de aguas tranquilas donde la ortogonal de la ola es tangente a la superficie y en el lado a sotavento de este punto. Es, por consiguiente, práctica general en el diseño de los morros, incrementar el peso de los elementos de coraza para obtener la misma estabilidad que para las secciones del cuerpo del rompeolas. Como alternativa, el talud del morro puede hacerse más tendido, o una combinación de ambos métodos".

En la Figura 28 se muestra un ejemplo de la estabilidad del morro de un rompeolas en comparación con la sección transversal del cuerpo del mismo, tal como se describió en el párrafo anterior, mostrando la ubicación del daño. El mismo fue tomado de Jensen (1984). El coeficiente de estabilidad ($H_a/\Delta D_n$ para tetrápodos) se relaciona a la estabilidad de la sección transversal del cuerpo del rompeolas. El daño se localiza alrededor de 120-150° respecto al ángulo de incidencia de la ola.

No hay reglas específicas para el morro del rompeolas. El incremento requerido en peso puede ser un factor entre 1 y 4, dependiendo del tipo de elemento de coraza. El factor, para roca, es muy cercano a 1.

Otro aspecto de los morros de rompeolas fue mencionado por Jensen (1984). La curva de daño para un morro es, a veces, más inclinada que para el cuerpo del rompeolas. Un morro de rompeolas puede mostrar daño progresivo. Esto significa que si tanto el morro como el cuerpo del rompeolas fueron diseñados para el mismo (bajo) nivel de daño, un incremento (inesperado) de la altura de la ola puede causar el fallo del morro o de una parte de éste, aún cuando el cuerpo del rompeolas muestre todavía un daño aceptable. Este aspecto es menos pronunciado para morros que estén protegidos por rocas.

Finalmente, debe discutirse la estabilidad de un rompeolas de berma. Burcharth y Frigaard (1987) han estudiado el transporte longitudinal y la estabilidad de un rompeolas de berma en un corto estudio básico. En la Figura 29 se muestra, como ejemplo, el descenso de un morro de rompeolas, para un ataque de las olas medianamente alto ($H_w/\Delta D_{NSO} = 5.4$). Burcharth y Frigaard (1987) dieron, como primera regla empírica para la estabilidad de un morro de rompeolas, que $H_w/\Delta D_{NSO}$ debe ser menor que 3.

Figura 28. Estabilidad de un morro de rompeolas protegido con tetrápodos [tomado de Jansen (1984)].

Figura 29. Ejemplo de erosión de un morro de rompeolas de berma [tomado de Burcharth y Frigaard (1987)].

12 TRANSPORTE LONGITUDINAL DE MATERIALES GRUESOS.

A las estructuras estáticamente estables, tales como los revestimientos y los rompeolas, se les permite solamente mostrar daño bajo condiciones de oleaje muy severas. Aún entonces, el daño puede ser descrito como el desplazamiento de solamente un número de rocas desde el nivel de aguas tranquilas hasta (en la mayor parte de los casos) una ubicación más abajo.

El movimiento de las rocas en la dirección del eje longitudinal no es relevante para estos tipos de estructuras.

Los perfiles de estructuras dinámicamente estables, tales como playas de grava o cascajo, playas de roca y playas de arena, cambian de acuerdo con el clima de las olas. El término "dinámicamente estable" significa que el transporte neto transversal a la costa es cero y el perfil ha llegado a una condición de equilibrio para una condición de oleaje determinada. Es posible que durante cada ola se mueva hacia arriba y hacia abajo dentro del talud (playas de cascajo).

El ataque oblicuo de las olas da fuerzas de oleaje paralelas a la alineación de la estructura. Estas fuerzas pueden causar transporte de material a lo largo de la estructura. Este fenómeno se llama transporte longitudinal y es bien conocido para las playas de arena. También las playas de cascajo cambian debido al transporte longitudinal, a pesar de que las investigaciones en este aspecto siempre han sido limitadas. Más aún, las playas de rocas y los rompeolas de berma pueden ser dinámicamente estables bajo acción severa de las olas, lo que significa que el transporte longitudinal pudiera también causar problemas para estos tipos de estructuras. Entonces, la condición de inicio del transporte longitudinal es importante.

El SPM (1984) da las muy conocidas fórmulas CERC para el transporte longitudinal de arena. El transporte longitudinal se relaciona con la componente de la energía, debida a la acción de las olas, paralela a la costa y el enfoque viene dado por:

$$S(x) :: H^2 c_o \text{ sen } 2\beta \quad (31)$$

donde:

$S(x)$ = transporte de material paralelo a la costa

H = altura de ola
 c_o = celeridad de la ola = $gT / 2\pi$
 β = ángulo de ataque de la ola a la costa

El transporte longitudinal en esta fórmula es independiente del tamaño del grano y es sólo dependiente de las condiciones de la ola (altura, período y dirección).

Van Hijum y Pilarczyk (1982) han estudiado el transporte longitudinal en playas de grava o cascajo debido al ataque aleatorio de las olas. El transporte, para las playas de cascajo, se determina debido al sedimento que se mueve rodando por el fondo (bed load o carga de fondo) y no debido a una combinación de carga de fondo y carga en suspensión, como es el caso de las playas de arena. Van Hijum y Pilarczyk dan una fórmula para el transporte longitudinal de las playas de grava, que contiene parámetros que son un poco diferente de los usados en este Capítulo y contiene un parámetro que describe los efectos de la refracción.

Los datos originales de Van Hijum y Pilarczyk (1982) fueron reanalizados por el autor para dar una fórmula más simple con los parámetros utilizados en este trabajo. La Figura 30 muestra los resultados finales. La fórmula para el transporte longitudinal en las playas de grava viene dada por:

$$\frac{S(x)}{g T_p D_{n50}^2} = 0.0012 \frac{H_o \sqrt{\cos \beta}}{D_{n50}} \left(\frac{H_o \sqrt{\cos \beta}}{D_{n50}} - 11 \right) \text{sen} \beta \quad (32)$$

El rango en el cual se estableció la Ec. 32 fué $H_o/\Delta D_{n50} = 12-27$, es decir, grava bastante grande en el prototipo. Van Hijum y Pilarczyk (1982) utilizaron datos de Komar (1969) en arena gruesa para extrapolar la Ec. 32 a materiales más pequeños, concluyeron que la fórmula pudiera ser aplicada hasta en playas de arena.

Figura 30. Transporte longitudinal de materiales gruesos

La Ec. 32 muestra una dependencia en el diámetro del grano. Sin embargo, para tamaños pequeños de grano, el factor 11 en la ecuación puede ser eliminado y la ecuación ser descrita como:

$$S(x) = 0.0038 H_o^2 c_o \text{sen} 2\beta \quad (33)$$

donde $c_{op} =$ la celeridad de la ola = $gT_p / 2\pi$. La Ec. 33 está de acuerdo con el enfoque del CERC dado en la Ec. 31. De nuevo ha desaparecido el diámetro o el tamaño del grano. La transición en donde el tamaño del grano deja de tener influencia puede ser dada por condición $H_o/\Delta D_{n50} > 50$.

La Ec. 32 indica, para el transporte longitudinal en playas de grava, que el movimiento incipiente (comienzo del transporte) se inicia cuando $H_o (\cos \beta)^{0.5} > 11 D_{n50}$. Esto, sin embargo, no es correcto y da una subestimación del transporte longitudinal para diámetros grandes, como, por ejemplo, $H_o/\Delta D_{n50} < 10$. Esto significa que la Ec. 32 no es válida para $H_o/\Delta D_{n50} < 10$.

El inicio del transporte longitudinal es más interesante para los rompeolas de berma, donde se permite desarrollo de perfiles bajo ataque severo de las olas. El rompeolas de berma puede, a grandes rasgos, ser descrito como $H_a/\Delta D_{n50} = 2.5 - 6$. Burcharth y Frigaard (1987) llevaron a cabo ensayos de modelos para establecer el movimiento longitudinal para rompeolas de berma. Su rango de ensayos correspondió a $3.5 < H_a/\Delta D_{n50} < 7.1$. El transporte longitudinal no se permite para rompeolas de berma y por ello Burcharth y Frigaard (1987) dieron las siguientes recomendaciones (algo prematuras) para el diseño de rompeolas de berma, que, de hecho, dan la condición de movimiento longitudinal incipiente.

Para cuerpos de rompeolas expuestos al ataque de olas oblicuas inclinadas

$$H_a/\Delta D_{n50} < 4.5$$

Para cuerpos de rompeolas expuestos al ataque de olas oblicuas largas

$$H_a/\Delta D_{n50} < 3.5 \quad (34)$$

Para morros redondeados

$$H_a/\Delta D_{n50} < 3$$

El transporte longitudinal depende del tipo de estructura (playas de arena, playas de cascajo, playas de roca o rompeolas de berma) y del clima de olas. El transporte longitudinal puede ser descrito por los siguientes rangos y fórmulas:

Playas de grava:

Para $H_a/\Delta D_{n50} > 50$ hasta playas de arena:

$$S(x) = 0.0038 H_a^2 c_o \text{ sen } 2\beta \quad (33)$$

Playas de roca/grava:

Para $10 < H_a/\Delta D_{n50} < 50$:

$$\frac{S(x)}{g T_p D_{n50}^2} = 0.0012 \frac{H_a \sqrt{\cos\beta}}{D_{n50}} \left(\frac{H_a \sqrt{\cos\beta}}{D_{n50}} - 11 \right) \text{ sen}\beta \quad (32)$$

Para $5 < H_a/\Delta D_{n50} < 10$: No hay ecuación.

Rompeolas de berma :

Para $H_a/\Delta D_{n50} < 5$:

Para cuerpos de rompeolas expuestos al ataque de olas oblicuas inclinadas

$$H_a/\Delta D_{n50} < 4.5$$

Para cuerpos de rompeolas expuestos al ataque de olas oblicuas largas

$$H_a/\Delta D_{n50} < 3.5 \quad (34)$$

Para morros redondeados

$$H_a/\Delta D_{n50} < 3$$

REFERENCIAS.

- Ahrens, J.P., 1987. Characteristics of reef breakwaters. CERC, Vicksburg, Technical Report CERC-87-17.
- Allsop, N.W.H., 1990. Rock armouring for coastal and shoreline structures: hydraulic model studies on the effects of armour grading. Hydraulics Research, Wallingford, Report EX 1989.
- Battjes, J.A., 1974. Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves. Comm. on Hydraulics, Dept. of Civil Eng., Delft University of Technology, Report 74-2.
- Brebner, A. and Donnelly, P., 1962. Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters, Engineer Report No. 23. Queen's University Kingston, Ontario, Canada.
- Burcharth, H.F. and Frigaard, P., 1987. On the stability of berm breakwater roundheads and trunk erosion in oblique waves. Seminar on Unconventional Rubble-Mound Breakwaters, Ottawa.
- CIAD, Project group breakwaters, 1985. Computer aided evaluation of the reliability of a breakwater design. Zoetermeer, The Netherlands.
- Coastal Engineering Research Center, 1984. Shore Protection Manual. U.S. Army Corps of Engineers.
- Delft Hydraulics-M2006, 1986. Taluds van losgestorte materialen. Stabiliteit van stortsteen-bermen en teenkonstrukties. Verslag literatuurstudie en modelordenzoek. (Slopes of loose materials. Stability of rubble mound berm and toe structures. Report on literature and model investigation), in Dutch.
- Givler, L.D. and Sørensen, R.M., 1986. An investigation of the stability of submerged homogeneous rubble-mound structures under wave attack. Lehigh University, H.R. IMBT Hydraulics, Report # IHL-110-86.
- Gravesen, H. and Sørensen, T., 1977. Stability of rubble mound breakwaters. Proc. 24th Int. Navigation Congress.
- Jensen, O.J., 1984. A monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute.
- Komar, P.D., 1969. The longshore transport of sand on beaches. University of Carolina, San Diego.
- Thompson, D.M., 1973. Hydraulic design of sea dikes. Report DE 6, Hydraulics Research, Wallingford.
- Thompson, D.M. and Shuttler, R.M., 1976. Design of riprap slope protection against wind waves. HRS, Wallingford, CIRIA Report 61.
- Van der Meer, J.W., and Pilarczyk, K.W., 1987. Stability of breakwater armour layers-Deterministic and probabilistic design. Delft Hydraulics Communication No. 378.
- Van der Meer, J.W., 1987. Stability of breakwater armour layers-Design formulae. Coastal Eng., 11, p. 219-239.
- Van der Meer, J.W., 1988a, Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doctoral thesis. Delft University of Technology. Also: Delft Hydraulics Communication No. 396.
- Van der Meer, J.W., 1988b, Deterministic and probabilistic design of breakwater armour layers. Proc. ASCE, Journal of WPC and OE, Vol. 114, No.1.
- Van der Meer, J.W., 1988c, Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode. Proc. Breakwaters'88, Eastbourne. Thomas Telford.
- Van der Meer, J.W. and Koster, M.J., 1988. Application of computational model on dynamic stability. Proc. Breakwaters'88, Eastbourne. Thomas Telford.

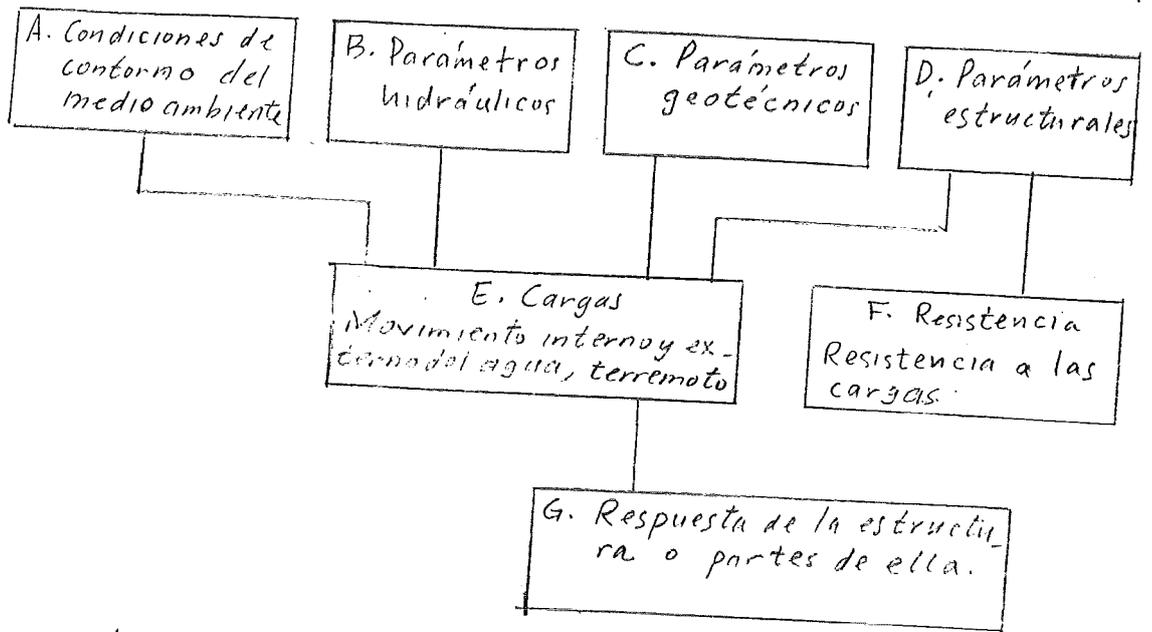


FIGURA 1.

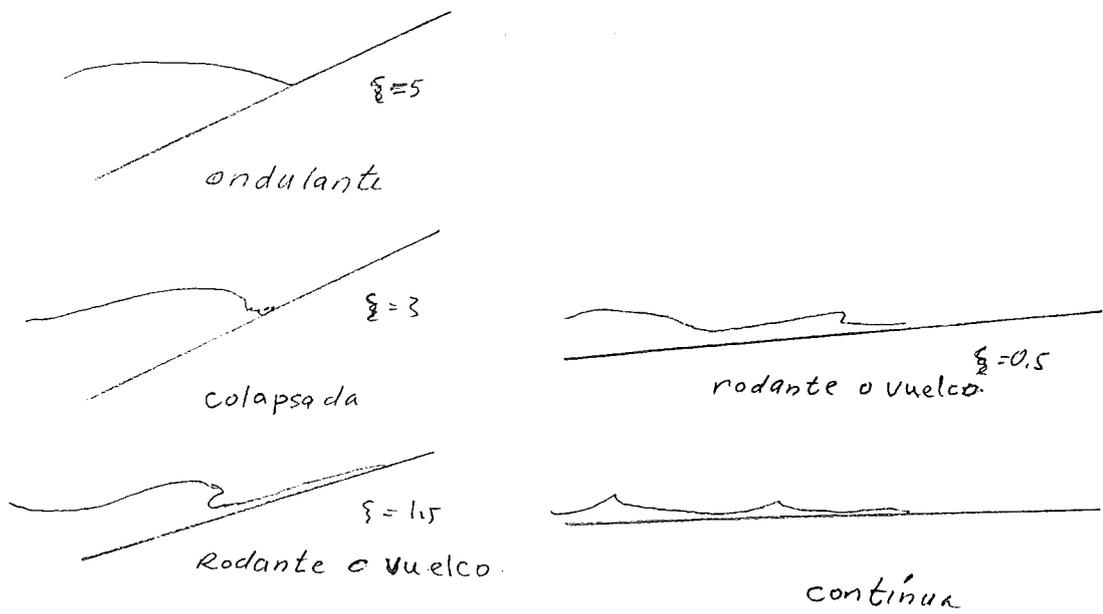


Figura 3.

(4)

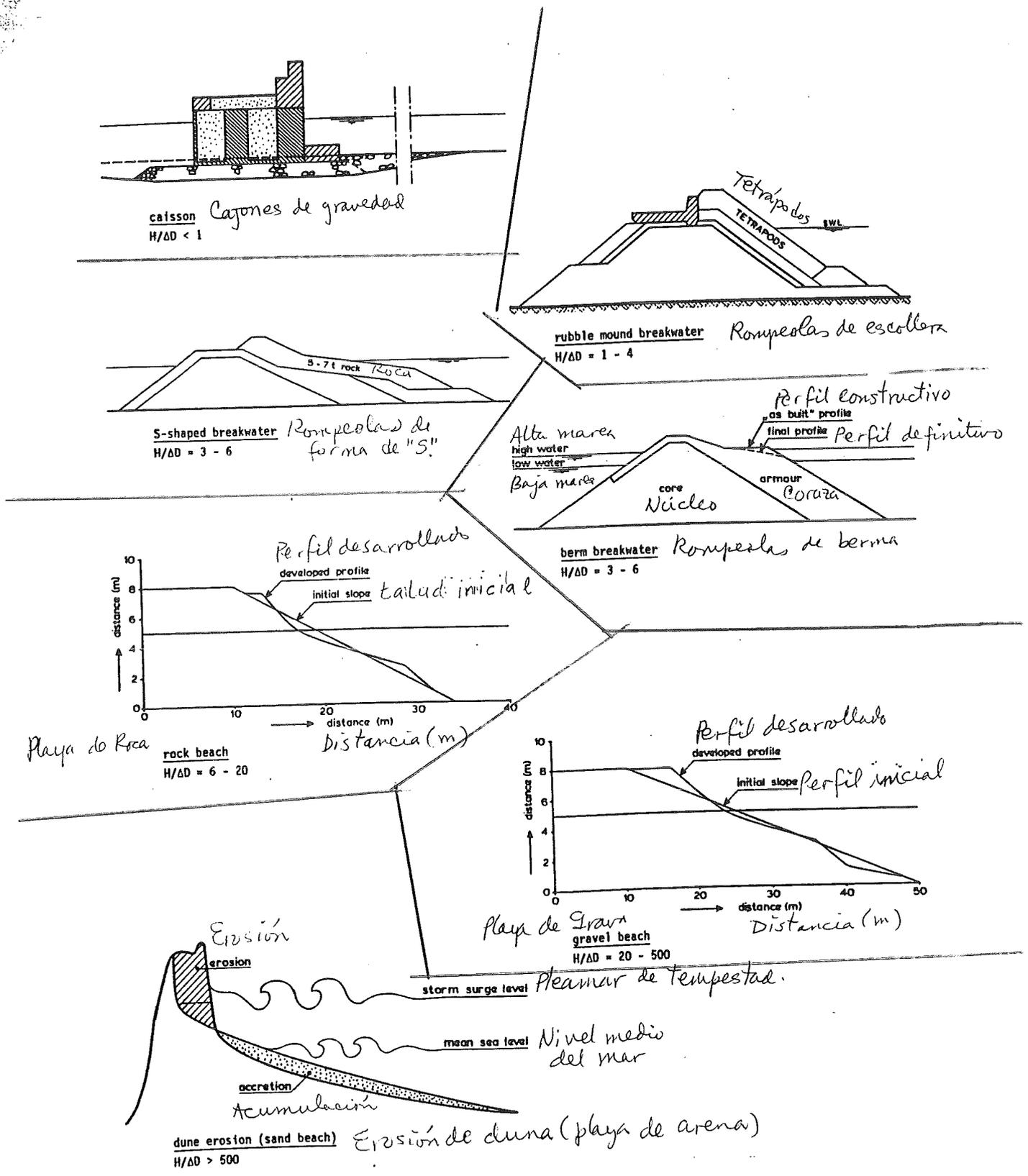


Figure 2. Type of structure as a function of $H/\Delta D$

$H/\Delta D = 3 - 6$

S-shaped and berm breakwaters. These structures are characterised by more or less steep slopes above and below the still water level with a more gentle slope in between. This gentle part reduces the wave forces on the armour units. Berm breakwaters are designed with a very steep seaward slope and a horizontal

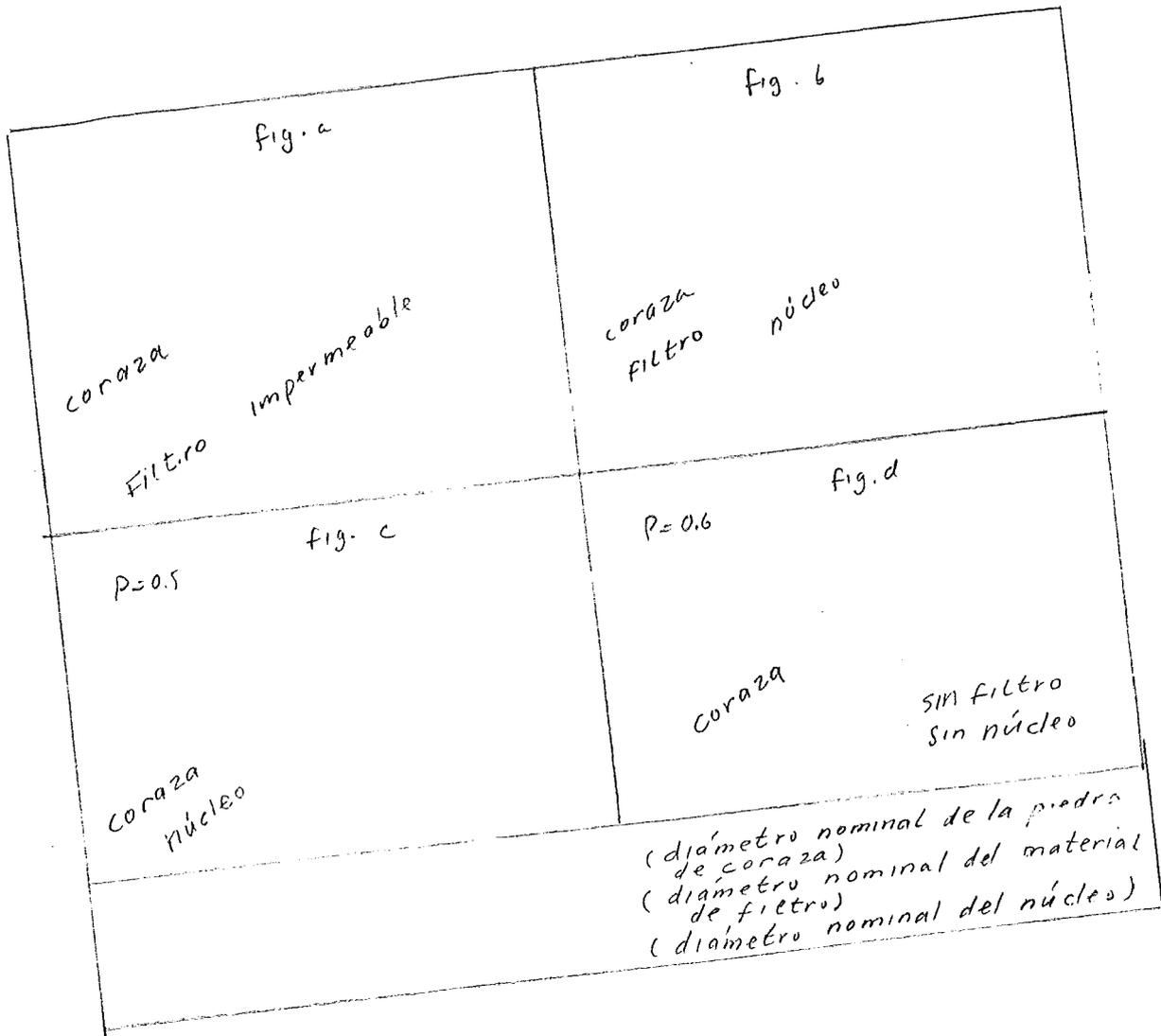
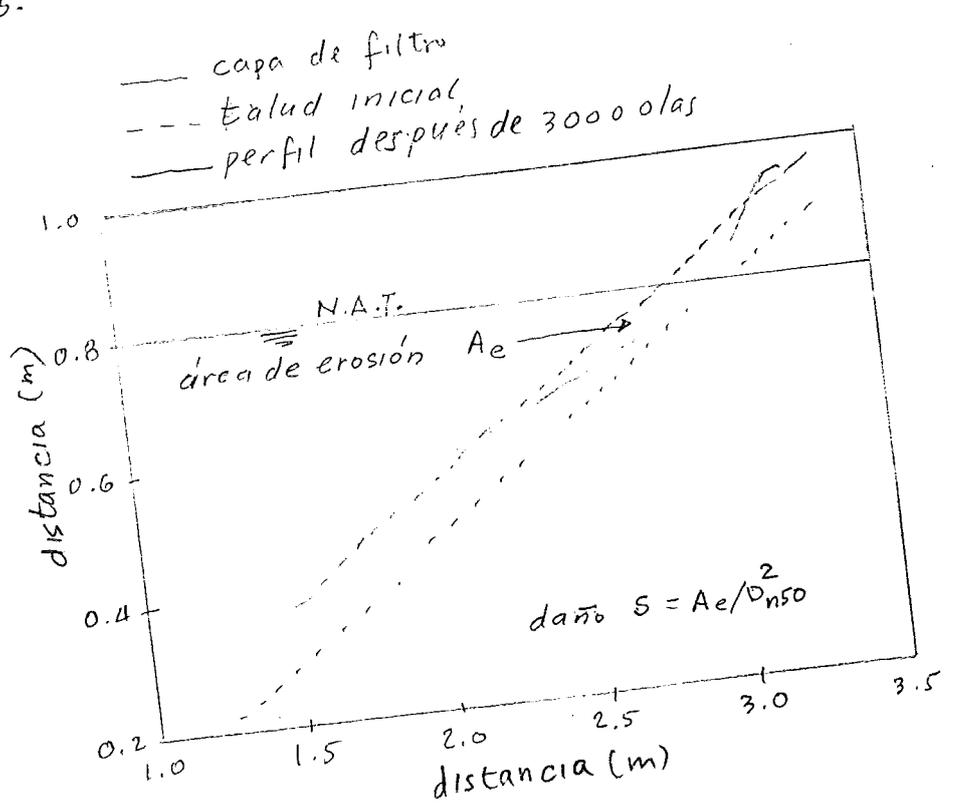


Figura 5.



7 Figura 6.

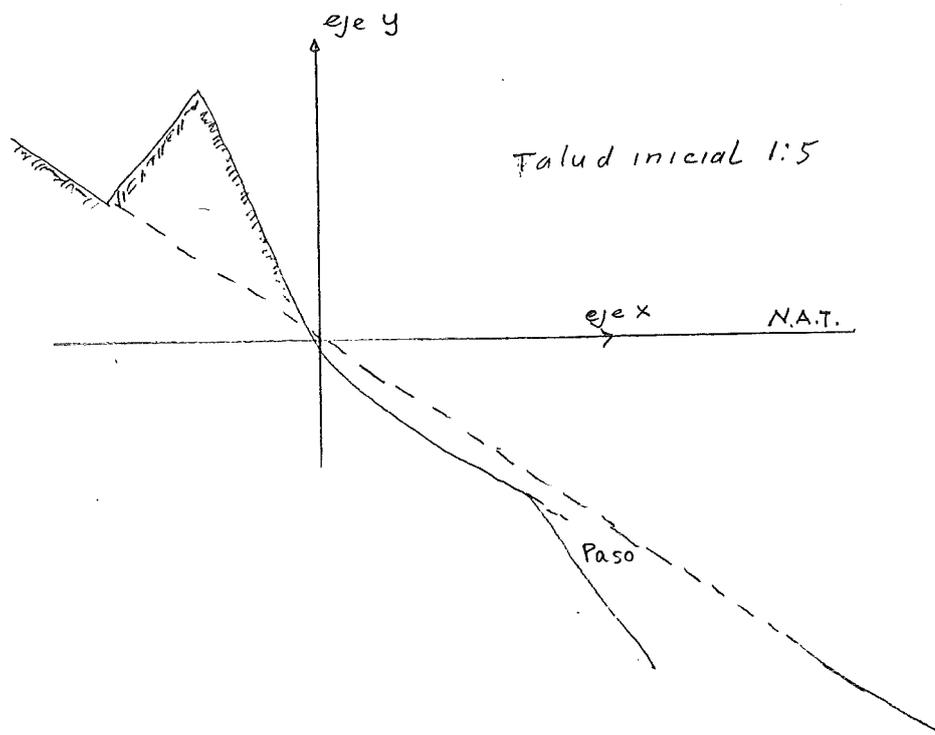


Figura 7.

Figura 8. initial slope = talud inicial.

Otras secciones:

Cap. 7 Taludes dinamicamente estables

Cap. 8 Taludes empinados y compuestos

Cap. 11 morro del rompeolas

Cap. 12 Transporte litoral

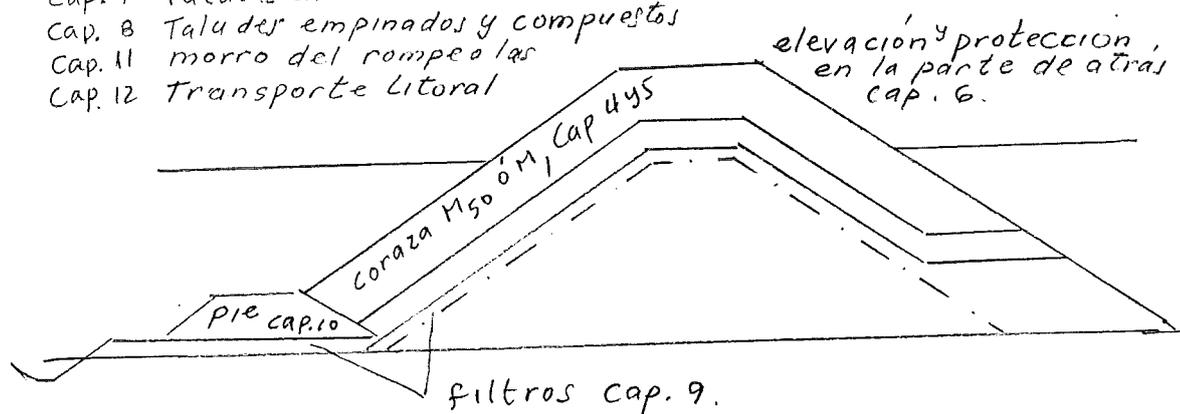
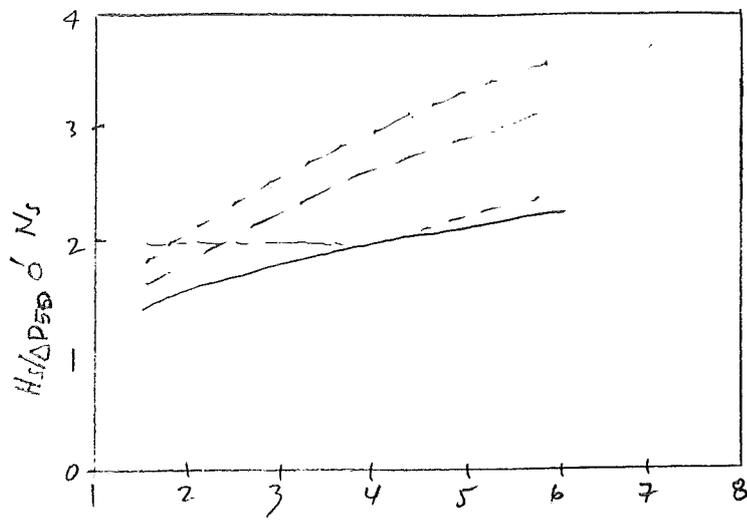
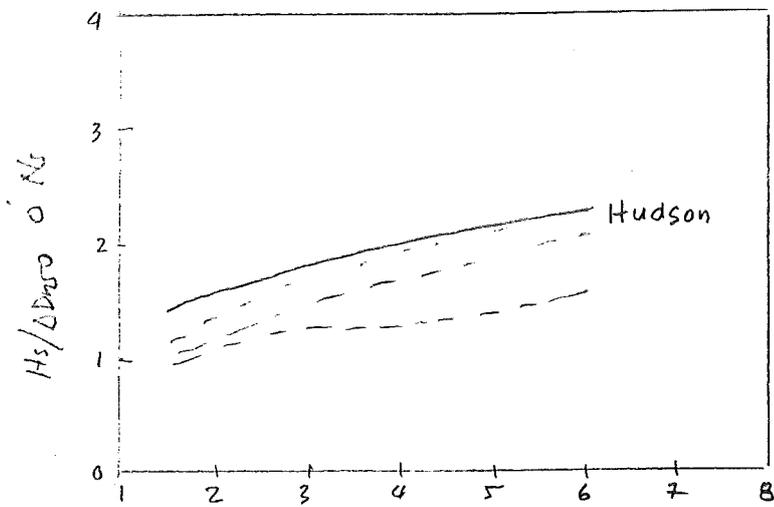


Figura 9.



núcleo permeable 1000 olas



núcleo impermeable 5000 olas

Figura 10.

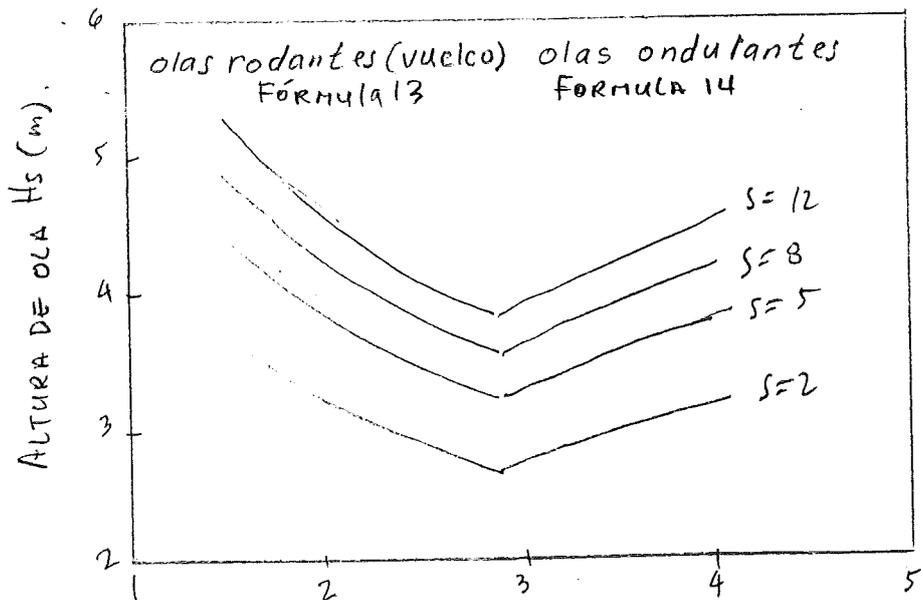


Figura 11.

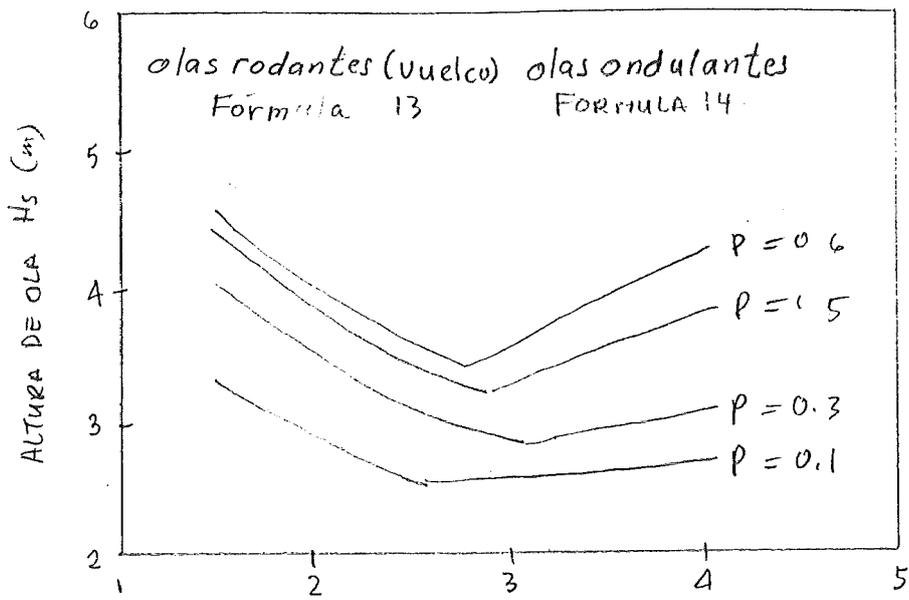


Figura 12.

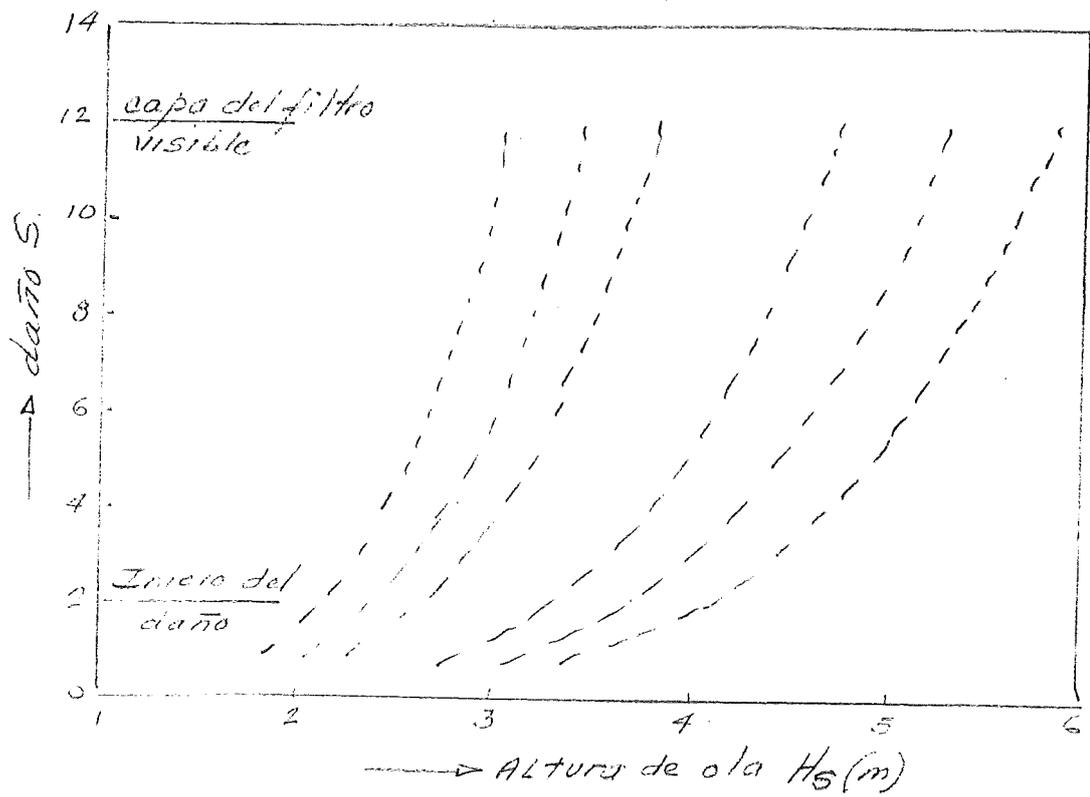


Figura 13.

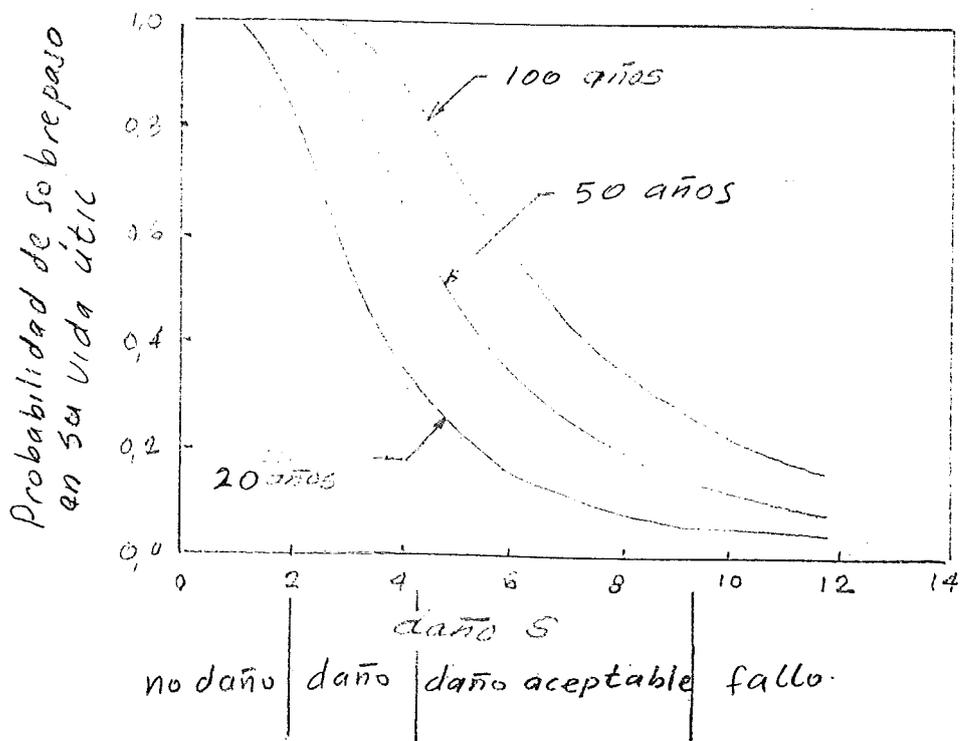


Figura 14.

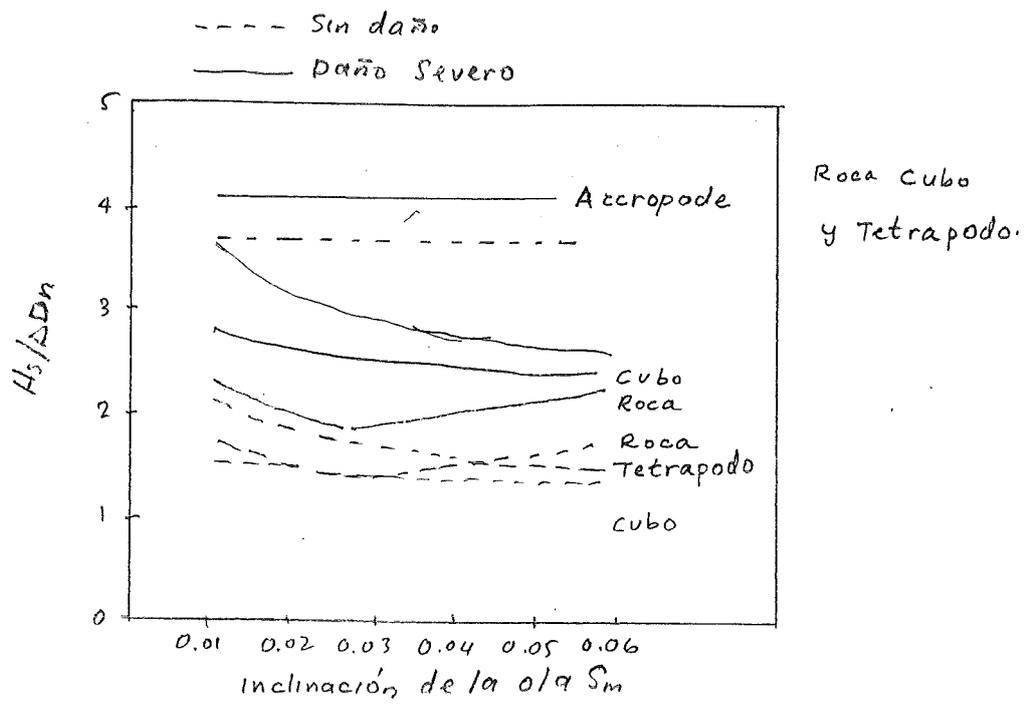


Figura 15.

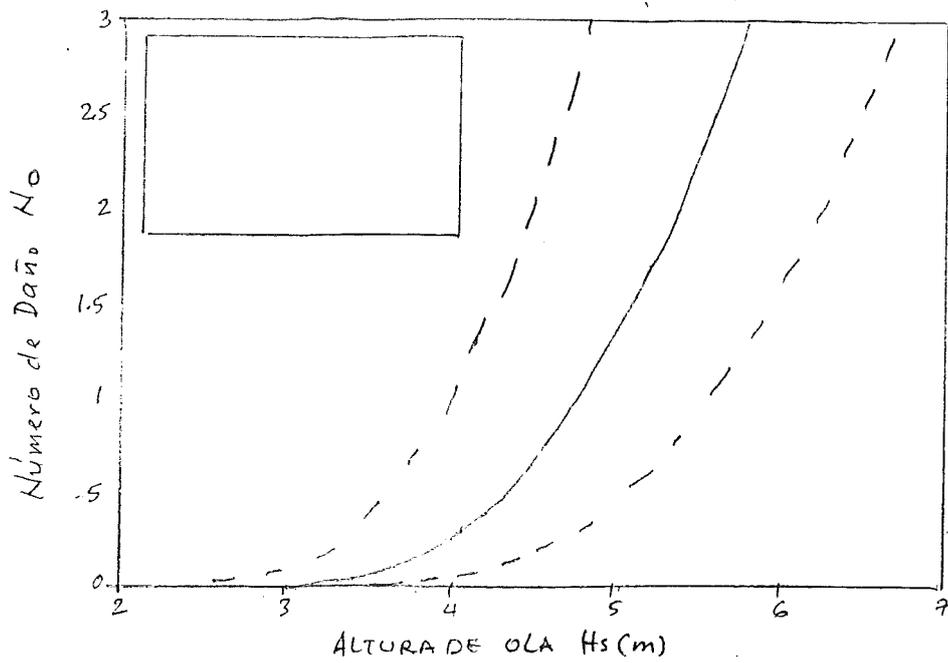
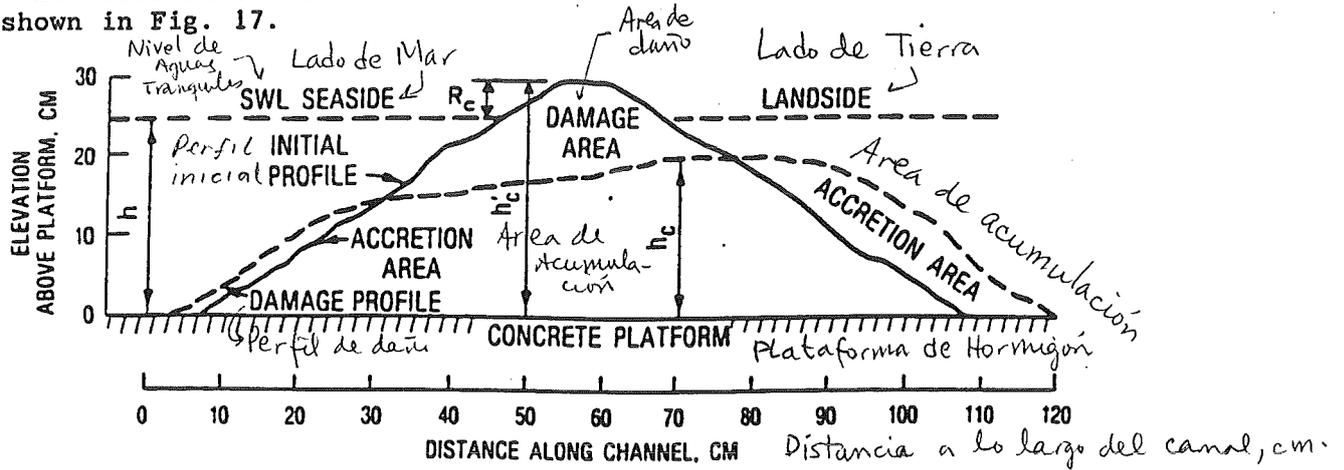


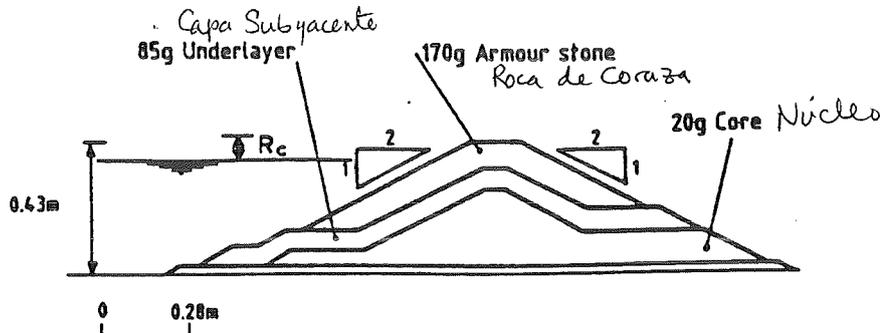
Figura 16.

Low-crested structures can be divided into three categories, also shown in Fig. 17.



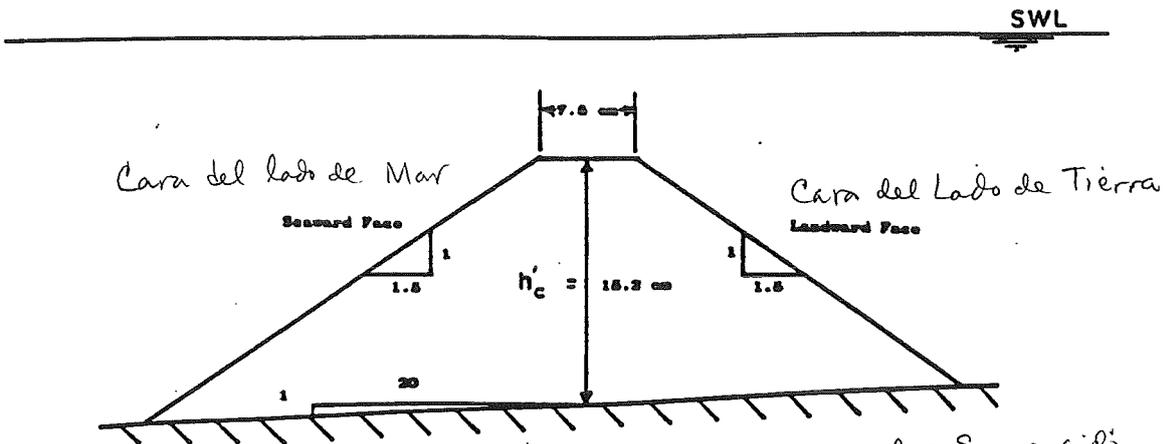
A) Cross-sectional view of initial and typical damaged reef profiles (swl denotes still-water level)

Ahrens (1987)



B) Powell and Allsop (1985) overtopped breakwater

Dirección de las olas →
Wave Direction →



C) Submerged breakwater Rompeolas Sumergidos

Givler and Sorensen (1986)

Figure 17. Cross-sections of low-crested structures

- Dynamically stable reef breakwaters. A reef breakwater is a low-crested homogeneous pile of stones without a filter layer or core and is allowed to be reshaped by wave

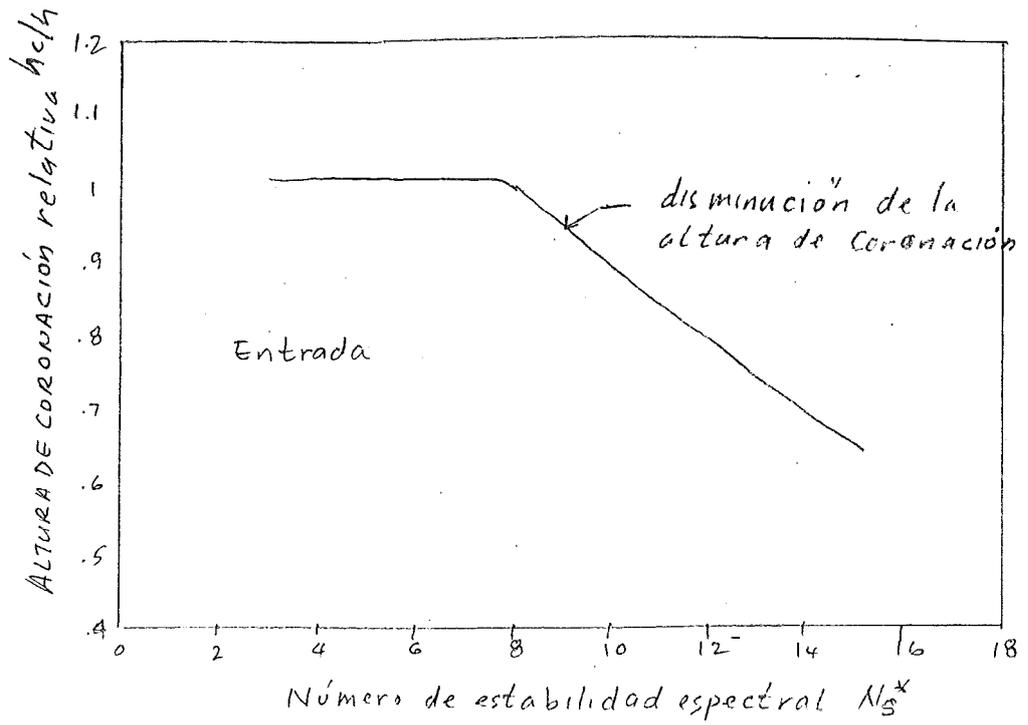


Figura 18.

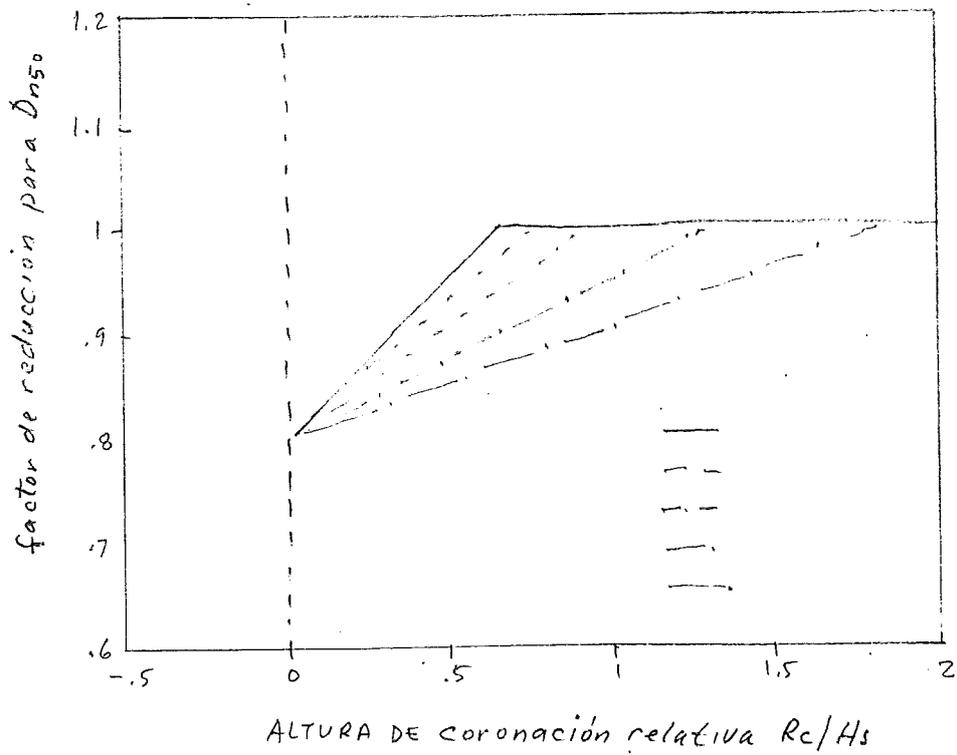


Figura 19.

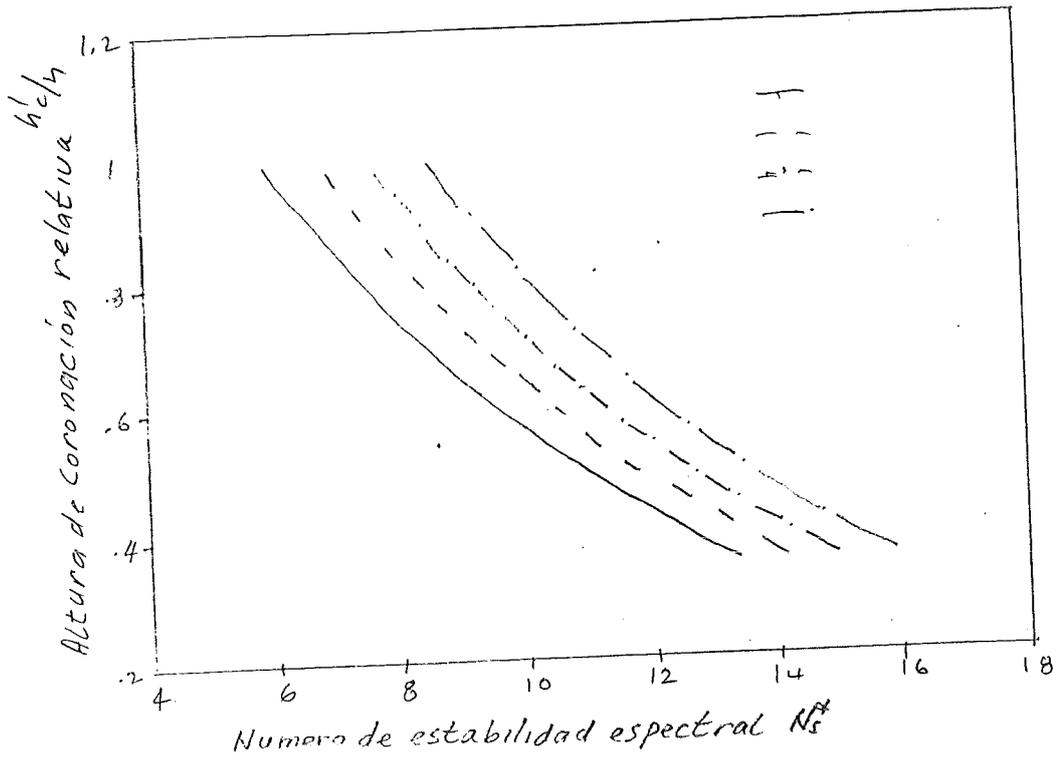


Figura 20

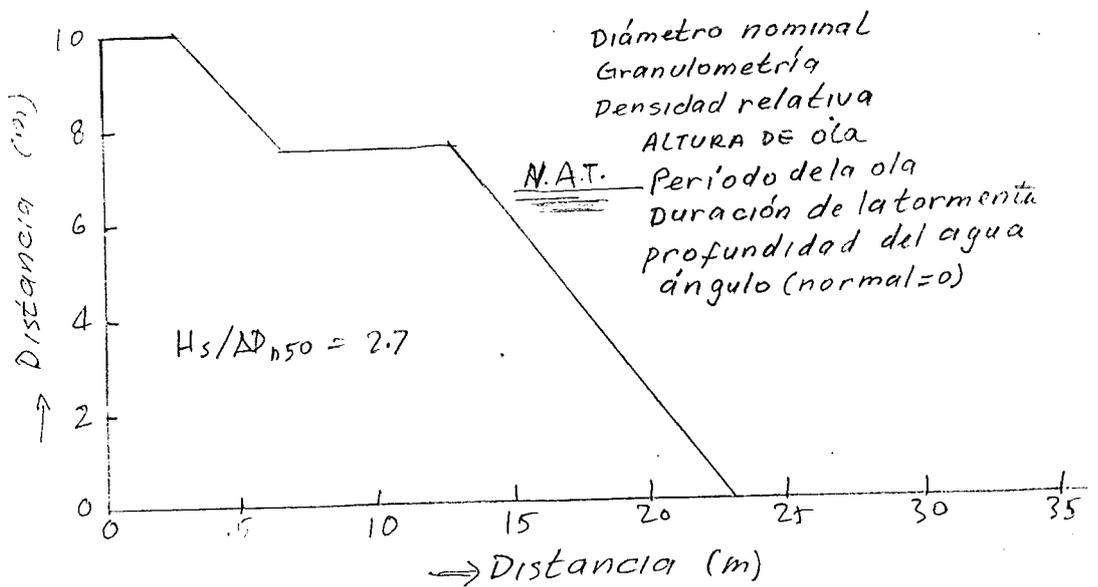


Figura 21

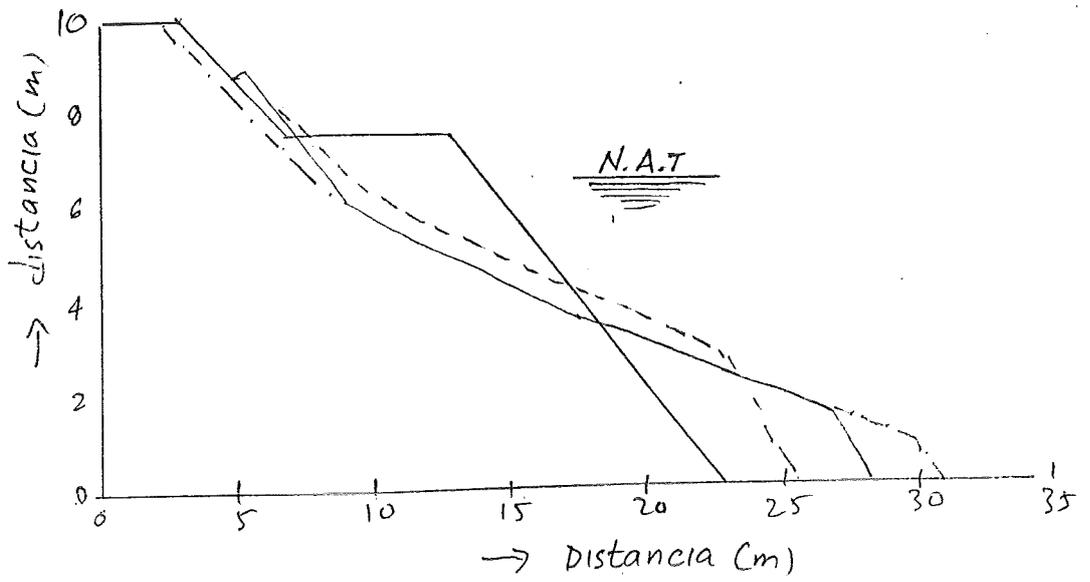


Figura 22.

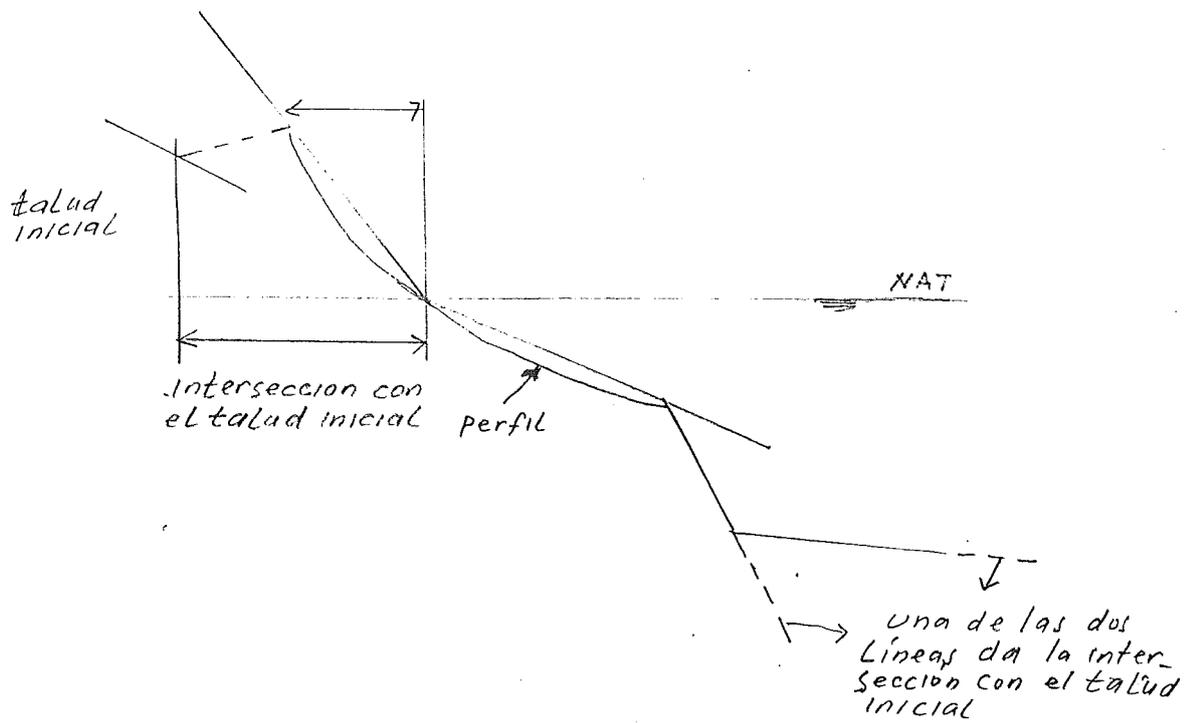


Figura 23.

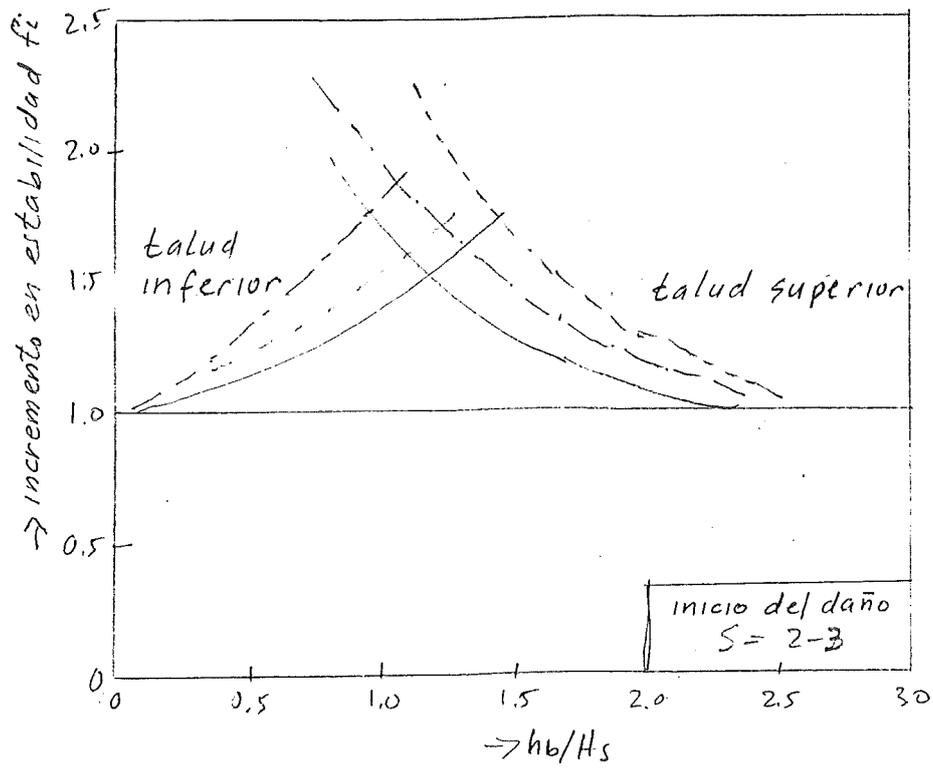


Figura 24

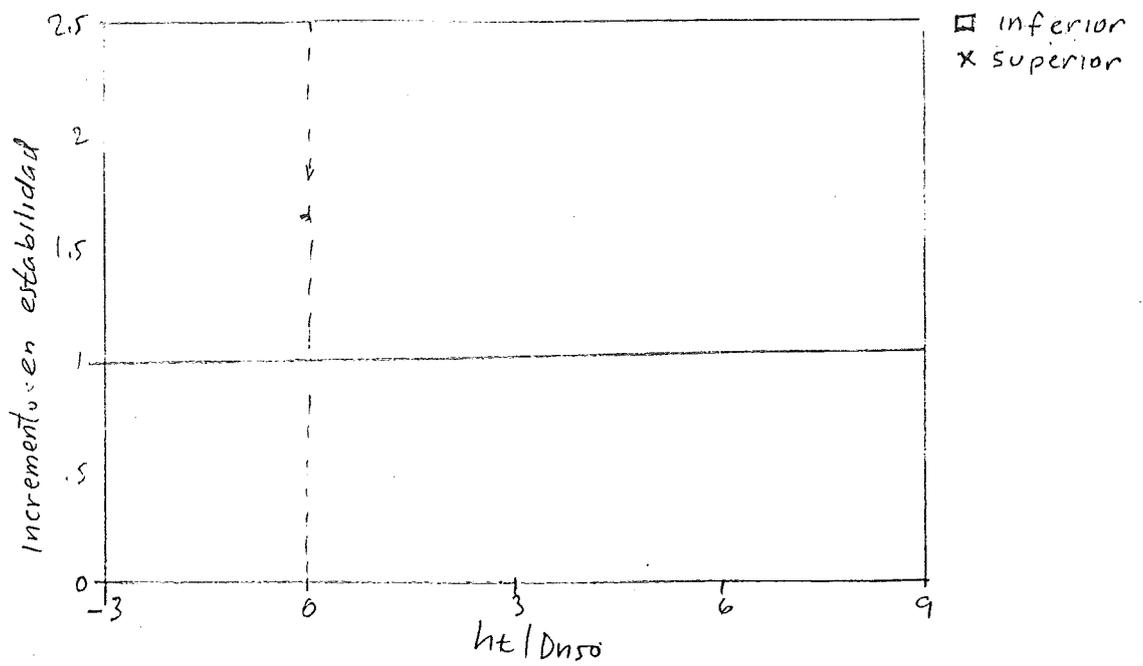


Figura 25

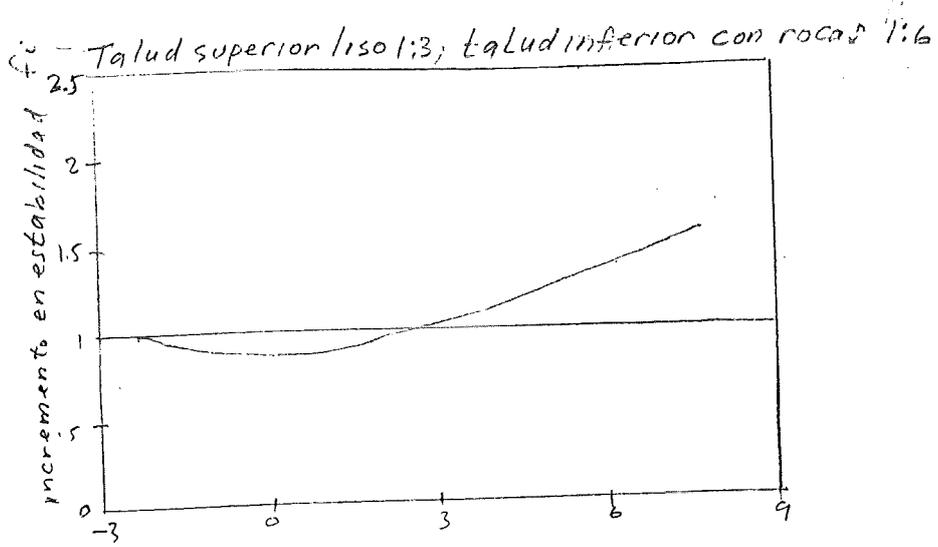
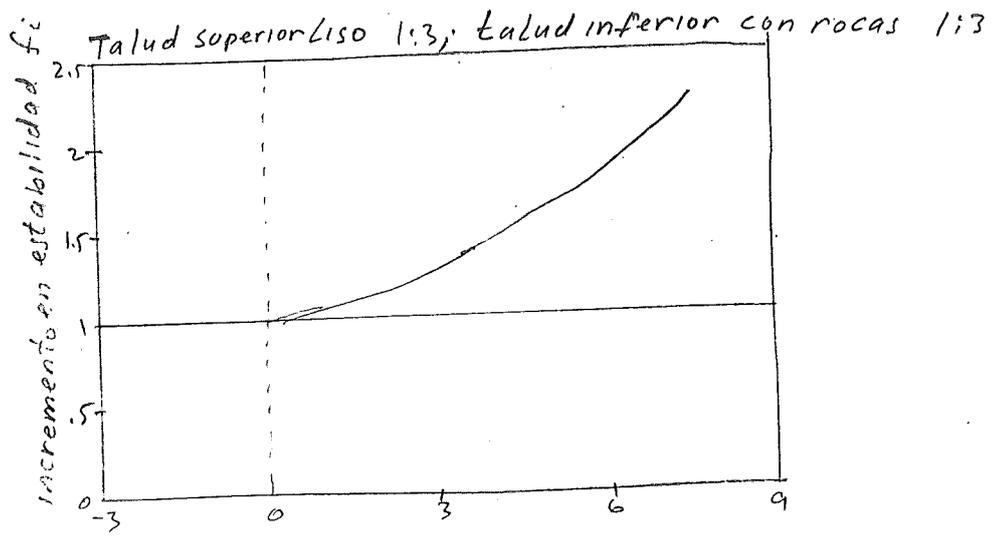


Figura 26

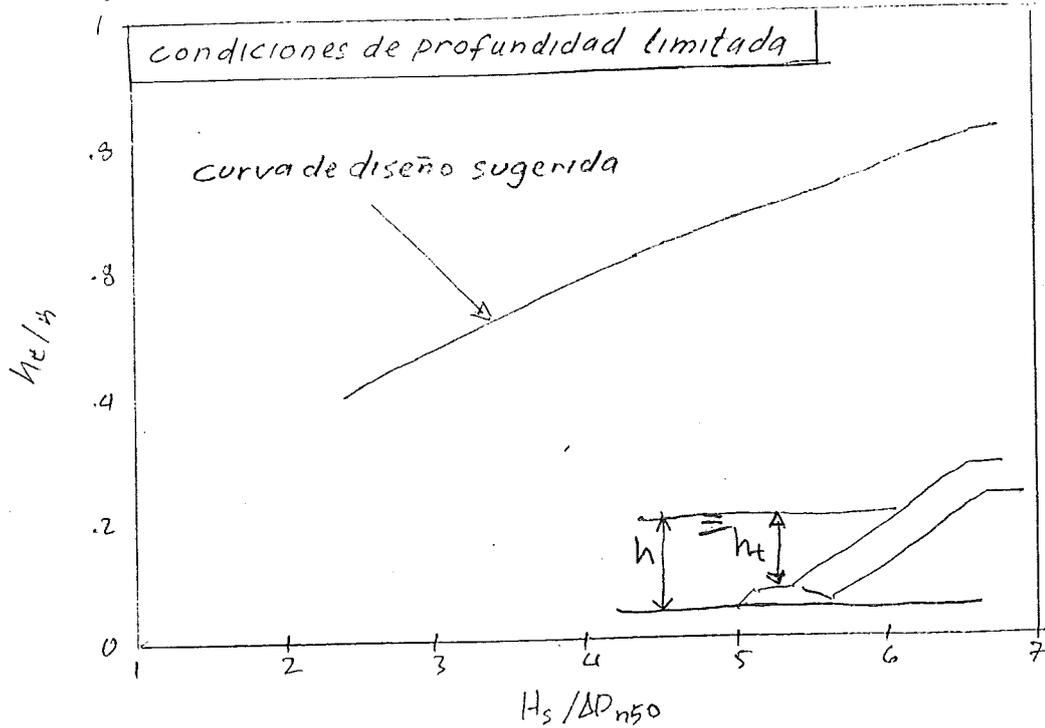


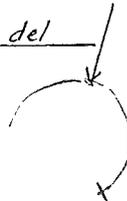
Figura 27

↑ coeficiente de estabilidad relativo al coeficiente de estabilidad para la sección del tronco del rompeolas.

B ángulo de zonas del morro del rompeolas: relativa a la dirección del oleaje. →

Leyenda
dirección del oleaje α

dirección del oleaje.



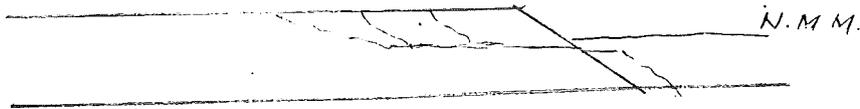
ejemplo, zona a 135° inclinación
relativa a la dirección del oleaje

NOTA:

Talud 1:1.33

Inclinación de la ola $S_{op} = 0.035$

Figura 28-37

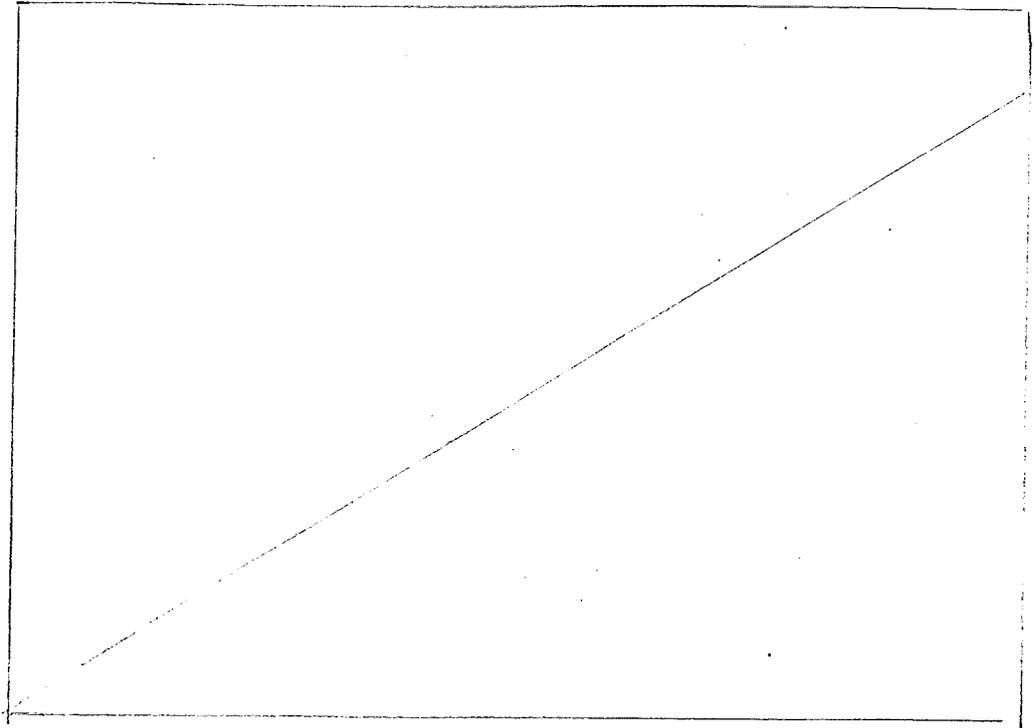


$H_s = 0.15m$ $T_p = 2.5 \text{ seg.}$

N. M. M. = nivel medio del mar.



Figura 29



$$\frac{H_s \sqrt{\cos \beta}}{D_{n50}} \left(\frac{H_s \sqrt{\cos \beta}}{D_{n50}} - 1 \right) \sin \beta$$

↑ $\sin \beta = \tan \beta$

7. ESTABILIDAD HIDRAULICA PARA MATERIALES Y SISTEMAS.

7.1 Generalidades.

La estabilidad (o las condiciones iniciales) para los materiales sueltos, desde arena hasta roca, han sido extensamente estudiados existiendo un criterio de diseño apropiado. Sin embargo la estabilidad de rocas de cantera vertidas al azar pueden ser, en muchas ocasiones, mejorada adoptando medidas especiales (construcción de sistemas mixtos). Existen sistemas protectores con materiales artificiales como son el hormigón y el asfalto. También los recubrimientos con hierba se utilizan para la protección de taludes. Para la mayoría de estos sistemas es posible tomar algunas aproximaciones que indican un criterio de estabilidad permitiendo elegir una protección adecuada.

Podrán ser considerados los sistemas siguientes:

- a. Rocas sueltas/rip-rap (como una referencia para comparar)
- b. Piedras colocadas ordenadamente (pitched stones), principalmente con la dimensión más larga (arriba) colocada verticalmente, esto incrementa el espesor y por tanto el peso por unidad de área. El criterio de estabilidad para estos sistemas se deriva de aquellos empleados para bloques colocados individualmente o formando parte de mallas.
Por esta razón todos estos sistemas serán tratados simultáneamente.
- c. Piedras adheridas o unidas mediante mortero: Las capas de rocas podrán ser unidas en el lugar con mezcla de cemento o bitum para aumentar la estabilidad. Las piedras sueltas pueden ser unidas superficialmente, siguiendo un patrón o completamente unidas. En el caso de la unión completa los vacíos quedarán completamente rellenos creando una cubierta homogénea e impermeable. Este sistema será tratado con más profundidad en la sección de sistemas bituminosos.
- d. Sistemas bituminosos: Estos sistemas proveen a la estructura de una cubierta integral y de relativa flexibilidad, la cual ofrece bastante resistencia a las cargas hidráulicas. Existen varios de estos sistemas utilizados en la ingeniería de costas. Entre estos tenemos el hormigón asfáltico, cemento asfáltico, asfalto con piedra densa, asfalto con piedra abierta, mástic asfáltico, areno-asfalto ligero. El areno asfalto ligero principalmente es usado como capa de filtro. En el Manual de uso del asfalto en ingeniería hidráulica (Technical Advisory Committee on waterdefence, 1985) se puede hallar más información al respecto. Por esta razón solo serán presentados aquí algunos datos generales.
- e. Gabiones y colchonetas: La estabilidad de rocas relativamente pequeñas puede ser mejorada mediante el confinamiento de éstas en un pequeño compartimiento dentro de una cesta de una malla de alambres, las cuales después de estar encerradas forman una masa pesada y permeable. Se deben garantizar las dimensiones adecuadas del relleno evitando las rocas planas.
Los gabiones son relativamente flexibles y pueden conservar su función aún cuando la cimentación falle parcialmente.
- f. Tejidos y otros elementos de contención: Las bolsas, colchones y tubos (usando varios tipos de geotextiles u otros materiales) pueden ser usados para la protección de estructuras cuando son rellenos con arena, grava, hormigón ligero, arena-asfalto

ligero y arcilla. En cierta medida esta es una alternativa para el relleno de gabiones. La arena, grava y los elementos rellenos con arcillas son relativamente flexibles y baratos pero son susceptibles a la acción destructora del hombre y a la degradación por factores térmicos. El relleno con hormigón elimina estos problemas aunque aumenta los costos y produce la pérdida de flexibilidad de la estructura.

- g. Materiales cohesivos (arcilla y colchones de hierba): Debido a la gran variedad de composiciones posibles para sistemas de protección no es posible presentar un criterio general válido de estabilidad para estos sistemas. Por ello solo serán dados aquí algunos principios y ejemplos. Para la comparación de todos estos sistemas la estabilidad para las rocas vertidas será dada como referencia.

7.2 Criterio de estabilidad para el ataque del oleaje.

La fórmula general empírica (aproximada) obtenida por Pilarczyk (1989) es:

$$H_e/\Delta_m D \leq \phi_u \phi \cos \alpha / \zeta_z ; (\cot \alpha \geq 2) \quad (7.1a)$$

$$\Delta_m D = \psi_u^{-1} \psi^{-1} \cos \alpha^{-1} H_e \xi_z^b ; (\text{resistencia} = \text{carga}) \quad (7.1b)$$

con: ζ_z = parámetro de rotura sobre un talud, definido como:

$$\xi_z = \tan \alpha (H_e/L_o)^{-0.5} = 1.25 T_z H_e^{-0.5} \tan \alpha \quad (7.2)$$

ψ_u = factor de incremento de estabilidad ($\psi_u = 1.0$ para los rip rap y $\psi_u \geq 1$ para otros sistemas de revestimientos) [-]

ϕ = factor de estabilidad o función de estabilidad para movimiento incipiente, definido por $\zeta_z = 1$ [-] (ver fig. 21),

H_e = altura de ola significativa [m]

T_z = período promedio de la ola [s]

L_o = longitud de la ola $L_o = gT^2/2\pi$ [m]

D = espesor de los elementos de protección [m]

α = ángulo del talud [°]

Δ = densidad relativa de un elemento-sistema [-]

b = exponente relativo al proceso de interacción entre la ola y el tipo de revestimiento empleado (rugosidad, porosidad/permeabilidad, etc.), $1 \geq b \geq 0.5$. Para los revestimientos rugosos y permeables como los rip rap, $b=0.5$. Para revestimientos lisos y menos permeables como los bloques b debe estar cerca de 1. El valor de $b=2/3$ puede ser visto como el valor común más representativo para otros sistemas (como por ejemplo bloques abiertos, colchones de bloques, colchones de diseño especial, etc.)

El efecto que produce la composición (permeabilidad) del revestimiento esta ilustrado en la caja 7.1.

D y Δ_m están definidos para sistemas específicos:

. Roca : $D = D_n = (M_{so}/\rho_s)^{1/3}$ y $\Delta_m = \Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$

. Bloques : $D = \text{Ancho del bloque}$, $\Delta_m = \Delta$

Colchones : $D = d =$ promedio de ancho del colchón y,

$$\Delta_m = (1 - n)\Delta, \text{ donde:}$$

$n =$ porosidad volumétrica del material

de relleno y $\Delta =$ densidad relativa del material

de relleno. Para roca de cantera común $(1-n)\Delta \approx 1$

Para roca y $\zeta_z > 3$, las medidas calculadas con $\zeta_z = 3$ también pueden ser aplicadas.

La acción del oleaje en un talud puede ser aproximadamente transformado en el componente máximo de la velocidad en un talud durante el run-up y el run-down, U_{max} , se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$U_{max} = a \sqrt{gH^3 \zeta_z} \quad (7.3)$$

(para oleaje irregular y taludes lisos $a=1$)

El factor de estabilidad \bar{V} para los agregados sueltos puede generalmente ser definido utilizando la fórmula de Van der Meer (Meer, van der et al, 1984), (ver Figura 22).

$$\phi = 6.2 P_b^{0.18} (S_b^2/N)^{0.1} \quad (\text{para } \zeta_z < 3, \text{ olas rompientes}) \quad (7.4)$$

En el caso de núcleo relativamente impermeable (por ejemplo arena o arcilla $P_b \approx 0.1$) y un número limitado de olas ($N \approx 3000$) se pueden determinar los siguientes valores orientativos para ϕ :

$\phi = 2.25$ para movimiento incipiente (movimiento de una a tres piedras sobre el ancho del talud igual a D_n)

$\phi = 3.0$ como una primera aproximación para un daño máximo tolerable para 2 capas sobre un filtro granular (por ejemplo $S_b = 8$ y profundidad del daño menor o igual a $2D_n$).

Estas condiciones están muy cerca a las condiciones de los ensayos promedios en el pasado cuando se ensayaron las rocas y otros sistemas alternativos basados en la ecuación de estabilidad de Hudson (vea parte 2.4 en The Closure of Tidal Basins, 1987).

El valor de ϕ se usará más adelante como un valor de referencia en la comparación de la estabilidad con otros sistemas alternativos. La diferencia con la estabilidad de la roca debido a las medidas desarrolladas será expresada por el factor de gradación \bar{V}_n .

Figura 22 Fórmula de Van der Meer en estabilidad del rip-rap para $N= 3000$ olas y núcleo impermeable ($P_b = 0.1$)

La diferencia importante entre las roca suelta y los sistemas alternativos interesa al comportamiento de los sistemas después de iniciado el movimiento (daño). Debido al efecto de recuperación propia de la roca suelta un cierto desplazamiento de elemento se puede aceptar (hasta $\phi \approx 3$). En el caso de los sistemas alternativos por ejemplo revestimiento de bloques, el daño inicial (por ejemplo el movimiento de un bloque) fácilmente puede conducir a un daño progresivo, no hay reserva de estabilidad.

En todos los casos, la experiencia y el sentido ingenieril juegan un papel importante en la aplicación de estas reglas de diseño o los ensayos matemáticos o físicos pueden proporcionar una solución óptima.

Resultados.

La comparación de la estabilidad de varios sistemas (parámetros \bar{V}_u) y los parámetros necesarios para propósitos de cálculos se resumen en la Tabla 7.1. Vea caja 7.1.

Comentarios para usuarios.

. revestimiento de bloques y esteras de bloques

El uso de valores de \bar{V}_u mayores que 2.5 no es aconsejable cuando se apoyan en modelos matemáticos y/o ensayos a gran escala incorporando la estabilidad geotécnica. Para revestimientos viejos se observa algún incremento en la estabilidad debido al incremento de la fricción natural y/o la trabazón. Sin embargo la permeabilidad puede disminuir y actuar adversamente.

Los lados o aristas de las esteras de bloques (block-mats) adyacentes si no están conectados unas con otras se deben tratar como bloques sueltos ($\bar{V}_u = 1.33$ a 1.50).

Para taludes con inclinaciones mayores de 1:3 la estabilidad o inestabilidad geotécnica (por ejemplo el deslizamiento) puede ser un factor decisivo y se debe examinar propiamente. En el caso de capa de cubierta colocada directamente sobre subsuelo (compactado) arenoso o geotextil la altura de ola actuante no debe ser mayor de 1.5m debido al peligro de deformación del perfil local y/o la licuefacción.

Se debe notar que por razones prácticas el espesor mínimo de los bloques sueltos es alrededor de 0.10m y para bloques retaqueados con material granular y esteras de bloques (block mats) es 0.08m.

Enfoques más sofisticados de los aspectos de estabilidad de estos sistemas se pueden encontrar en las guías de dimensionamiento de revestimientos de bloques. (TAW, 1991).

. piedras aglutinadas. (grouted stone)

Estas superficies no son aconsejables cuando las subcapas tienen una alta permeabilidad. Una superficie completamente impermeable se debe evitar porque puede introducir una fuerza extra de levantamiento. En estos casos se debe rellenar con el aglutinador alrededor del 50 al 70% del total de la superficie. El factor granulométrico depende mucho de la ejecución y se debe tener mucho cuidado de que no quede solamente en la superficie de la capa de piedra o que penetre completamente a través de las capas. En el área de fuerte impacto de oleaje las protuberancias rellenas se pueden fisurar por acciones dinámicas por lo tanto este tipo de construcción se debe aplicar hasta $H_w = 3.0m$. (como carga más frecuente) y $H_w = 4.0m$ (como carga menos frecuente). En el último caso por razones de seguridad se recomienda usar 3 capas de piedras partidas. Si la parte rellena entre las piedras se fisura y se lava, la tercera capa todavía protegerá el núcleo ya que él está protegido por las protuberancias rellenas de sobrecapa.

. sistemas bituminosos.

En el caso de asfalto piedra abierto sobre filtro de asfalto con arena, el espesor del sistema se puede definir como el espesor total de ambas capas. Para los bordes todos los sistemas bituminosos el $\bar{V}_u=2$ se debe aplicar. Debido a la posibilidad de licuefacción, el

asfalto-piedra abierto sobre geotextil y arena se recomienda sólo hasta $H_a = 2.0m$. Para $H_a > 2.0m$ se recomienda el filtro bituminoso de arena bajo la capa cubierta de asfalto-piedra abierto. Debido a la limitada resistencia del asfalto-piedra abierto contra la erosión (velocidad máx. $u = 7m/s$) este sistema se puede aplicar hasta $H_a = 3m$ y para cargas menos frecuentes hasta $H_a = 4m$.

Por razones prácticas, el espesor mínimo del asfalto-piedra abierto es de $0.08m$ si es prefabricado y $0.10m$ si es puesto en el lugar. Sin embargo los espesores más usuales son 0.10 y $0.15m$, respectivamente. Los sistemas de placas bituminosas (especialmente las impermeables) también deben ser examinadas en relación con su resistencia permisible y el criterio de levantamiento. Los métodos de cálculo se pueden encontrar en (TAW, 1985). El ejemplo de los espesores de varios revestimientos asfálticos en relación con su resistencia permisible se da a continuación para un lecho de arena compactada con talud 1:3:

H_a (m)	hormigón asfáltico	asfalto-piedra abierto	asfalto arena
2	0.10m	0.20m	0.40m
3	0.20m	0.40m	(0.80m)
4	0.30m	0.65m	
5	0.40m		

En general, la resistencia del asfalto-arena está limitada a una velocidad de $3m/s$ y una altura de ola de $1.5m$ (o $H_a \leq 2.0m$ para cargas poco frecuentes). Las corrientes no son la carga determinante en el diseño del hormigón asfáltico.

- gabiones y colchones.

El primer requerimiento es que el gabión o el colchón de espesor "d" sea estable como elemento. El espesor del colchón se puede relacionar al diámetro de la piedra D_n . En la mayoría de los casos es suficiente usar dos capas de piedra en un colchón ($d = 1.8D_n$) y el factor granulométrico se recomienda en el rango de $2 \leq \bar{V} < 3máx$. El segundo requerimiento es que el movimiento de las piedras en el cesto no debe ser demasiado grande debido a la posible deformación del gabión y las cargas sobre los alambres de las mallas. Para evitar la situación de que el gabión sea relleno con piedras de muy poco diámetro, se formula el segundo criterio relativo al diámetro D_n . La selección de $\bar{V} = 2$ a 2.5 relativo a D_n significa que el nivel de carga de las piedras individuales en el gabión estará limitada al doble de las cargas en las condiciones de movimiento incipiente. Por lo tanto:

D_n (estable dinámicamente) cuando $\bar{V}_n \leq 2.5$ y
 d (estable) cuando $d \geq 1.8D_n$

En sistemas de dos o más capas es preferible usar piedras finas debajo de la capa de cubierta (por ejemplo hasta $1/5D_n$) para crear una mejor función de filtro y disminuir el gradiente hidráulico en la superficie del subsuelo. Las formulaciones para gabiones y colchones solo son válidas para olas con altura hasta $H_a = 1.5m$ o para olas menos frecuentes hasta $H_a = 2.0m$. En cualquier caso es

Función general:

$$H_s / \Delta_m D = \Psi \bar{\Psi}_m F_r F_1^p \xi^{-b} \cos \alpha$$

donde:

Ψ = constante numérica

$\bar{\Psi}_m$ = coeficiente relativo a las condiciones de estabilidad, $1 \leq \bar{\Psi}_m < 1.5$
(no movimiento y/o movimiento aceptable)

$F_r = a(\tan \alpha)^x$ - función de fricción (aumenta con la inclinación)

$F_1 = (k_t D / k_r dx)$ - parámetro de permeabilidad integral

k_t / k_r = relación de permeabilidad de la capa de cubierta (k_t)
y el filtro/subcapa (k_r)

D/dx = relación de espesor de la capa de cubierta (D) y el
filtro/subcapa (dx)

$\xi = \tan \alpha / H_s / L_o$ = parámetro de rompiente

b = exponente relativo a la interacción entre las olas y el tipo de
revestimiento, $1 < b \leq 0.5$; $b = 2/3$ puede ser tratado como un valor
representativo.

p = exponencial en la función de permeabilidad; $p \approx 1/3$

N.B. el valor de un parámetro de permeabilidad puede ser determinado
para todo el sistema integralmente (incl. geotextiles si están),
cuando es calculado sobre la base de componentes separados se
requiere un cierto coeficiente de correlación. La función general se
puede simplificar dentro de la siguiente forma aproximada:

$$\frac{H_s}{\Delta_m D} = \Phi_r \frac{\cos \alpha}{\xi^{2/3}} \left[\frac{k_t D}{k_r dx} \right]^{1/3}$$

(el efecto combinado de $\cos \alpha$ y $\tan \alpha$ (en fricción) está muy cerca de
un factor constante el cual ya está incorporado en Φ_r ; para continuar
se incorpora $\cos \alpha$ un factor de seguridad adicional contra el desliza-
miento).

Donde:

Φ_T = factor total de estabilidad debido al levantamiento igual a:

1° $\Phi_T = 10$, para movimiento tolerable/aceptable de un sistema

2° $\Phi_T = 8$, para estabilidad estática de un sistema (incl. sus efectos
dentro de un sistema).

3° $\Phi_T = 5$ a 6 , para estabilidad estática de elementos libres (no hay
contacto entre los elementos).

límitaciones:

$$0.01 \leq k_t / k_r < 2$$

para

$$F_1 > 1 \quad \text{usar } F_1 = 1 \quad \rightarrow F_1^{1/3} = 1$$

$$0.1 < D/dx < 5$$

$$F_1 < 0.01 \quad \text{usar } F_1 = 0.01 \quad \rightarrow F_1^{1/3} = 0.2$$

Caja 7.1 Modelo conceptual de estabilidad para sistemas compuestos.
Influencia de composición/permeabilidad.

importante que tanto el subsuelo como las piedras estén compactados adecuadamente. Cuando la corriente es mayor de 3m/s o la altura de ola excede 1.0m, entonces una subcapa granular fina (alrededor de 0.2m. de espesor) se debe incorporar. En otros casos es satisfactorio colacar el colchón directamente sobre el geotextil y el subsuelo compactado. Por razones prácticas el espesor mínimo del colchón es 0.15m.

. tejidos y otros contenedores.

El criterio de estabilidad para colchones tejidos de espesor "d" rellenos con arena, cemento-arena u otros materiales se dedujo de algunos ensayos (limitados) y el conocimiento reciente de los principios de los revestimientos.

El valor del factor granulométrico (F_u) depende de la razón de la permeabilidad de las esteras y del subsuelo, ρ_m :

- . para $\rho_m < 1$: $F_u = 1.0$ (colchón de menor permeabilidad)
- . para $\rho_m \approx 1$ a 2 : $F_u = 1.5$
- . para $\rho_m \gg 1$ (por ejemplo ≥ 5) : $F_u = 1.75 \div 2$ (colchón permeable de diseño especial)

La permeabilidad del colchón se debe tratar como una permeabilidad integrada de todos los componentes, el container geotextil y el material de relleno.

Para alturas de olas $1.0m < H_s < 2.0m$ y subsuelo arenoso se deben tomar medidas especiales contra el deslizamiento y/o la licuefacción: compactación extra, espesor extra (50 a 100%), eventualmente una subcapa granular fina de 0.20m de espesor (graduación amplia) etc. En el caso de colchones permeables sobre subsuelo arenoso la parte de abajo del container se debe hacer preferiblemente de un geotextil compacto de arena (función de filtro). Para taludes con mayor inclinación de 1:3, hasta evitar el deslizamiento, se debe poner especial atención al anclaje de la parte superior del colchón y el apoyo del pie. Se deben tomar medidas especiales en relación con la transición, protección contra la socavación del pie y la protección del área de salpicadura debido al sobrepaso. Colchones de arena aún bien compactados son muy susceptibles de deformarse. Por lo tanto su uso permanente debe ser limitado a una acción del oleaje relativamente suave ($H_s < 1.5m$). En general el uso de contenedores tejidos de diseños variados para altura de olas mayor de 2.0m y la aplicación de valores de F_u diferentes a los mencionados anteriormente sólo es responsable cuando están apoyadas por ensayos de prototipos, incluyendo la estabilidad geotécnica. Por razones prácticas el espesor mínimo de los colchones /contenedores tejidos es 0.15m.

Para promover la vegetación a través del colchón-geotextil la arena y/o la grava fina mezclada con aditivos cohesivos y semillas son muy apropiadas como material de relleno.

7.3 Criterio de estabilidad para la acción de las corrientes.

La morfología de la costa, los procesos de socavación y en algunos casos la estabilidad de los elementos de protección (talud y/o protección del fondo) pueden estar influenciados no solamente por las olas sino también por las corrientes o una combinación de ambas. Las corrientes pueden tener varios orígenes, corrientes inducidas por el oleaje, las mareas, los barcos, las corrientes naturales (por ejemplo en la boca de los ríos).

El agua fluyendo sobre un lecho de sedimentos (desde arcilla y arena a roca) ejercen fuerzas sobre los granos que tienden a moverse. El

equilibrio de una partícula sobre el lecho de una corriente se altera si el efecto resultante de las fuerzas que actúan (fuerza de arrastre, fuerza levantante) llegan a ser mayores que las fuerzas estabilizantes como la gravedad (peso sumergido) y la cohesión. La cohesión es importante solamente para sedimentos en el rango de cieno y arcilla o arenas finas con un apreciable contenido de cieno. Las fuerzas que alteran el equilibrio (cargas) se expresan a veces en un esfuerzo cortante (τ_0), velocidad constante ($U_* = \sqrt{\tau_0/\rho_w}$) o una cierta definición de velocidad. El límite de estabilidad se define por medio de valores críticos de estas cantidades.

El comportamiento del sedimento en un canal erosionable (o a lo largo de una costa) es un fenómeno complejo y aquí solamente se presenta un enfoque básico; más detalles se pueden encontrar en The Closure Tidal Basins (1987) y dado por Jansen et al (1979), Paintal (1971) y otros.

Es conveniente clasificar el sedimento del subsuelo como:

1. no cohesivo; sedimento fino
2. no cohesivo; sedimento grueso (= roca)
3. sedimentos cohesivos

Los principios básicos son comunes para ambos (sedimentos finos y gruesos).

Sin embargo para materiales gruesos las fuerzas viscosas sobre la superficie de las partículas (efecto de Reynolds) puede ser despreciado y permite establecer una fórmula más general incluyendo parámetros relevantes para varias aplicaciones prácticas (Pilarczyk 1989).

En general hay dos métodos de establecer la resistencia a la erosión de los sedimentos,

- * el método del esfuerzo cortante
- * el método de la velocidad permisible (por ejemplo vea las cartas en Ven ti Chow, 1959).

El método del esfuerzo cortante incorpora el mecanismo básico del grano y por lo tanto es más aplicable en general.

No cohesivo, sedimento fino. Principios básicos.

- Flujo uniforme

El criterio básico de estabilidad para un flujo uniforme, continuo se puede expresar como:

$$\tau_{cr} = \bar{V}_{cr} (\rho_s - \rho_w) g D \geq \tau_0 \quad (7.5)$$

donde:

- τ_0 = esfuerzo cortante ejercido a lo largo del canal/con torno del fondo [N/m²]
- τ_{cr} = esfuerzo cortante crítico para un material específico de tamaño D y densidad ρ_s
- \bar{V}_{cr} = parámetro de esfuerzo cortante crítico de Shields adimensional para un material específico [-]
- D = tamaño del grano [m]
- g = aceleración de la gravedad [9.81m/s²]

El valor de \bar{V}_{cr} depende de la forma de la partícula, velocidad del perfil, etc. Para sedimentos finos ($D < 4\text{mm}$) \bar{V}_{cr} también depende del número de Reynolds (viscosidad). La relación se puede escribir como:

$$\Psi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho_w) g D} = \frac{U_*^2}{\Delta g D} = f(R_{*}) = f\left(\frac{U_* D}{\nu}\right) \quad (7.6)$$

y \bar{V}_{cr} se puede determinar del diagrama empírico de Shields presentado en la Figura 23. U_* se conoce como velocidad cortante (proporcional a la velocidad en el fondo) y es relativo al esfuerzo cortante (τ_o); ν es la velocidad del fluido. De las teorías de Chezy para canales abiertos se tiene que:

$$U_* = (\tau/\rho_w)^{1/2} = (gRI)^{1/2} = U(g)^{1/2} / C \quad (7.7a)$$

y

$$C = 18 \log 12h/K_s \quad (7.7b)$$

donde R = radio hidráulico o profundidad del agua h [m], I = pendiente del nivel de energía [-], U = velocidad media del fluido [m/s], C = coeficiente de Chezy [m²/s] y K_s = parámetro de rugosidad del fondo [m].

Según Shields, para sedimentos más gruesos de 4mm ($R_* > 200$) el valor de \bar{V}_{cr} es casi constante e igual a 0.06. Sin embargo investigaciones más recientes (Paintal, 1971 y otros) probaron que, debido al

Figura 23 Curva de Shields.

Figura 24 Variación de la velocidad con la altura.

Figura 25 Comparación de los resultados experimentales para movimiento inicial en fluido oscilatorio con la curva de fluido uniforme de Shields.

Figura 26 Variación de f_w con R según Kamphuis (1975).

carácter estocástico del inicio de movimiento, el valor real inicial de \bar{V}_{cr} puede ser mucho más bajo incluso hasta 0.02. Para aplicaciones prácticas el $\bar{V}_{cr} = 0.03$ a 0.04 se puede asumir para la condición de no movimiento y $\bar{V}_{cr} = 0.05$ para movimiento limitado de los granos. El valor de rugosidad K_s se puede estimar como sigue:
 para sedimento uniforme $K_s = (1 \text{ a } 2)D$; (D =diámetro medio del grano)
 para sedimento graduado $K_s = (1 \text{ a } 3)D_{50}$;
 para un lecho con ondulaciones $K_s = (0.5 \text{ a } 1)$ ondulación.

La introducción de \bar{V}_{cr} (ec. 7.5) en la relación de Chezy (ec.7.7a) aporta una forma general de un criterio de estabilidad en términos de velocidad crítica media,

$$U_{cr} / (gAD)^{1/2} = (\bar{V})^{1/2} * C / (g)^{1/2} \quad (7.8)$$

Asumiendo $K_a = D_{90} \approx 2D_{50}$ para sedimentos finos y $K_a = 3D_{90} \approx 6D_{50}$ para roca gruesa, uno puede obtener un criterio de estabilidad conocido para una distribución de velocidad desarrollada completamente (logarítmica) sobre un fondo horizontal, llamada,

$$U_{cr}/\sqrt{g\Delta D_{50}} = \sqrt{V_{cr}} 5.75 \log 6 h/D_{50} \quad (\text{sedimentos finos}) \quad (7.9a)$$

$$U_{cr}/\sqrt{g\Delta D_{50}} = \sqrt{V_{cr}} 5.75 \log 2 h/D_{50} \quad (\text{sedimentos gruesos}) \quad (7.9b)$$

Seleccionando los valores de V_{cr} se puede calcular la velocidad crítica en un fluido uniforme para un cierto diámetro del grano D_{50} .

. Fluido oscilatorio (olas y corrientes combinadas)

En los casos más generales costeros la carga sobre los granos es una función del efecto combinado de la acción de las corrientes y las olas.

El enfoque del esfuerzo cortante en el fondo debido al fluido oscilatorio (por ejemplo el movimiento orbital debido a las olas) es más complejo, pero se puede obtener en forma similar a los fluidos uniformes (Figura 24). La primera tarea es encontrar la velocidad orbital cerca del fondo (U_o). Una vez que se conoce esta velocidad se puede encontrar la resultante de la velocidad orbital y la velocidad uniforme. Los antecedentes de este enfoque pertenecen a Bijker (1967), Sleath (1984), Herbich et al (1984), Velden van der (1989) y otros.

Las relaciones finales para el esfuerzo cortante promediado en tiempo en el fondo debido a la corriente uniforme y las olas propagándose en la misma dirección se resumen a continuación:

- el esfuerzo cortante en un fluido uniforme (vea ec. 7.7a)

$$\tau_o = \rho g u^2/c^2 \quad (7.10)$$

- el esfuerzo cortante en un fluido oscilatorio

$$\tau^w = 1/2 \rho f_w U_o^2 \quad (7.11)$$

- el esfuerzo cortante promediado en tiempo en el fondo (Bijker, 1967)

$$\tau_{ow} = \tau_o + \tau_w \quad (7.12)$$

donde f_w es un factor de fricción y U_o la máxima componente horizontal de la velocidad orbital "en el fondo" también relativa al desplazamiento máximo horizontal (amplitud) en el fondo a_o . Estos parámetros se definen por:

$$U_o = WH/2 \operatorname{senh}(Kh) = \pi H/T \operatorname{senh}(Kh) \quad (7.13)$$

$$a_o = H/2 \operatorname{senh}(Kh) = U_o T/2\pi \quad (7.14)$$

donde W = frecuencia angular = $2\pi/T$; T = período de la ola, H = altura de ola, K = número de ola = $2\pi/L$; L = longitud de la ola, h = profundidad del agua.

El factor de fricción (f_w) depende del número de Reynolds. Sin embargo la dependencia del número de Reynolds es comúnmente ignorada

ya que las del prototipo se puede esperar que sean turbulencia completamente desarrollada (y por lo tanto tiene un alto número de Reynolds). Para tal caso se puede usar la siguiente relación empírica:

$$\text{para } a_0 / K_s > 1.57 \quad f_w = \exp [-6 + 5.2 (a_0 / K_s)^{-0.19}] \quad (7.15a)$$

$$\text{para } a_0 / K_s \leq 1.57 \quad f_w = 0.30 \quad (7.15b)$$

donde K_s = rugosidad del fondo. Sin embargo para evitar problemas con la definición de rugosidad representativa para usos prácticos se recomienda el diagrama propuesto por el Kamphuis (1975) que se muestra en la Fig.26. Como una indicación el esfuerzo cortante promedio en el fondo para una corriente con olas es de 3 a 5 veces mayor que cuando no hay oleaje.

Los experimentos han mostrado una buena concordancia entre el esfuerzo cortante crítico en un fluido oscilatorio y uno uniforme. Por lo tanto la curva de Shield modificada como se muestra en la Figura 25 todavía se puede usar para la determinación del esfuerzo cortante crítico para el movimiento inicial en un fluido oscilatorio y en la combinación de corriente y olas.

Adicionalmente hay un gran número de fórmulas que permiten el cálculo directo de las condiciones para el movimiento inicial. Sin embargo la discrepancia en los resultados es muy alta. Como ejemplo se pueden mencionar dos fórmulas racionales: Komar y Miller (1974), probablemente como un límite más bajo de U_o crítico; para:

$$\text{para } \left(\frac{\rho_s - \rho_v}{\rho_v} \frac{g}{v} \right)^{1/3} D \leq 12.5; \quad \frac{U_o}{\frac{(\rho_s - \rho_v)^{2/3} g^{2/3} D^{1/3} T^{1/3}}{\rho}} = 0.24 \quad (7.16a)$$

$$\left(\frac{\rho_s - \rho_v}{\rho_v} \frac{g}{v} \right)^{1/3} D > 12.5; \quad \frac{U_o}{\frac{(\rho_s - \rho_v)^{4/7} g^{4/7} D^{3/7} T^{1/7}}{\rho}} = 1.05 \quad (7.16b)$$

Dingler (1975), probablemente como un límite superior de U_o crítico,

$$\frac{U_o v^{1/6}}{\left(\frac{\rho_s - \rho_v}{\rho_v} \right)^{5/6} g^{5/6} D^{1/2} T^{1/2}} = U_o (\Delta^{-5} g^{-5} D^{-3} T^{-3} v)^{1/6} = 0.052 \quad (7.17)$$

donde D =tamaño del grano medio del sedimento y v =viscosidad cinemática ($v=10^{-6}$ m²/s a 20°C).

- Transporte

Cuando los valores reales del esfuerzo cortante en el fondo exceden los valores críticos para movimiento inicial ocurrirá transporte de sedimento y se producirá una deformación del fondo. Como la deformación también es dependiente del tiempo y la naturaleza siempre es

inevitable, en la práctica se encontrará una situación de equilibrio. Debido a la complejidad de este fenómeno, especialmente para la combinación de corrientes y oleaje, este aspecto no será tratado aquí. En libros de texto y manuales especializados se puede encontrar información más detallada (por ejemplo Sleath 1984, Horikawa 1989, SPM 1984 y otros).

. Influencia de la pendiente del fondo (factor de pendiente K_s)

Para una partícula en una pendiente el valor del esfuerzo cortante (crítico) se reduce como sigue (RWS, The Clousure Tidal Basins 1987):
 - para un fondo con pendiente en la dirección del fluido con ángulo β

$$K_s = K_1(\beta) = \tau(\beta)/\tau(\alpha) = \frac{\text{sen}(\alpha - \beta)}{\text{sen}(\alpha)} \quad (7.18a)$$

- para una pendiente al lado con ángulo α (Fig.27); fluido paralelo a la orilla

$$K_s = K_d(\alpha) = \tau(\alpha)/\tau(\alpha) = \cos\alpha \sqrt{1 - (\tan^2\alpha/\text{sen}^2\alpha)} = \sqrt{1 - (\text{sen}^2\alpha/\text{sen}^2\alpha)} \quad (7.18b)$$

en la cual $\tau(\alpha)$ es el esfuerzo cortante para un fondo horizontal como referencia y α es el ángulo de reposo (fricción interna) del material considerado (Figura 28).

- para una combinación de pendiente de lado y longitudinal el factor de reducción $K(\alpha, \beta)$ es:

$$K_s = K_{tot} = K(\alpha, \beta) = K_1(\beta) * K_d(\alpha) \quad (7.18c)$$

En la deducción anterior para los factores de pendiente se asume que los granos yacen libremente y en caso de movimiento serán transportados hacia afuera. En el caso de revestimientos (rip-rap, bloques etc) los elementos se introducen unos entre otros y son soportados por la construcción del pie del talud. Eso significa que el levantamiento de los elementos juega un papel más predominante que en el caso de estabilidad de arena y que estos criterios con frecuencia pueden ser demasiado conservadores.

Para un fluido (es decir inundación) y acción del oleaje perpendicular al revestimiento en talud, el factor de pendiente se define por (vea Fig. 27b):

- para condiciones de trepada (up rush)

$$K_{up}(\alpha) = (\cos\alpha - f\text{sen}\alpha) = \cos\alpha(1 - f\tan\alpha) \quad (7.19)$$

donde f = factor de fricción (=ángulo de fricción desarrollada); para rip-rap $f = \tan\alpha$ (como una primera aproximación $f=1$).

Se debe notar que estos factores de pendientes ya están incorporados en las fórmulas de acción del oleaje, ec.7.1 (K_{up} en una forma implícita y K_{down} en forma explícita).

- para condiciones de downsurge (es decir retroceso, sobrepaso, inundación):

$$K_{down}(\alpha_1) = \cos \alpha \quad (7.20)$$

Para el down surge se asume que el agua estará saliendo entre los bloques así que "f" puede llegar a cero. El ángulo del talud " α_1 " puede referirse al talud exterior (es decir acción del oleaje) o al talud interior (sobrepaso, inundación).

Sedimentos gruesos, estabilidad de las rocas y elementos rocosos.

Una alternativa para el uso de valores de entrada para esfuerzo o velocidad es la aplicación de fórmulas empíricas.

Pilarczyk (1989) presentó el resumen de algunas fórmulas prácticas de diseño para rocas y elementos rocosos contra la acción de la corriente en varias aplicaciones de la Ingeniería Civil. El ha combinado estas fórmulas a una forma general.

Una fórmula general para roca es:

$$\Delta_m D_n = [\phi_c K_T (0.035) K_h / \bar{V}_{cr}(\text{carga})] * K_s^{-1} u^2 / 2g \quad (7.21)$$

(resistencia)

en la cual:

D_n = espesor del elemento de protección	[m]
Δ_m = densidad relativa del sistema de protección	[-]
ϕ_c = factor de estabilidad para corriente	[-]
K_T = turbulencia y/o factor de ajuste del esfuerzo cortante	[-]
K_h = factor de profundidad	[-]
K_s = factor de pendiente ($K_1, K_a, K_{up}, K_{down}$)	[-]
\bar{V}_{cr} = parámetro del esfuerzo cortante crítico	[-]
u = velocidad media (profundidad promedio)	[m/s]
g = aceleración de la gravedad	[m/s ²]

La misma fórmula se puede usar para elementos rocosos, o sistemas de bloques, colchones de bloques y gabiones.

Los parámetros Δ_m y D_n se pueden calcular con:

- para roca: $D_n = (M_{50}/\rho_a)^{0.33}$ o $D_n = 0.85 D_{50}$ y $\Delta_m = \Delta = (\rho_a - \rho_w)/\rho_w$
- para bloques colocados y colchón de bloques: $D_n = D =$ espesor del bloque y $\Delta_m = \Delta$
- para esteras (gabiones, esteras de piedras y asfalto, etc.):

$D_n = d$ (= espesor promedio de las esteras) y $\Delta_m = (1-n)\Delta$; el tamaño de la roca maciza D_n se puede calcular como para roca pero con un valor mayor de \bar{V}_{cr} , el espesor mínimo de estera es $d = 1.8D_n$.

con:

- M_{50} = valor del 50% de la distribución de masa de las piedras [kg],
- ρ_a = densidad de la roca [kg/m³],
- ρ_w = densidad del agua [kg/m³],
- Δ = densidad relativa del elemento de protección [-],
- n = porosidad de las piedras o arena [-] (aproximadamente 0.4).

Los valores del parámetro de esfuerzo cortante crítico τ_{cr} se pueden asumir igual a:

- . $\tau_{cr} = 0.035$ para rocas sueltas,
- . $\tau_{cr} = 0.050$ para bloques libres,
- . $\tau_{cr} = 0.070$ para esteras de bloques, colchones asfálticos, colchón de geotextil-arena, gabiones/colchones de piedras.
- . $\tau_{cr} = \leq 0.10$ para roca macizas en gabiones/colchones de piedras.

En la sección 7.2 se mencionan algunas informaciones sobre velocidades permisibles para materiales bituminosos.

Los factores de corrección K se estiman como sigue:

$K_h = 2/(\log 10h/K_s)^2 = 6.48/C^2$ para un perfil de velocidad logarítmica, o

$K_h = (h/D_n)^{-0.2}$ para un perfil de velocidad no desarrollada completamente

$K_s = K_a \cos \alpha (1 - \tan^2 \alpha / \tan^2 \phi)$ para orillas y $K_s = K_{down} = \cos \alpha_1$ para down surge sobre taludes

$K_T = 1$ (turbulencia normal, ríos);

$K_T = 1.5$ (caso muy común: fluido no uniforme con turbulencia incrementada como bahías tranquilas, recodos externos, $r/B > 2$, etc.

$K_T = 2$ (alta turbulencia como en saltos hidráulicos, disturbios locales, recodos externos afilados o estrechos, $r/B \leq 2$)

$K_T = 3$ (impacto tipo yet, velocidad en espiral)

con $h =$ profundidad [m], $r =$ radio de curvatura, $B =$ ancho de la superficie de agua, en el extremo de aguas arriba de la curvatura, $K_s = n$ (elementos lisos, por ejemplo bloques de hormigón $D_n = D$ espesor del bloque) o $K_s = (2 \text{ a } 5)D$ (elemento rugosos, por ejemplo roca), $\alpha =$ ángulo del talud [$^\circ$]; $\phi =$ ángulo de fricción interna [$^\circ$].

Se puede hacer la siguiente observación. Primeramente, el factor K_h se puede desprestigiar ($K_h = 1$) si en lugar de u se sustituye u_b o cuando $h/D_n \leq 5$. En segundo lugar los factores K_s solamente son válidos para flujo paralelo a la orilla (K_a) y para cargas perpendiculares a los taludes (K_{down}). Para otras situaciones se debe hacer una selección adecuada.

Finalmente, el valor de $K_T = 1.5$ ó 2.0 para recodos externos (afilados) solamente se deben aplicar si, debido a dificultades en definir la velocidad media local, se aplica en la velocidad media promedio en la sección transversal.

Se recomiendan los siguientes valores del factor de estabilidad ϕ_c :
 $\phi_c = (1.00 \text{ a } 1.50)$ aristas expuestas y/o transiciones (dependiendo de la dirección del fluido), y

$\phi_c = (0.5 \text{ a } 0.75)$ para protección continua; $\phi_c = 0.75$ se puede tratar como un valor de referencia común para roca.

Los valores del factor de estabilidad están fuertemente afectados por la composición del sistema y la ejecución. En general los cálculos superiores de ϕ_c se pueden recomendar como valores seguros.

El valor más bajo de ϕ_c referido al sistema con integridad más alta es decir gabiones/colchón de piedra, bloques aglutinados, etc., selección adecuada de permeabilidad de la capa de cubierta, y/o cuando se permite un cierto (limitado) movimiento. Para una protección continua con bloques colocados sobre un lecho nivelado adecuada-

mente el $\phi_c = 0.5$ se puede usar mientras que el $\phi_c = 0.75$ es aplicado usualmente para roca, también es un valor ϕ_c adecuado para bloques sobre un lecho no nivelado. La estabilidad para bloques colocados libremente se puede mejorar colocando en los espacios entre los bloques una lechada granular.

El lavado de este material se puede prevenir cuando $D_n(\text{lechada}) > 0.3d$. En tal caso la estabilidad puede ser similar a la esteras de bloques cableados (cabled blockmats).

Los bloques deben ser puestos en un patrón para limitar la longitud de los interespacios. Para la arista expuesta con rocas en colchón (fascine mattress) $\phi_c = 1.0$ se puede usar mientras que para la roca directamente sobre geotextil se recomienda $\phi_c = 1.5$.

Ejemplos de aristas expuestas son: protección del fondo en huecos de socavación (fundamentalmente en casos de corrientes en dos direcciones, como son las de flujo y reflujo), bordes de una protección del pie, transición entre esteras o colchones. Cuando los bordes pueden ser atacados contrariamente por ejemplo de la dirección de socavación del hueco de socavación (durante la marea) se recomiendan valores más conservadores de ϕ_c (más altos). Debido a los problemas prácticos con los bordes y las transiciones, es muy frecuente diseñar el sistema completo de protección basados en los criterios de estabilidad para los bordes. En otros casos se deben tomar medidas especiales para evitar el vuelco de la estera en los bordes y en las transiciones.

Debido a todas estas incertidumbres es difícil dar una indicación más certera sobre valores de ϕ_c . El mejor juicio ingenieril siempre será un factor decisivo en cada caso particular. Por ejemplo debido a varias razones prácticas el espesor mínimo de un elemento de protección se define como 0.08m para las esteras de bloques y esteras prefabricadas de asfalto-piedra abierta (in situ 0.10m), 0.10 para bloques libres, 0.15 para colchones de piedras y colchones de arena. Más información se puede encontrar en Flexible Armoured Revetments (1984).

Sedimentos cohesivos

La interacción físico-mecánica entre estas partículas juega un papel significativo. Actualmente el enfoque a la determinación de la velocidad crítica todavía recae sobre datos empíricos basados en varios experimentos y observaciones del lugar.

El conocimiento existente sobre la correlación del esfuerzo cortante crítico con las propiedades mecánicas del suelo, (índice de plasticidad, esfuerzo cortante a veleta, etc.), no es suficiente para presentar un enfoque general.

Los materiales cohesivos tales como la arcilla generalmente tienen mayor resistencia a la erosión que los no cohesivos. Como indicación se pueden usar los siguientes valores:

- arcilla poco compactada (relación de vacíos=0.50): $U_{cr} = 0.8\text{m/s}$
- arcilla firme (relación de vacíos = 0.25) : $U_{cr} = 1.5\text{m/s}$
- arcilla con hierba : $U_{cr} = 2.0\text{m/s}$
- arcilla con hierba/orillas diseñadas adecuadamente y/o reforzadas : $U_{cr} = 3.0\text{m/s}$

La información suministrada en esta sección da una primera aproximación de la resistencia a la erosión de varios suelos. En obras grandes se recomienda o bien chequear el estudio en laboratorio o

construir un prototipo para ensayarlo. En Ven te Chow (1959) y en The Closure of Tidal Basins (1987), Sleath (1984), se puede encontrar información adicional.

La guía holandesa para la aplicación de arcilla para la construcción de diques (incluyendo esteras de hierbas) Technical Advisory Committee for Waterdefences 1990 y las publicaciones de CIRIA sobre aliviaderos enyerbados (CIRIA 1976,1987) también pueden ser fuentes útiles para resolver algunos problemas prácticos.

7.4 Construcción de filtros

7.4.1 Generalidades

La estabilidad de las capas superiores (de cubierta) dependen fuertemente del tipo y composición de las subcapas y por lo tanto las estructuras deben ser consideradas como un todo. La inestabilidad (erosión) de las subcapas y/o el subsuelo pueden conducir al fallo de la capa superior.

Para el diseño es esencial una buena definición de la permeabilidad de las capas de cubierta y de las subcapas. La permeabilidad de las diferentes capas debe incrementarse desde abajo hacia arriba. En las Figuras 21 y 33 se dan ejemplos de estructuras de filtros.

7.4.2 Filtros granulares

Los filtros granulares se diseñan en capas más gruesas sucesivamente partiendo de la capa de suelo más fina. La primera capa debe sostener el material de base (el subsuelo), mientras que la capa siguiente tiene que ser capaz de sostener la capa de abajo (=estabilidad o criterio de sifonamiento). La capa más externa tiene que ser estable bajo las condiciones de contorno predominantes (cargas hidráulicas). Los principios básicos de la estabilidad del filtro se pueden deducir de las condiciones geométricas (idealizada) asumiendo una composición uniforme de las capas sucesivas.

1º granos estrechamente unidos (esferas)

D = diámetro

W = peso de la piedra

2º Granos más separados

Este último, enfoque se aplica en SPM 1984, para determinar los tamaños de las capas sucesivas de los rompeolas (Figura 33) bien conocidas.

$$W_1 = W/10 \text{ a } W/15 \quad (\text{debido al tamaño permitido}) \quad (7.24a)$$

y para las subcapas sucesivas

$$W_n = (1/14)^n \text{ es decir si } n=2 \quad W_2 = W/196 = W/200 \quad (7.24b)$$

El enfoque del SPM es más conservador y solamente se responsabiliza para los rompeolas de escollera con un tamaño de graduación muy estrecho (mayormente $0.75W < W_{medio} < 1.25W$) bajo una acción fuerte del oleaje.

El filtro óptimo especialmente relacionado con la protección del subsuelo de graduación amplia contra varias formas de erosión debe satisfacer más criterios que los mencionados arriba. Estos criterios se conocen como "reglas de filtros".

7.4.3 Reglas de filtros

Para definir los requerimientos de los filtros, generalmente se aplican los tamaños de los tamices D_{15} , D_{50} y D_{85} . Estos corresponden a diámetros de partículas donde el 15%, 50% y 85% del material (por peso) es más fino que el tamaño del tamiz (es el % del material que pasa el tamiz del diámetro dado). Para requerimientos específicos también se usan los diámetros de los tamices D_{10} , D_{50} y D_{90} .

La mejor subcapa es aquella que se diseña (y construye) de acuerdo con las reglas geométricas del filtro. Un filtro granular entre las capas de cubierta y el subsuelo tiene que cumplir los requerimientos siguientes (relativo al tamaño de los granos representativos de la base /subsuelo D_b y D_f):

Criterio:

- estabilidad (sifonamiento) $D_{15f}/D_{85b} < 4$ a 5

- permeabilidad $D_{15f}/D_{15b} > 4$ a 5

- segregación $D_{50f}/D_{50b} < 20$ a 25

- estabilidad interna

$C_u = D_{50}/D_{10} < 10$ no migración

> 20 migración

Figura 29 Definición de interfase (spoil-filtro)

En la Figura 31 se ilustra el método de diseño estándar para filtros granulares.

Investigaciones recientes en Delft Hydraulics suministraron un nuevo criterio de filtro que involucra la porosidad del material del filtro. El tamaño máximo del grano permisible del filtro D_{f15} se define como:

$$D_{f15} < 6.5 * 10^{-3} D_{b50} / n^{1.33} < 5D_{b50} \quad (7.25)$$

donde n = porosidad del material del filtro

Este criterio ha sido verificado para $0.1 < D_{b50} < 0.5$ mm, $0.2 < n < 0.4$ y $cota \geq 3$.

En la Figura 30 se da la representación gráfica de este criterio.

Figura 30 Determinación del tamaño máximo permisible del grano

Enfoques más sofisticados requieren información sobre el gradiente en el subsuelo (Bezuijen et. al, 1987).

El espesor de una capa de filtro granular debe ser como mínimo = 0.1m para arena, 0.2m para gravas y de 2 a 3 veces el D_{50} para materiales gruesos.

Los filtros granulares son costosos y difíciles de construir (especialmente bajo el agua) dentro de los límites requeridos. Una solución de sustitución es un geotextil (con función de filtro con eventualmente una capa de piedra graduada, con función de amortiguar las cargas hidráulicas internas). Una buena solución y a veces barata también puede ser aplicando una capa fina de material natural graduado ampliamente o deshecho de minas, cenizas, sílex etc. (rango de 0.5m de espesor para cargas hidráulicas, compactada y composición controlada de acuerdo al criterio de estabilidad interna.

7.4.4 Filtros de geotextil

El filtro de geotextil tiene que ser suficientemente permeable para permitir el paso del agua sin introducir presiones de levantamiento y tiene que tener un tamaño de abertura pequeño para evitar la salida del material fino del suelo. El criterio de retención y de permeabilidad que se necesita para la selección del geotextil adecuado depende de la distribución de tamaños de los granos del suelo y del tipo de fluido (gradiente hidráulico).

Debido a la complejidad de este enfoque solamente se mencionarán algunas indicaciones generales.

El criterio general de retención se puede definir como:

$$O_{90} < D_{50} \quad (7.26a)$$

donde O_{90} = tamaño efectivo de la abertura del tejido que corresponde al diámetro de arena promedio de una fracción del 90% que queda sobre el tejido después de tamizarlo durante 5 min. y D_{50} es el tamaño característico del subsuelo que corresponde al tamaño del tamiz a través del cual pasará el 90% de la masa total de arena.

Nota:

Hay varios métodos para determinar el tamaño de la abertura de los geotextiles. Los detalles de los ensayos varían de un país a otro, la diferencia está en que unos usan tamices húmedos y otros secos con una u otra alternativa direccional del fluido o alternan el flujo. La normalización internacional sobre estos aspectos se espera en los próximos años.

La experiencia en Holanda ha probado que para protección de orillas con limitada acción del oleaje ($H_e < 1.0m$) el criterio mencionado arriba se puede extender a:

$$O_{90} < (1 \text{ a } 2) D_{50} \quad (7.26b)$$

Debido a varias incertidumbres involucradas, la permeabilidad requerida de los tejidos (K) debe ser mucho más alta que en la de los suelos.

Algunos criterios indicativos se dan abajo:

K (tejido) $>(2 \text{ a } 20)K$ (suelo) - para suelos uniformes y,

K (tejido) $>(5 \text{ a } 50)K$ (suelo) - para suelos bien graduados

Los valores más bajos se refieren a más casos ideales mientras que valores más altos a los casos más prácticos.

Se debe poner especial atención a la construcción de los filtros (especialmente bajo el agua). En el caso de geotextiles se debe evitar el daño debido a la colocación de las capas de cubierta. Por esta razón la altura de caída durante el volteo de las piedras normalmente se restringe a 0.5m. Valores más altos de altura de caída solamente son aceptables cuando están avaladas por ensayos especiales para geotextiles especiales pero con un máximo de 2m. Una alternativa es cubrir el geotextil con una malla de gravas.

Información más detallada y especificaciones para varias aplicaciones se pueden encontrar en el Manual sobre geotextiles y membranas (Veldhuijzen van Zanten, 1986) y la PIANC (1987a).

7.4.5 Requerimientos de los materiales (exigencias de los materiales)

Los materiales y los subsuelos deben llenar exigencias específicas para lograr un trabajo adecuado en las costas o ríos. Con respecto al subsuelo se necesita información sobre:

- granulometría de los materiales
- cohesión potencial
- permeabilidad

Las piedras sueltas deben cumplir totalmente el criterio de graduación. En la Figura 32 se resumen estos criterios (PIANC, 1987a). También se deben conocer la dureza, densidad, forma y resistencia a la abrasión. En el caso de elementos de hormigón la densidad mínima es de 2300kg/m^3 .

Para las exigencias de los geotextiles (ver PIANC, 1987a y Veldhuijzen van Zanten, 1986). Estas exigencias están relacionadas con la resistencia UVL, resistencia a la tracción, permeabilidad, arena compactada, etc.

Dependiendo del método de construcción (colocación en seco o sumergido) los geotextiles aplicados a los colchones o esteras de bloques tienen requerimientos especiales con relación a su resistencia.

7.5 Investigaciones sobre taludes con hierbas

Algunos de los diques existentes a lo largo del mar Wadden (parte Norte de Holanda) todavía necesitan un reforzamiento ya que ellos aún no cumplen los requerimientos específicos de seguridad. Una de las opciones del refuerzo es proteger el talud con hierba sobre un fondo arcilloso en lugar de piedras, hormigón o asfalto. Esta protección

es factible porque estos diques no están atacados fuertemente por el oleaje debido a la existencia de una barrera de islas y la tierra con hierbas se extiende hacia afuera del lado del mar de los diques existentes. Debido a estos factores la altura de ola de diseño no excede los 2m. El Laboratorio de Delft fué designado para aumentar la estabilidad de la hierba de los diques por medio de un estudio de modelo a escala completa el cual era el requisito indispensable para que la hierba se estabilizara. Las investigaciones fueron terminadas. En el Delta Flume, se produjo una sección de 5m de ancho de hierba en el dique a escala total. El modelo consistió en un núcleo de arena cubierto con una capa de arcilla sobre un talud 1:8.

Se puso un cesped de hierba con la raiz a 0.40m de profundidad encima de la capa de arcilla (la hierba se tomó de un dique existente que había sido protegido 10 años atrás).

Durante los ensayos las alturas de olas, períodos y niveles del agua se variaban constantemente según las condiciones de contorno de la tormenta de diseño. La altura de ola máxima H_a fué de 1.85m y $T_p = 5.6s$ (rompiente plunging sobre una almohada de aire) la velocidad máxima medida sobre el talud 1:8 fué de alrededor de 2m/s. Después de 30 horas de acción continua de oleaje irregular, la hierba del dique se encontraba en buen estado. La velocidad de erosión superficial de la arcilla protegida con hierba no fué mayor de 1mm/hora. En ensayos adicionales se estudió la durabilidad de la hierba y el aumento de los huecos previamente realizados en la hierba. Aunque la acción del agua agrandó el tamaño de algunos de estos huecos la resistencia residual del dique fué tal que su colapso fué de forma inminente. (Delft Hydraulics Laboratory 1984).

La segunda investigación fue llevada a cabo en un canal grande sobre un talud 1:4. Se usó un equipo especial para simular las velocidades de trepada y el retroceso sobre este talud. Se usaron dos tipos de esteras de hierbas cualitativamente diferentes sobre arcilla.

Las esteras de hierbas fueron ensayadas con velocidades promedio de 2m/s (promedio sobre 40 horas de ensayo) y el espesor de la capa de agua fué de 0.60m. La velocidad máxima fué de 0.40m/s. La velocidad de erosión de la superficie de la arcilla fué de 1 a 2m/hora, dependiendo de la calidad de la estera de hierba. Después de 20 horas de carga la velocidad de erosión comenzó a crecer progresivamente para la estera de hierba de baja calidad. El mismo proceso ocurrió para la estera de hierba de buena calidad, pero después de 40 horas de carga. Los detalles sobre esta investigación se pueden encontrar en (Delft Hyraulics Laboratory 1984).

Las investigaciones llevadas a cabo por Eastern Scheldt Diques (DHL, 1985) dan algunas información adicional sobre la resistencia de superficie de arcilla sin protección. También en este caso se usaron dos arcillas cualitativamente diferentes. (Se aplicó la condición de rompiente surging para eliminar el efecto del impacto de la ola ($H_a = 1.05m$, $T_p = 12seg$, velocidad máx. de 3m/s).

La erosión en la parte superior del talud fué igual para ambos tipos de arcilla e igual a 2-3cm después de 5 horas de carga.

Después del mismo tiempo la erosión debajo del N.A.T. (SWL) fué de 7cm para una arcilla buena, mientras que para una arcilla mala se originó una cavidad con una profundidad de alrededor de 0.40m. Esto último probablemente debido a la no homogeneidad de la arcilla. También se realizará un número adicional de ensayos sobre la erosión

de diferentes subcapas (incluyendo arcilla) en las capas superiores algunos elementos de protección se removieron. Todos los ensayos mencionados arriba indicaron que la resistencia de los taludes con hierbas está fuertemente afectada por la calidad de la arcilla y la condición de la hierba y de sus raíces. Las reglas generales de diseño no pueden ser definidas todavía. Sin embargo esta información puede ser de gran valor para el diseño actualmente de diques con hierba. Alguna información adicional sobre este aspecto se puede encontrar en (CIRIA, 1976, 1987) y TAW (1990).

8. CALCULOS SEMI-PROBABILISTICOS DE REVESTIMIENTOS

El enfoque de diseño determinístico es el método de diseño más tradicional. Los proyectistas seleccionan los valores de parámetro de carga que se suponen adecuadamente altos y por lo tanto seguros. La selección de los parámetros de carga y de resistencia con frecuencia es subjetiva basada en la práctica tradicional o en la experiencia personal del proyectista. El método de diseño basado en asumir que la estructura no fallará si las cargas son menores que la resistencia proporciona un buen (y veraz) modelo teórico si está disponible. Se usa un factor de seguridad para cubrir las incertidumbres.

El método probabilístico es un enfoque sistemático usando técnicas estadísticas. Para diseños constructivos se prefiere el método probabilístico. Un procedimiento probabilístico para revestimientos está corrientemente en desarrollo, (vea PIANC, W.G.3, 1987b). La confiabilidad de la función Z se puede definir como:

$$Z = R(x_1) - S(x_1), \quad (8.1)$$

donde: R = función de resistencia
 S = función de carga y
 x_1 = variables básicas

El estado límite de la componente considerada ocurre para $Z=0$, el estado de fallo es relativo a $Z>0$.

Hay tres niveles internacionales acordados en los que las ecuaciones del estado límite se puede resolver:

Nivel I: enfoque cuasi-probabilístico: métodos actuales de diseño con factores de seguridad parciales relevantes.

Nivel II: enfoque semi-probabilístico: se aplican métodos de aproximación en los que se asumen distribuciones normales de probabilidad para resistencia y carga:

- 1: Enfoque de valor medio de primer orden
- 2: Enfoque del punto de diseño de primer orden
- 3: Enfoque de distribución completa aproximada.

Nivel III: enfoque de distribución completa: este método responde a las funciones de distribución de probabilidad conjunta exacta incluyendo la correlación entre los parámetros. Este usualmente requiere un considerable esfuerzo de cálculo.

Se va fuera del alcance de este curso estudiar en detalle estos métodos, pero el enfoque del valor medio será discutido debido a su simplicidad y su valor ilustrativo para estudiar el efecto del valor de varios parámetros de resistencias y cargas involucradas. En este método la confiabilidad de la función Z se linealiza alrededor del valor medio esperado de los parámetros involucrados. Se asumen variables normalmente distribuidas y mutuamente independientes. El valor medio μ_z y la desviación estándar σ_z se pueden evaluar como:

$$\mu_z = Z[\mu(x_1) \dots \mu(x_n)] \quad (8.2)$$

y

$$\sigma_z = \left(\sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial Z}{\partial x_i} \right]^2 \cdot \sigma_{x_i}^2 \right)^{0.5} \quad (8.3)$$

Figura 34 Índice de confiabilidad.

El índice de confiabilidad $\beta = \mu_z / \sigma_z$ es la distancia entre $Z=0$ y el valor medio, medido en unidades de la desviación estándar y es una medida de la probabilidad de que Z será menor que cero.

Asumiendo una distribución normal; Para Z: $\Phi_N(Z-\mu/\sigma)$, entonces para $Z=0$: $\Phi_N(-\beta)$. Ahora la probabilidad de fallo se puede leer de la distribución normal tabulada. Por lo tanto la probabilidad de fallo es $P(Z<0)=\Phi_N(-\beta)$.

Este método es menos exacto pero es ilustrativo para llegar al cuidado de los parámetros más importantes.

Se puede ilustrar con el próximo ejemplo. Nosotros usamos la fórmula de Pilarczyk para la estabilidad de revestimientos (también es válida para rip-rap sobre subcapa relativamente permeable):

$$H_a/\Delta D = \phi \cos\alpha/\sqrt{\xi} \quad \text{y} \quad \xi = \tan\alpha/\sqrt{H_a/L_o} = 1.25T\tan\alpha/\sqrt{H_a} \quad (8.4)$$

donde H_a = altura de la ola significativa, $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$; α = ángulo del talud, T = período de la ola (L_o = longitud de ola); D = espesor del bloque, ξ = parámetro de rompiente y ϕ = factor de estabilidad.

La función del estado límite es:

$$Z = R-S = \phi \Delta D - H_a \sqrt{\xi} / \cos\alpha \quad (8.5)$$

La derivada de Z según cada variable:

$$\frac{\partial Z}{\partial H_a} = -\frac{3}{8\cos\alpha} \sqrt{\frac{5 T \tan\alpha}{\sqrt{H_a}}}$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \Delta} = \phi D$$

$$\frac{\partial z}{\partial(\cot\alpha)} = \frac{H_p \sqrt{5T_p/4}}{\sqrt{H_p}} \left[\frac{1}{2 \cot\alpha \sqrt{\cot\alpha} \cos\alpha} + \frac{\text{sena}}{\sqrt{\cot\alpha \cos^2\alpha (1+\cot^2\alpha)}} \right]$$

$$\frac{\partial z}{\partial T} = - \frac{H_p}{2 \cos\alpha} \frac{\sqrt{5} \tan\alpha}{4T \sqrt{H_p}}$$

$$\frac{\partial z}{\partial \phi} = \Delta D$$

$$\frac{\partial z}{\partial D} = \phi \Delta$$

Los siguientes pasos se toman para calcular el valor medio de $Z(\mu_z)$ y la desviación parcial estándar ponderada de cada parámetro estadístico. Los valores asumidos de las variables de entrada son:

Variable	$\mu(X_i)$	$\sigma(X_i)$
H_p	2.0m	0.25m ó (0,10m)
Δ	1.4	0.05
$\cot\alpha$	3 ($\cot\alpha=0.95$)	0.25
T	5e	1e ó (0.5m) ($\xi = 1.47$)
ϕ	5	0.50

D(asumido)	0.45m	0.01m

N.B.

El cálculo determinístico da en este caso $D=0.36m$ con (por definición) 50% de probabilidad de fallo (en este caso el valor medio para Z es 0: $\mu_z = 0$, así $\beta = \mu_z/\sigma_z = 0$). Cuando se tienen en cuenta las incertidumbres de H_p y ϕ se tiene en cuenta por ejemplo $H_p = 2 + 0.25 = 2.25m$ y $\phi = 5 - 0.5 = 4.5$, el cálculo determinístico da que $D=0.45m$.

Asumiendo, como primera aproximación, $D=0.45m$, la probabilidad de fallo será calculada de la siguiente manera:

$$\mu_z = 5(1.4)0.45 - (2.0/0.95)(\sqrt{1.25 * 5.1/3})/\sqrt{2} = 3.15 - 2.555 = 0.595$$

X_i	$\partial z/\partial X_i$	σX_i	$\partial z/\partial X_i \sigma X_i$	$\{\partial z/\partial X_i \sigma X_i\}^2$	$\gamma_i \%$
H_p	$\partial z/\partial H_p = -0.960$	0.25	240. 10^{-3}	57.6. 10^{-3}	22
Δ	$\partial z/\partial \Delta = \rho D = 2.250$	0.05	112. 10^{-3}	12.66. 10^{-3}	5
$\cot\alpha$	$\partial z/\partial(\cot\alpha) = 0.512$	0.25	1.28. 10^{-3}	16.38. 10^{-3}	6
T	$\partial z/\partial T = 0.256$	1.00	256. 10^{-3}	65.54. 10^{-3}	26
ϕ	$\partial z/\partial \phi = \Delta D = 0.630$	0.50	315. 10^{-3}	99.23. 10^{-3}	39
D	$\partial z/\partial D = \phi D = 7.000$	0.01	70. 10^{-3}	4.90. 10^{-3}	2
$\beta = \mu_z/\sigma_z = 0.595/0.506 = 1.176$					100
$\sigma_z^2 = 256.31. 10^{-3}$					
$\sigma_z = 0.506$					

y la probabilidad de fallo es alrededor de 0.13 (13%).

De esta tabla aparece dónde es el impacto más relevante sobre el valor de σ_z por lo tanto sobre β y consecuentemente en la probabilidad de fallo γ_1 la contribución relativa de diferentes variables (X_i) sobre σ_z .

Más investigaciones para disminuir la probabilidad de fallo se deben enfocar sobre las características de estos parámetros. En este caso la variabilidad (o incertidumbre) acerca de las condiciones reales del oleaje (altura y período de la ola) es más importante (asumiendo que la exactitud de las fórmulas no pueden ser mejoradas). Por supuesto si uno toma un espesor grande de bloque se puede esperar una situación más segura y por consiguiente una probabilidad de fallo más baja.

Asumiendo que en este caso el pronóstico de las condiciones reales del oleaje se pueden desarrollar y ser conocidas. $\sigma H_s = 0.1m$ y $\sigma T = 0.5seg$, la repetición de este cálculo da que $\beta = 1.495$ y la probabilidad de fallo es alrededor del 7%.

El criterio de probabilidad aceptable de fallo en la mayoría de los casos se deja a las autoridades responsables. Sin embargo la mejor manera es calcular la probabilidad de fallo de varias alternativas de diseño en combinación con algunos estudios económicos del fallo. Tal enfoque se puede usar fácilmente para análisis de decisión, donde los costos de cada decisión y sus consecuencias son pesadas por la probabilidad de estos eventos.

Las líneas generales del enfoque probabilístico se muestran en la Figura 35. Uno puede relacionar éstos al diseño de protección de taludes para materiales sueltos (es decir rip-rap). Primero que todo uno debe ser capaz de pronosticar la frecuencia de ocurrencia de las cargas hidráulicas durante la vida útil de la obra (Fig. 35a).

En segundo lugar la función de respuesta debe ser obtenida de ensayos en modelos hidráulicos o relaciones de transporte conocidas (Fig. 35-b). El daño resultante (S_d) durante la vida útil de la obra se obtiene como se muestra en la Fig. 35c.

$$S_d = \sum p s f T$$

donde: T = vida útil de la obra, f = frecuencia de ocurrencia de una intensidad de carga dada, s = daño por unidad de tiempo y p = intensidad de la carga.

Si actúan más de un tipo de carga se debe calcular la sumatoria del daño por la integración de varias combinaciones de carga y sus probabilidades. El daño total resultante es una medida del mantenimiento esperado de las obras de protección del talud para un tamaño dado de la capa de cubierta y la composición del revestimiento.

Figura 35 Lineamientos de un enfoque del diseño probabilístico.

Un proceso de optimización económica, basado en los costos de construcción y mantenimiento, puede además ser llevado a cabo dirigido a la selección del tamaño óptimo del revestimiento. Además de este criterio de costo integral mínimo uno también debe limitar el "daño total esperado".

El daño mínimo aceptable depende de:

- la relación entre "daño total esperado", que es un promedio sobre la longitud total de protección y el "daño posible máximo" que puede ocurrir en un cierto lugar,
- el tipo de construcción y la vulnerabilidad del subsuelo,
- el riesgo de daño progresivo, si reparar con el tiempo es imposible por razones técnicas, organizativas o financieras.

El estado actual del conocimiento permite aplicar este enfoque solamente para protección de talud por materiales sueltos donde las adecuadas funciones de transferencia (fórmulas de transporte) han sido desarrolladas en años recientes.

Sin embargo en general, todavía hay falta de datos en muchos de los aspectos de arriba. Por lo tanto los programas de investigaciones de Holanda para los próximos años están siendo sistemáticamente dirigidos hacia criterios de diseño justificados económicamente para diferentes estructuras de protección y diferentes aplicaciones.

9. EXIGENCIAS RELATIVAS A LAS ESTRUCTURAS.

9.1 Protección del talud

Las orillas, los rompeolas y los groins a veces pueden estar atacados por olas y corrientes con incidencia oblicua en la estructura

En el caso de un groin esta situación es una circunstancia normal siguiendo su función. Como consecuencia la fórmula de diseño presentada para la acción de las corrientes y de las olas para varios tipos de revestimiento requiere un enfoque más seguro. Este se puede obtener multiplicando el D_n resultante (ó el espesor d) por un factor igual a 1.3. En la zona alta de la sección superior de algunas costas y obras de guía en ríos, los tipos de revestimientos que permiten la vegetación pueden ser considerados. En el caso del enfoque de terraplenes y diques la sección completa aún pueden ser protegidas con este tipo de protección. Los revestimientos que consisten en bloques de hormigón celulares con huecos que atraviezan todo el bloque permiten el crecimiento de la vegetación, siempre que el material granular en los huecos no se erosione completamente.

Criterios de diseño relevantes sobre este tema son muy escasos. La socavación depende de las características del material de relleno, la velocidad del flujo o la altura de ola, de la razón de abertura de los huecos y del espesor del bloque.

Los resultados preliminares llevados a cabo por Delft Hydraulics en ensayos de modelos físicos con relación a este tema indicaron que si el espesor del bloque es 1.5 veces el tamaño de los hueco, quedaría suficiente material en ellos.

9.2 Optimización de la estabilidad del talud.

Las fuerzas de las olas sobre un talud plano (continuo) se distribuyen desigualmente (el área de mayor acción del oleaje cercano al nivel del agua, el agua intermedia y la acción del mar debajo del punto de rompiente). La acción del oleaje sobre materiales relativamente finos indica que la naturaleza trata de distribuir las fuerzas igualmente aportando las forma S de taludes de equilibrio (vea Cap.VI, estabilidad dinámica). El mismo principio se puede aplicar en el diseño de las formas de los malecones y diques, conduciéndonos

a la aplicación de elementos de protección más pequeños que en el caso de taludes planos.

Por razones prácticas la forma óptima será esquematizada en un perfil trapezoidal (es decir malecón con berma). Seleccionando la posición adecuada de una berma debajo del nivel de diseño del agua y el ancho adecuado de ésta las fuerzas de las olas se pueden distribuir de tal manera que se puede usar el mínimo material para todo el perfil. En la Figura 36 se muestran algunos resultados de la optimización del perfil para rip-rap. En este caso el incremento de estabilidad (50% o más) se puede obtener con un ancho de berma igual a 1.55 veces la longitud de ola, situada entre 0.5 y 1.0 veces la altura de la ola debajo del nivel de diseño.

Basado en los resultados de varios estudios, se han preparado las guías de diseño para taludes con berma para rip-rap y la protección del pie, tal como se señala en la caja 9.1.

Para aguas profundas la referencia de taludes con berma es la estabilidad de un talud recto, descrito en la sección 7. El incremento de estabilidad llamado Ψ_1 , será 1.0 si el talud con berma tiene el mismo talud recto (ancho de berma=0). El tamaño de piedra requerido para una parte específica del talud con berma es igual a:

$$D_n, B. S. = (1/\Psi) D_n \text{ (talud recto)}$$

Para aguas poco profundas (altura de ola limitada por la profundidad, $H_s \approx 0.5h$), la berma y el talud inferior se pueden calcular según el punto segundo en la caja 9.1. En este caso la profundidad de una berma (d_B) es relativa a la profundidad (h) frente a la estructura. En el caso de la posición más alta de la berma ($d_B/h \leq 0.4$) el talud de abajo será decisivo para la estabilidad de la berma como un todo. Es obvio que la guía presentada en la caja 9.1 también se puede usar como una primera aproximación para la protección del pie.

Cuando se aplica este concepto de diseño, la estabilidad del material de protección seleccionado se debe chequear para condiciones más bajas que las de diseño. En algunos casos el nivel del mar puede disminuir más rápidamente (es decir debido a las mareas) que el oleaje, produciéndose una mayor acción en la parte baja del perfil. La investigación en modelo puede dar la mejor solución en un caso particular.

9.3 Protección contra socavación (SPM 1984).

La protección del pie es una coraza suplementaria de la playa o la superficie del fondo frente a la estructura que previene la socavación y el fallo de ella. Los factores que influyen fuertemente en la socavación incluyen la rompiente de las olas (cuando es cerca del pie), la trepada y el agua en la parte trasera, la reflexión de las olas y la distribución del tamaño de los granos de la playa o los materiales del fondo.

La estabilidad del pie es esencial porque el fallo de éste puede conducir al fallo de toda la estructura. La socavación del pie es un proceso complejo. Aún no se han desarrollado y obtenido resultados

de modelos que aporten una guía específica para predecir ó diseñar el pie, pero algunas guías generales para el diseño de la protección del pie se señalan más abajo.

Figura 36 Principios de optimización (Ejemplos)
(D_{n50} = constante en toda la estructura)

La fuerza máxima de socavación se produce donde ocurre el impacto de la ola cuando está bajando por el talud y/o cuando la ola está rompiendo cerca del pie (es decir una estructura en aguas poco profundas). Estas condiciones pueden ocurrir "cuando la profundidad del agua al pie de la estructura es menor que el doble de la altura de la ola no rompiente que puede existir en esa profundidad". El ancho del pie para estructuras en aguas poco profundas con un alto coeficiente de reflexión, que generalmente se produce en taludes con inclinación mayor de 1:3, puede ser proyectado a partir del talud de la estructura y la profundidad de socavación esperada. La máxima profundidad de socavación debido a la acción de las olas debajo del fondo natural es aproximadamente igual a la altura de ola no rompiente máxima esperada en el lugar. Para proteger la estabilidad del suelo del pie se debe mantener en el lugar debajo de una superficie definida por una extensión de la superficie dentro del fondo a la máxima profundidad de socavación. Esto puede ser excavando el pie, donde las condiciones de la estructura lo permitan, extendiendo la cara o el frente de la estructura en una trinchera hasta la profundidad de socavación esperada. Donde se debe colocar un colchón o delantal sobre el fondo existente o donde solamente se puede excavar parcialmente, este ancho no debe ser menor que el doble de la altura de la ola. Basado en la guía del SPM las posibles configuraciones del pie se ilustran en la Figura 37.

Si el coeficiente de reflexión es más bajo que el límite (taludes más suaves que 1:3) y/o la profundidad del agua es mayor que el doble de la altura de la ola gran parte de la fuerza del oleaje se disipará en la cara de la estructura y puede ser adecuado un menor ancho de delantal, pero el mínimo siempre debe ser igual a una altura de ola. Ya que los delantales de socavación generalmente se colocan sobre taludes muy planos, el mayor diámetro requerido para piedras de voladura de cantera probablemente será 1/2 o 1/3 del diámetro de la capa cubierta a menos que el delantal esté expuesto por encima de la superficie del agua durante la acción del oleaje.

La voladura de cantera en la capa de cubierta puede ser extendida sobre el delantal del pie de talud si la piedra estará expuesta en los senos de las olas, especialmente en las rompientes. El espesor mínimo de la capa de cubierta sobre el delantal del pie debe ser dos piedras de voladura.

La voladura es el mejor material para la protección del pie debido a su flexibilidad. Si se usan geotextiles como capa secundaria no debe ser extendida sobre todo el ancho del delantal para proveer la flexibilidad en los bordes (al menos 1.0m) contra la socavación o debe ser doblado atrás y entonces excavado con arena y piedra a formar un pie Holandés.

El tamaño de la protección del pie contra el oleaje también puede ser estimado usando la fórmula de protección de talud e introduciendo

taludes suaves (es decir 1:8 o 1:10) y la altura de la ola local. El resultado en la Fig. 36 y en la Caja 9.1 también se pueden usar para este propósito.

Algunos diseños alternativos de protección del pie se muestran en la Caja 9.2.

Hales y Houston (1983) consideraron la estabilidad de un manto de roca extendido hacia el mar desde un talud enrocado permeable sobre un talud de anteplaya 1:25. Ellos ensayaron con oleaje regular para determinar las condiciones a las que las rocas en la socavación del manto era estable. A estas condiciones ellos fijaron una tendencia media dada por:

$$\frac{H_b}{\Delta D_n} = (17.5+28.5) \left(\frac{B}{L_s}\right)^{2/3} = 20 (B/L_s)^{2/3} = 20 \left(\frac{B}{T\sqrt{gh_s}}\right)^{2/3} \quad (9.1)$$

(el coeficiente 17.5 representa un valor más conservador).

Figura 37a Protección del pie de un revestimiento*.

*) Nota:

Los diseños I, II, IV y V son para hasta condiciones de moderada socavación del pie y construcción en seco. Los diseños III y VI se pueden usar para la excavación cuando la piedra en el pie se sacrifica y será restituida después de un evento poco frecuente. Un pie con espesor similar al del diseño III se debe usar para construcción bajo el agua excepto que la piedra del pie se pueda colocar directamente sobre el fondo en lugar de en una trinchera excavada.

Fig. 37b Socavación del delantal del pie del revestimiento para socavación de oleaje severo (SPM)

Fig. 37 Protección del pie del revestimiento (SPM)

donde:

H_b es la altura de ola rompiente ($\approx 0.78h_s$ para oleaje regular),
 L_s es la longitud de la ola en aguas profundas, dada por $T(\sqrt{gh_s})^{1/2}$ en este caso.

B es la extensión del pie hacia el mar

h_s es la profundidad del agua.

Esta formulación se puede usar como primera indicación de la disminución del tamaño del diámetro de la piedra D_n con la distancia B .

La protección del pie contra las corrientes puede necesitar piedras de protección menores para un delantal más ancho. Los datos necesarios para el diseño se pueden estimar de la batimetría del lugar y/o de los estudios en modelos.

Se debe prestar más atención a las partes de las estructuras donde se intensifica la socavación (es decir en la cabeza o morro), donde

hay cambio de alineación, los lados de los canales en los espigones y en los lados acarreo abajo o aguas abajo de los groins. Donde ocurren olas y corrientes ($u > 1\text{m/s}$) se recomienda incrementar el tamaño de la cubierta al menos en un 30 %.

Se debe notar que lo conservador del diseño del delantal (ancho y tamaño de los elementos de cubierta) depende de la precisión de los métodos usados para predecir la acción de las olas y las corrientes y la profundidad máxima de socavación. Para proyectos específicos se debe realizar un estudio detallado de la socavación del fondo natural y cerca de estructuras similares existentes en el lugar planificado y estudios de modelo antes de determinar al diseño final. En todos los casos la experiencia y el sano juicio ingenieril juegan un papel importante en la aplicación de estas reglas de diseño.

9.4 Protección contra el sobrepaso.

Si una estructura (revestimiento) es sobrepasada, aún por poca salpicadura la estabilidad puede ser afectada (Figura 38). El sobrepaso puede: (a) erosionar el área encima o detrás del revestimiento, afectando negativamente el propósito de la estructura; (b) remover el suelo que soporta la parte superior del revestimiento, conduciendo a deshacer la estructura desde arriba hacia abajo; y (c) incrementar el volumen de agua en el suelo debajo de la estructura contribuyendo a los problemas de drenaje. El efecto del sobrepaso se puede limitar seleccionando una altura de coronación más alta o reforzando la orilla encima o detrás del revestimiento con un delantal de salpicadura (splash apron). Para una cantidad pequeña de sobrepaso una estera de hierba sobre arcilla puede ser adecuada. El delantal de salpicadura puede ser un manto de filtro cubierto por una capa de lecho y si es necesario prevenir la socavación por salpicadura, un rip rap o un pavimento de elementos de hormigón o asfalto.

No hay recomendaciones generales válidas para niveles aceptables de sobrepaso para malecones y/o diques. En las normas holandesas se recomienda un valor de $0.002\text{m}^3/\text{s}$ para coronación y talud posterior con hierba. La experiencia reciente aporta indicaciones de que este valor puede ser incrementado a 0.005 o aún mayor a $0.01\text{m}^3/\text{s}$ para una estera de hierba de buena calidad sobre una subcapa de arcilla. La información sobre una especificación adecuada de arcilla para una estera de hierba se puede encontrar en la guía (TAW, 1990). Fukuda et al (1974), basados en observaciones de campo, sugieren los siguientes valores de sobrepaso aceptable relacionado al inconveniente para personas o vehículos a 3m detrás del rompeolas.

$q = 4 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$: inconveniente para el paseo de personas
 $q = 3 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$: peligroso para personas y vehículos

No se conoce un método definitivo para diseñar contra el sobrepaso debido a la falta de un método adecuado para evaluar las cargas hidráulicas. Pilarczyk propone la siguiente manera para diseñar el área de salpicadura (Figura 39):

- Determinar la velocidad máxima (U_m) sobre un talud a la posición de la coronación según :

$$U_m = a \sqrt{g H_s} \xi^b (1 - R_c/R_n)^{0.5} \quad (9.2)$$

donde:

a = factor de corrección, asumido ≈ 1 ,

g = gravedad,

H_s = altura de ola significativa,

ξ = parámetro de rompiente,

b = coeficiente = 0.5 para taludes lisos y 0.25 para revestimientos de rip rap

R_c = altura de la coronación sobre el nivel de aguas tranquilas y

R_n = trepada de la ola sobre talud plano.

- Calcular el tamaño del elemento de protección sobre la coronación según:

$$\frac{U_m^2}{2g\Delta D_n} = \frac{\cos\alpha_1}{\phi_T} \quad \text{o} \quad \Delta D_n = \frac{\phi_T}{\cos\alpha_1} \frac{U_m^2}{2g} \quad (9.3)$$

donde:

D = espesor del elemento de protección (D=D_n para rocas) y

φ_T = factor de estabilidad total igual a φ = 0.75 a 1.0 para roca,

φ_T = 0.4 a 0.5 para bloques colocados y 0.25 a 0.4 para esteras de bloques.

(N.B. El factor de talud K_s = K_{down} = cosα₁ se introduce en el caso de coronación en talud o talud interior inclinado; α₁ = ángulo del talud interior).

- Combinar ambas fórmulas mencionadas anteriormente provee un criterio más general de estabilidad para la acción del oleaje, denominado:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \frac{2\cos\alpha_1}{\phi_T \xi^{2b} (1 - \frac{R_c}{R_n})} \quad (9.4)$$

y específicamente para rocas

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \frac{(2 \text{ a } 2.66)\cos\alpha_1}{\xi^{0.5} (1 - \frac{R_c}{R_n})} \approx \frac{2.25\cos\alpha_1}{\xi^{0.5} (1 - \frac{R_c}{R_n})} \quad (9.5)$$

- El ancho de la protección en el área de salpicadura, es relativo a la disminución de la energía (Cox y Machemehl, 1986) y se puede aproximadamente asumir como igual a:

$$L_s = \frac{1}{5} T \sqrt{g(R_n - R_c)} \geq L_{\min} \quad (9.6)$$

con una longitud mínima (L_{min}) igual a 3 veces la dimensión del elemento usado en el talud (una longitud mínima de transición desde el talud dentro de la coronación. Ψ es un factor de juicio ingenieril relativo a las condiciones locales (importancia de la estructura), Ψ mayor o menor que 1.0.

Figura 38 Fallos de un revestimiento de rip rap debido al sobrepaso (Smith y Chapman, 1982)

Figura 39 Definición del área de salpicadura

Más allá de la distancia L_s la protección se puede extender eventualmente con elementos mucho menores. Un pequeño umbral al final del área protegida (L_s) también puede ser útil para controlar la erosión. Como una regla conservadora uno puede sugerir la protección de la coronación sobre un ángulo igual a la longitud proyectada de la cara del talud y aplicar medidas de protección como para taludes desordenados. Para proyectos específicos se recomiendan estudios en modelos. Un caso práctico de la Costa de Oro (Australia) se muestra en la Fig. 40.

La estabilidad del tipo de protección - relleno de roca en la coronación y en el talud de una presa o dique sobrepasable o inundable se puede enfocar por la fórmula (Krauss, 1979). La ventaja de este enfoque es que la descarga de sobrepaso \bar{q} se puede usar directamente como parámetro de entrada para los cálculos. Krauss analizó flujos hidráulicos (altamente aerados/turbulentos). Este tipo de flujo parece ser bastante similar al que se produce durante grandes sobrepasos.

Su relación (simplificada) de estabilidad se puede escribir de la siguiente manera:

$$q = 0.625 \sqrt{g} (\Delta D_n)^{1.5} (1.9 + 0.8\phi_p - 3 \text{sen}\alpha_1) \quad (9.7)$$

donde:

- q = máxima descarga permisible ($m^3/s/m$)
- g = aceleración de la gravedad ($9.81m/s^2$)
- D_n = diámetro equivalente de la piedra, $D_n = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$
- Δ = densidad relativa; $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$
- α_1 = ángulo del talud interior
- ϕ_p = factor de ordenamiento de las piedras en el rango de 0.6 para roca-natural volteada a 1.1 para colocación manual; parece razonable usar $\phi_p = 1.25$ para bloques colocados.

Nota: Cuando se usa la fórmula de Krauss la descarga crítica (permisible) calculada se debe identificar con la descarga momentánea (q_n) por ola característica no con la descarga promedio en el tiempo (\bar{q}). Si no existen datos suficientes sobre q_n , la primera aproximación se puede hacer por la ecuación 5.8 (parte 5.2.4.3) asumiendo por ejemplo $q_n = q_s$ (significativa).

9.5 Juntas y transiciones.

A pesar de un sistema de protección bien diseñado, la construcción es tan resistente como sea su sección más débil. Por lo tanto se debe tener especial cuidado en el diseño de las transiciones.

En general la protección del talud de un dique o un malecón consiste de un número de partes estructurales tales como: protección del pie, protección principal en el área de mayor acción del oleaje y las corrientes, protección del talud superior (con frecuencia esteras de hierbas), berma para reducir la trepada o como vía de mantenimiento. Se utilizan diferentes materiales y diferentes principios de ejecución para cada una de estas partes (vea como ejemplo, la construcción de diques en las Figuras 4 y 9). Con mucha frecuencia la protección de un nuevo talud se liga a una ya existente que tiene otros sistemas de protección. Para obtener una protección fuerte y homogénea, se deben tener en cuenta todas las partes de la estructura de protección. La experiencia demuestra que la erosión o el daño con frecuencia comienza en las zonas de juntas y transiciones. Por lo tanto los aspectos importantes en la construcción de los revestimientos, que requieren atención especial son las juntas y transiciones;

Figura 40 Diseño de muros (Costa de Oro de Australia) (Smith y Chapman, 1982) ($H_e \approx 3.5m$, $T = 8$ a 18 s, talu 1:1.5)

Las juntas sobre el mismo material y sobre otros materiales de revestimientos y transiciones sobre otras estructuras o partes del revestimiento. Como regla general de diseño se deben evitar las transiciones tanto como sea posible. Si son inevitables se deben minimizar las continuidades. Esto es por diferencia en el comportamiento elástico o plástico y en la permeabilidad o compacidad de la arena. Una ejecución adecuada es esencial para obtener juntas y transiciones satisfactorias.

Cuando no se siguen estas guías de diseño las juntas o transiciones provocan asentamientos, escapes de suelo de una parte hacia la otra (erosión) o un fuerte gradiente de presión debido al flujo del agua subterránea concentrada.

Es difícil formular principios más detallados y/o soluciones para las juntas y las transiciones. La mejor manera es combinar las lecciones de la práctica con el conocimiento físico de algunos sistemas involucrados. En la Figura 41 se encuentran algunos ejemplos para ilustrar el problema en las transiciones. Como principio general la transición debe tener igual o mayor resistencia que los sistemas adyacentes. Con mucha frecuencia es necesario un refuerzo en una de las siguientes maneras,

- . aumentar el espesor de la capa de cubierta en la transición
- . inyectar el rip rap o la capa de cubierta de bloques con asfalto
- . usar hormigón en los bordes o tableros para impedir que aumente el daño a lo largo de la estructura.

Figura 41 Transición en el revestimiento

La protección del borde superior y los costados es necesario para limitar la vulnerabilidad de la protección a la erosión alrededor de sus extremos. Se debe considerar la extensión del revestimiento más allá del punto de erosión activa, pero a veces no es factible. Por lo tanto se debe tener especial cuidado en la continuidad entre un área no protegida y una protegida sea tan pequeña como sea posible para evitar la socavación. En algunos casos se pueden usar bloques celulares abiertos o colchón de bloques abiertos (eventualmente con vegetación) como transición. La protección del flanco entre dos áreas (la protegida y otra no) necesita en la mayoría de los casos un espesor o capa de cubierta inyectada, o borde de hormigón visto con alguna transición flexible por ejemplo rip rap.

10. MANEJO Y MONITOREO.

El manejo de la zona costera involucra manejo y toma de decisiones relacionadas con:

- * un plan de protección de la costa, que es coherente con un conjunto de medidas, especificadas en tiempo y espacio para lograr una cierta extensión de la protección contra daños existentes o previstos;
- * un sistema de monitoreo y control (sistema de inspección, medidas)

El manejo de la costa se caracteriza por su naturaleza integral. Primeramente, se requiere un enfoque integral a los problemas costeros debido a la inter-relación entre el uso de la tierra, las medidas de protección de la costa y el manejo y control diarios. En segundo lugar se requiere un enfoque integral ya que en el análisis y las posibles soluciones de los problemas costeros están involucradas varias técnicas y disciplinas, por ejemplo la ingeniería costera, economía, el planeamiento del uso de la tierra, ciencia del medio ambiente, técnicas de modelos físicos y matemáticos, etc. En tercer lugar se requiere una cierta integración especial debido a las interacciones físicas potenciales entre secciones costeras adyacentes.

En la generación y análisis de un plan de protección de costas se pueden distinguir los siguientes pasos:

- 1- definición de las secciones costeras;
- 2- creación de alternativas básicas;
- 3- identificación de las medidas de protección de costas;
- 4- decantar las medidas por secciones;
- 5- creación de planes alternativos de protección de costa;
- 6- establecer el impacto (especificaciones completas para todos los efectos relevantes;
- 7- evaluación (por tomas de decisiones).

La información sobre el estado real del área costera incluyendo las estructuras costeras es indispensable para la administración de la costa está íntimamente conectada con las actividades de monitoreo y el diseño de trabajos de monitoreo de rutina y/o estudio específicos de campo.

Para reducir el alto costo de los sistema de monitoreo, su diseño debe dar un sistema óptimo que aporte las gestiones responsables con producir suficiente información al costo mínimo.

Un método generalmente aplicable para el diseño y optimización del monitoreo está siendo desarrollado actualmente en Holanda y consiste en cinco pasos principales:

- 1- identificación y cuantificación de los objetivos,
- 2- identificación de los procesos dinámicos relevantes,
- 3- determinación de la efectividad de la información aportada por la red,
- 4- cálculo de los costos de la red de monitoreo,
- 5- ejecución de un análisis de efectividad-costo.

Basados en los resultados de los análisis hechos en el segundo paso, se pueden definir los instrumentos necesario para el monitoreo. Esto frecuentemente conducirá al desarrollo de nuevos tipos de instrumentos de monitoreo.

Una nueva filosofía en el monitoreo de la costa involucra la combinación de modelos matemáticos de simulación y mediciones. En este enfoque que es similar al aplicado en el control de procesos industriales, se compara el resultado de las medidas con el pronóstico de los modelos matemáticos.

Figura 42 Enfoque del manejo de las estructuras de protección

11. Conclusiones y recomendaciones.

La limitación de este curso corto no permite preparar una evaluación completa (detallada) de los datos disponibles en Holanda sobre diques y protección de costas. El problema es demasiado amplio y complicado para eso. Los detalles y/o las informaciones acumuladas se pueden encontrar en las Guías mencionadas en las referencias.

Sin embargo esta breve evaluación parece ser suficiente para los proyectistas y las instituciones involucradas en este problema para encontrar una vía hacia la información más detallada.

Las guías presentadas brindarán a los proyectistas el acercamiento a la situación del problema típico del diseño de dique y/o malecones y la adecuada selección del revestimiento respecto a la carga hidráulica de diseño, capacidad de los materiales y destrezas, y la función deseada de la construcción. Las condiciones locales en relación con la disponibilidad y precio de la mano de obra, los materiales y equipos serán decisivos para la selección final de la construcción.

Se debe insistir en que en cualquier método de cálculo y sistema de protección adoptado, la experiencia (local) y el sano juicio ingenieril juegan una parte importante en el diseño apropiado de las estructuras de protección.

Todavía en Holanda se está avanzando en la investigación sobre la construcción de diques (diques de ríos y de mar y otros sistemas de defensas del mar y de orilla) (Figura 43).

La investigación ahora se esta dirigiendo hacia una mejor descripción probabilística del diseño, mejor comprensión de los mecanismos de

fallos, aplicación de nuevos materiales alternativos (por ejemplo, productos de desechos industriales; piedras de minas, escorias, etc.), monitoreo de los daños, aspectos económicos del diseño, y selección óptima de construcciones aplicadas incorporando aspectos del mantenimiento futuro.

Debido al interés de todo el mundo y la complejidad del diseño adecuado y el manejo de los sistemas de defensa la cooperación internacional en este campo debe ser estimulada. No será solamente guardar el dinero sino también aumentar la confiabilidad del diseño y en este sentido, se puede garantizar más seguridad para el pueblo y los valores económicos a proteger en todo el mundo.

Figura 43 Enfoque de la investigación de protección de diques marinos y orillas en Holanda

Criterio		$\frac{H_s}{\Delta_m D} = \psi_0 \cdot \frac{\phi \cos \alpha}{\frac{E_b}{\gamma_s}} = \psi_0 \frac{2,25 \cos \alpha}{\frac{E_b}{\gamma_s}}$			Límites $\phi(\text{roca}) = 2,25$ cot. ≥ 2 $0,5 \leq b \leq 1,0$		
Sistema	$\frac{D}{b}$	$\Delta_m = (1-n)\Delta$	ψ_0	Descripción	Sub-capa	Límites/	
Roca (referencia)	D_n	$\Delta_m = \Delta$	1,0	Riprap (2 capas)	Gr	Daño 1 a 3 piedras prof. $< D_n$ del daño	
	$b = 0,5$	$= 1,65$	1,33	Riprap (daño tolerable)	Gr		
	D	Δ piedra	1,0	piedra de baja calidad	Gr		
			1,33	piedra de buena calidad	Gr		
			1,50	basalto natural	Gr		
Bloques/ bloques- esteras	$b = 2/3$ $a \leq$	Δ	1,50	bloques cerrados sueltos (sobre arena)	G+S	$H_s < 1,5 m$	
			1,50	bloques sueltos (cerrados)	Gr		
	D	hormigón 1.2 x 1.2	1,50	bloques conectados a geotextiles	Gr	bloques de arena abierta $\geq 10\%$	
			2,00	bloques sueltos cerrados	G+L		
	$b = 2/3$	$= 1,4$	$\geq 2,50$	2,00	bloques cableados/bloques abiertos		Gr
				2,25	bloques aglutinados (cableados)/ bloques con trabazón diseñado o adecuadamente		Gr
aglutinante	D_n $b = 0,5$ $a \geq 1/3$	Δ piedra $= 1,65$	1,05	superficie aglutinada (30% vacíos)	Gr	cinta de im- permeabilidad	
			1,50	aglutinante patrón (60% vacíos)	Gr	$H_s < 3 + 4$	
Asfalto piedra abierto	d	Δ asfalto $(= 1,15)$	2,00	asfalto-piedra abierto	G+S	$U_p \leq 7 m/s$	
	$b = 2/3$		2,00	Asfalto-piedra abierto	SA	$H_s < 3 + 4 m$	
Gabi- ones	d $b = 0,5$	Δ_m	2/3,0	gabión/colchón como un elemento	G+S	$H_s < 1,5 m$ (máx. 2,0m)	
	D_n	Δ	2/2,5	relleno de piedra en un cesto	G+L	$d_{min} = 1,8 D_n$	
Conte- nedor de tejidos	d espesor del colchón $b = 2/3$	Δ_m colchón	1,00	$P_m < 1$ colchón poco permeable	S/C	$H_s \leq 1,5 m$ (máx. 2,0m)	
			1,50	$P_m = 1 a 2$			
			2,00	$P_m \geq 5$ Diseño especial de colchón permeable			
Yerba	$d = 0,5 m$	Δ	-	estera de hierba sobre arcilla pobre	C	$U_p \leq 2 m/s$	
			-	estera de hierba sobre arcilla adecuada		$U_p \leq 3 m/s$	

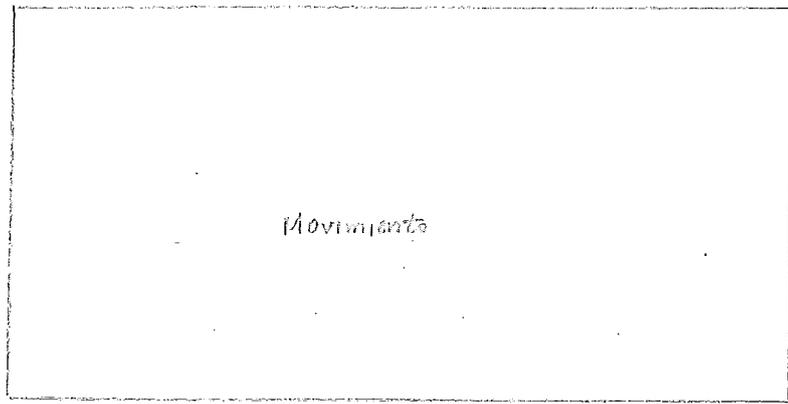
Notas sobre Tabla 7.1: Gr = granular, G+S = geotextil sobre arena = geotextil sobre arcilla

SA = arena asfáltica, S = arena, C = arcilla.

U = velocidad permisible

P_m = relación de permeabilidad de la capa de cubierta y la subcapa/subsuelo.

Tabla 7.1 Categorías indicativas para sistemas de protección.



Líneas de igual VGD basadas en $\beta = 2.650 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \text{ s}^{-2}$

Figura 23

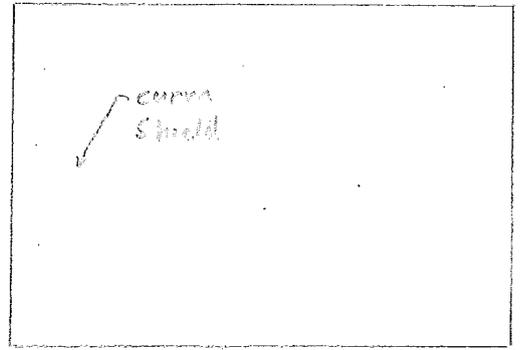
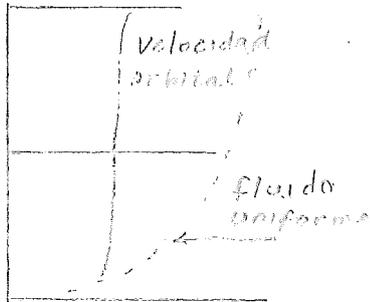


Figura 24 Variación de la velocidad con la altura

Figura 25

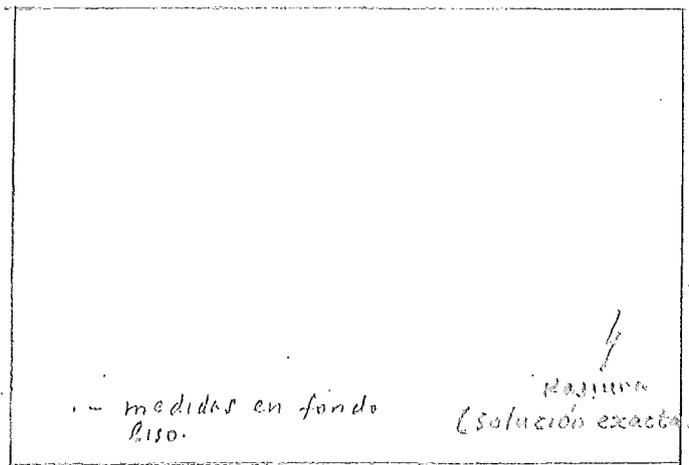
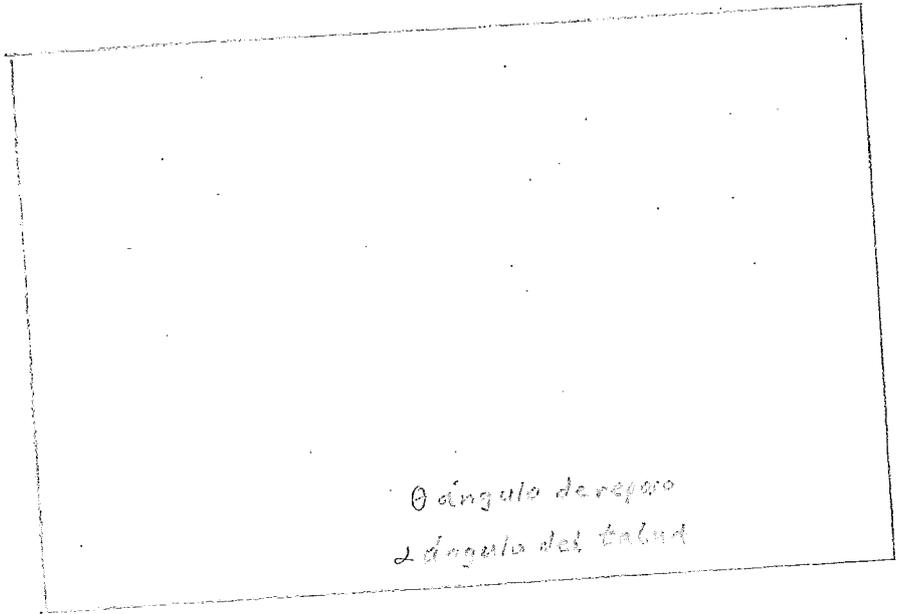


Figura 26

Figuras 27, 28, 29, 26

Talud.



θ ángulo de reposo
 α ángulo del talud

Figura 27a Factor de reducción por talud.

equilibrio



$F (G_w \text{ send})$

(+) retroceso

fricción

peque sumergido

fuerza de arrastre

fuerza levitante

$G_w \cos \alpha$

$G_w \text{ send}$

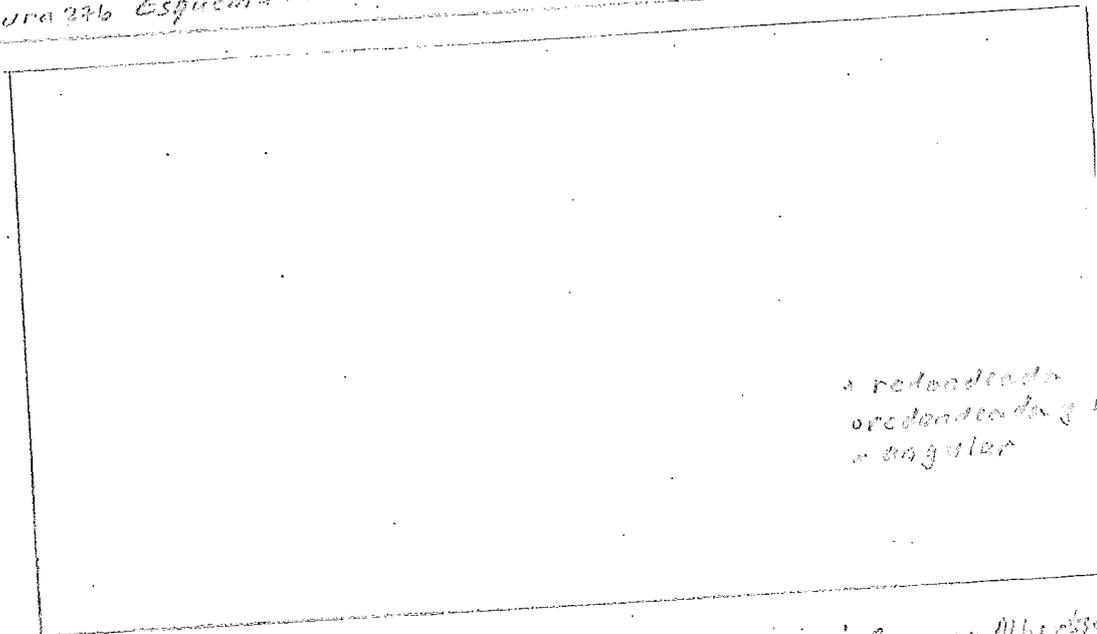
Trepada

retroceso

$$= \phi_{\text{arriba}} (\cos \alpha - f \text{ send})$$

$$\approx \phi_{\text{abajo}} \cos \alpha$$

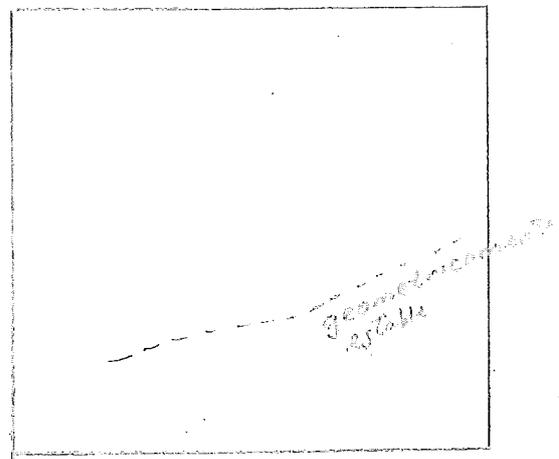
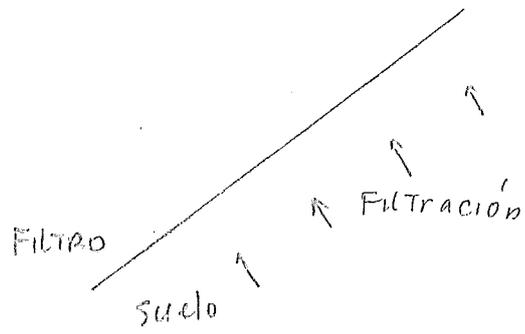
Figura 27b Esquema de estabilización de bloques en un talud



* redondeada
 * ondulada y
 * angular

Figura 28. ángulo de reposo de arena y grava (después Simons y Albertson)

Figura 29 Definiciones
Interfase filtración.



Tamaño del grano (mm) D60.

Figura 30 Determinación del tamaño máximo permisible del grano.

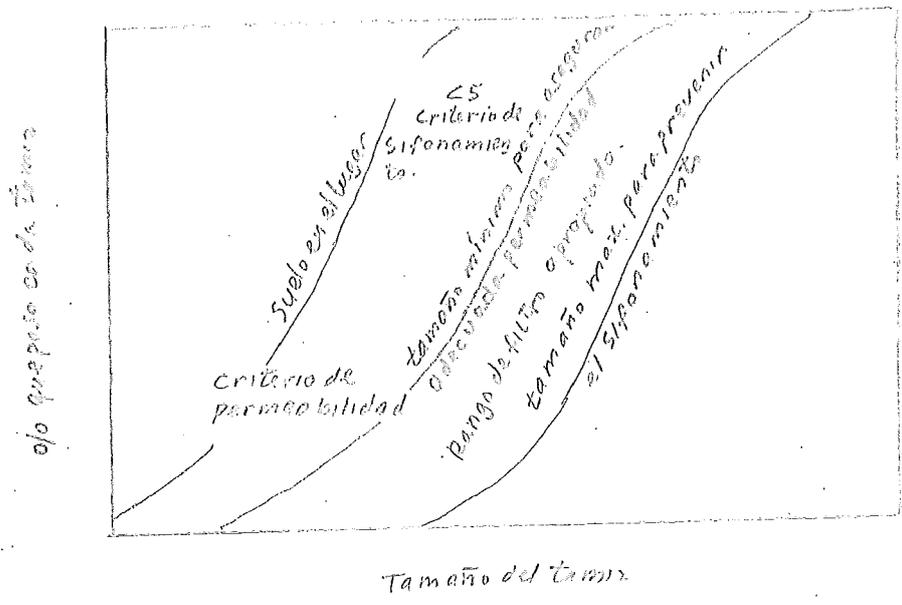


Figura 31 Método estándar de diseño para filtros granulados

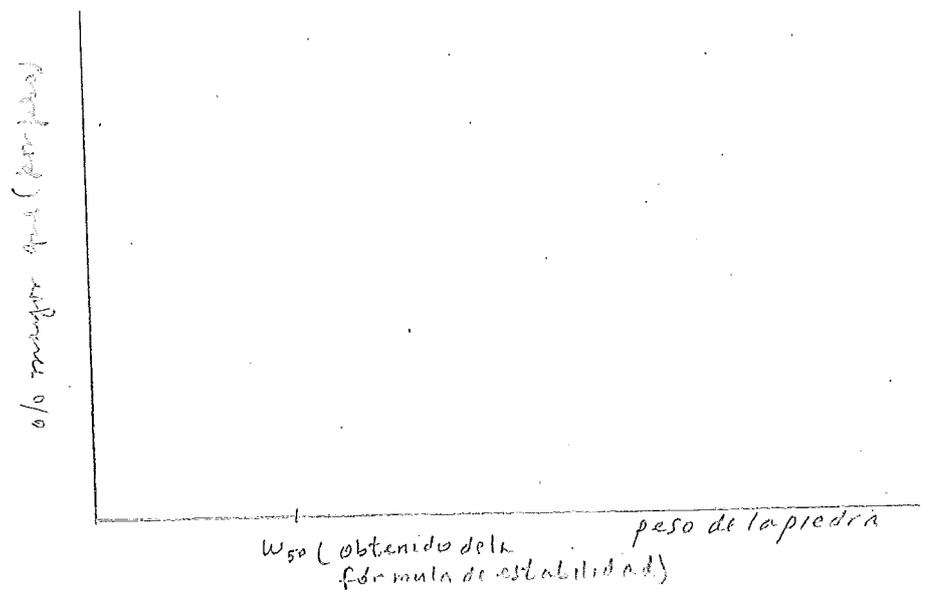


Figura 32 Graduación para riprap.

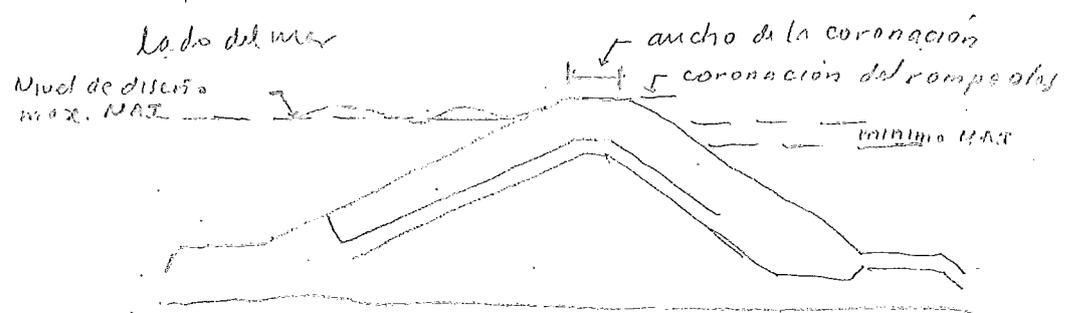


Figura 33 Aplicación de las reglas para filtros en el diseño de rompeolas.

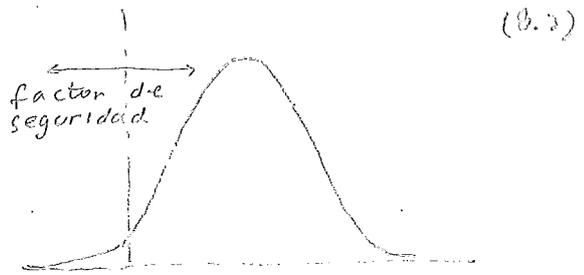


Fig. 34 Índice de Confiabilidad.

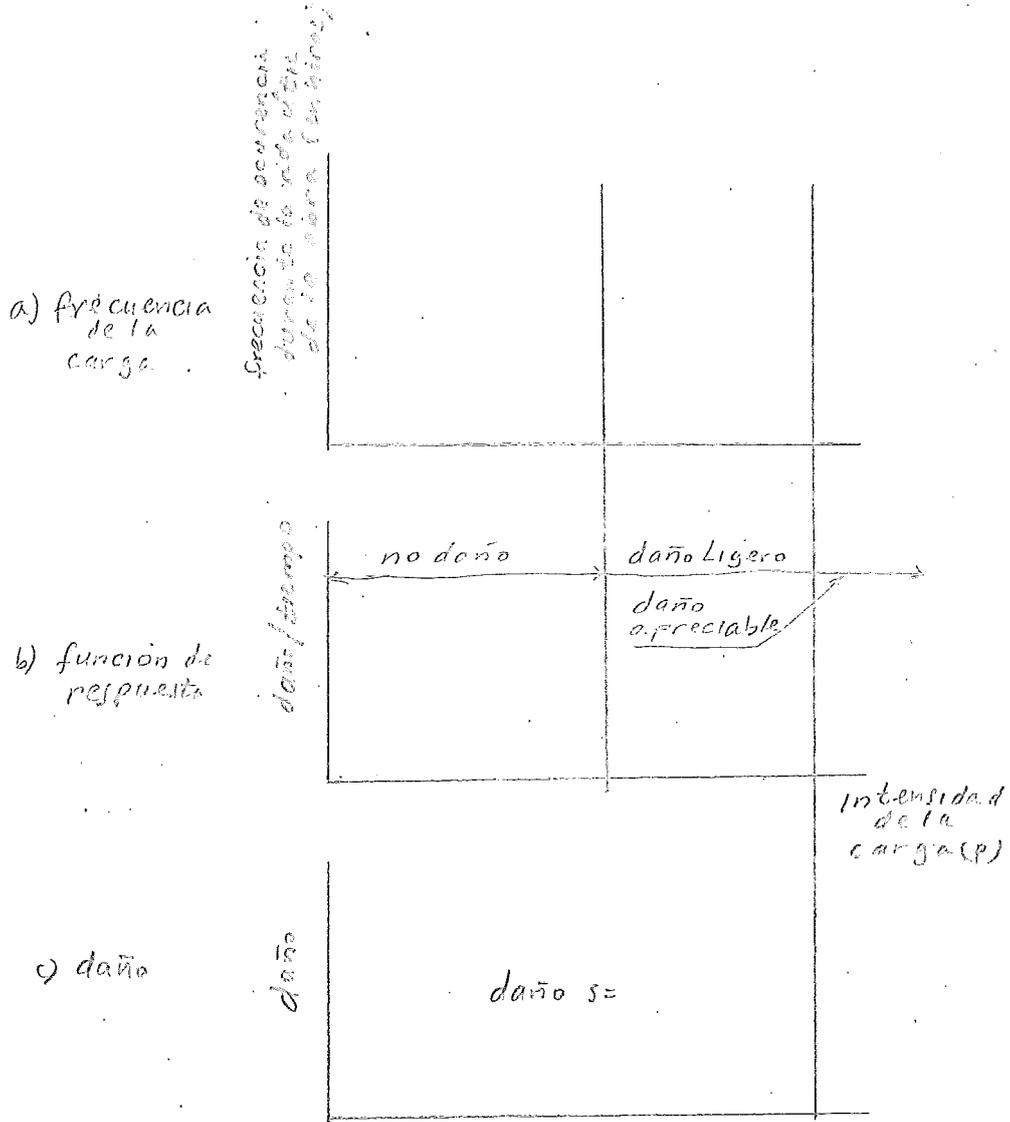


Figura 35 Lineamientos del diseño probabilístico

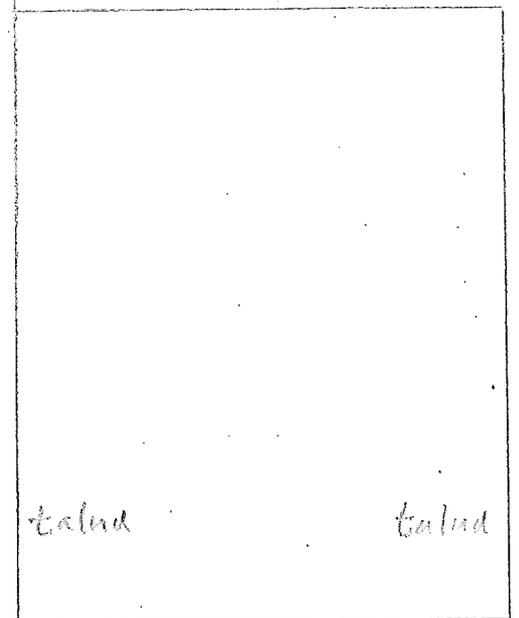
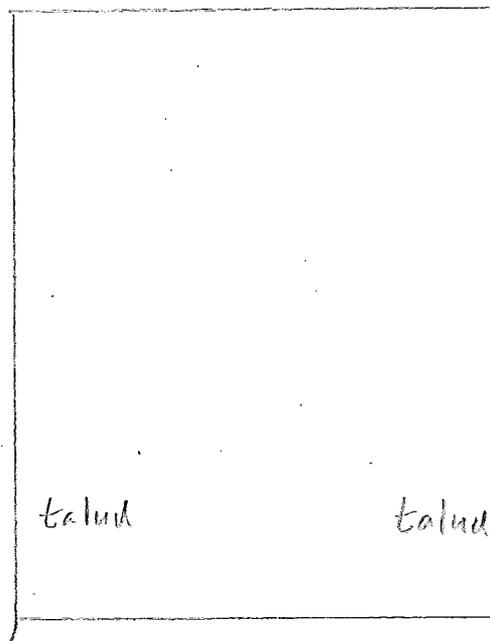
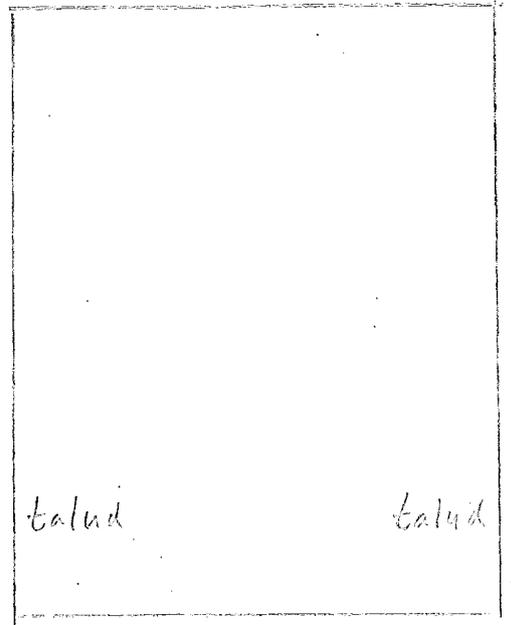
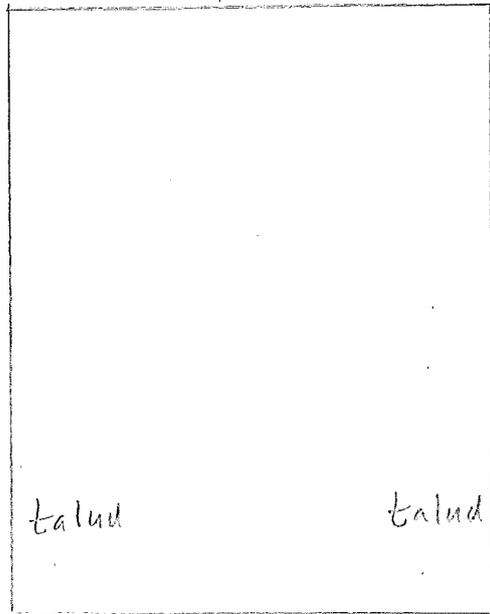
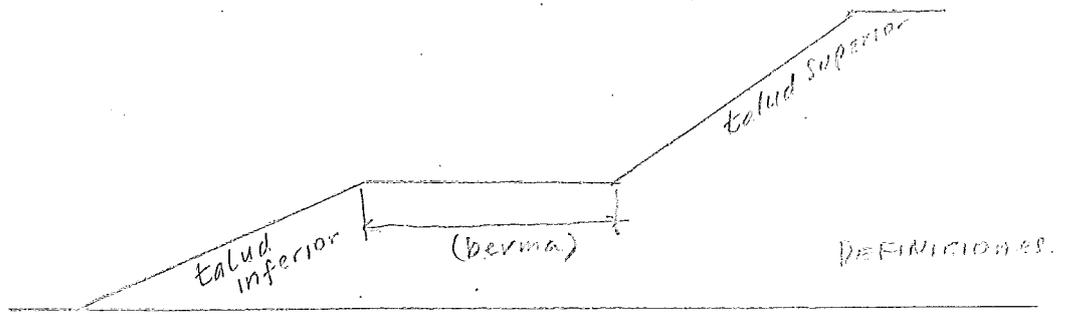
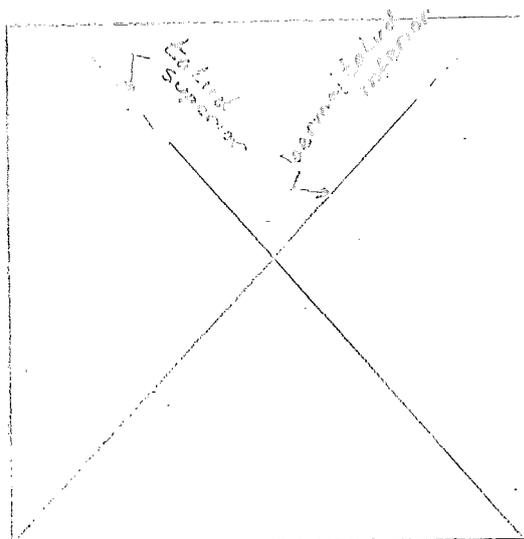


Figura-36



berma / talud con berma talud recto $\left(\begin{array}{l} \text{berma} = \psi_{\text{berma}} \\ \text{talud inferior} = \psi_{\text{talud inf.}} \end{array} \right)$ $\left(\begin{array}{l} \text{talud} = \psi_{\text{talud}} \\ \text{superior} = \psi_{\text{superior}} \end{array} \right)$

Para ψ_{berma} — para berma y talud inf.
 Indicación de talud óptimo — alas cortas
 para todo el perfil ($H_s = \text{const.}$) — alas largas

$(H_s = 0.5h = \text{profundidad limitada})$

(límite)

para rip-rap

Caja 9.1 Estabilidad de taludes con berma y protección del pie según pitagoras

I Piedra de cantera o elementos de coraza de hormigón.
Lugares de poca sacavación

IV Bloques de hormigón con muro en pie. Lugares de baja o moderada sacavación

Prof. de sacavación esperada

II Piedra de cantera o elementos de coraza. Lugares de poca a moderada sacavación

V Bloques de hormigón con pie embaldosado. Lugares de poca a moderada sacavación

III Piedra de cantera o elementos de coraza. Lugares de moderada a severa sacavación

VI Bloques de hormigón con piedral en el pie. Lugares de moderada a severa sacavación

Figura 34a Protección del pie del revestimiento.

*) NOTE: (It is on last)

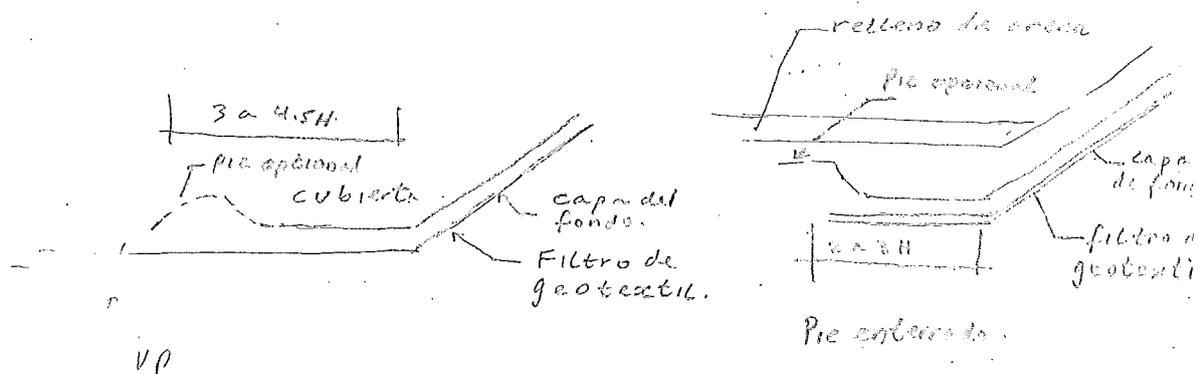
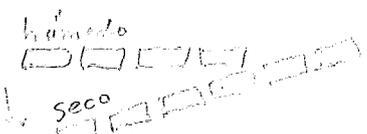
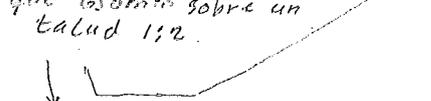
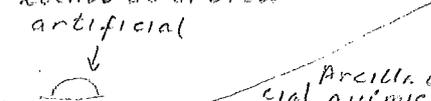


Figura 37 Protección del pie del revestimiento (SPM)

	<p>Capa de cubierta de Rip-rap.</p> <p>El talud se cubre de abajo del nivel del fondo a la profundidad de la socavación esperada.</p> <p>Aplicación: Lugares de para socavación. Construcción en seco.</p>
	<p>Capa de cubierta de Rip-rap.</p> <p>Se incrementa el espesor de la capa de protección.</p> <p>Aplicación: Socavación baja a moderada. Construcción en seco.</p>
<p>El volumen de piedras debe ser el adecuado para engrosar el perfil socavado y dar un espesor no menor que $\frac{1}{2}$ el ancho sobre un talud.</p>  <p>Socavación.</p>	<p>Capa de cubierta de Rip-rap.</p> <p>haciendo del dique, delante.</p> <p>Apron extendido.</p> <p>APLICACION: Socavación moderada a severa. (posible construcción en agua).</p>
	<p>Bloques de hormigón, piedras compactas, piedral con asfalto.</p> <p>Cerchas al muro (pared de tablas, tacas) a nivel del pie (con medida para ayudar las presiones).</p> <p>Aplicación: Socavación poca a moderada. Construcción en seco.</p>
 <p>Socavación.</p>	<p>Bloques de hormigón, piedras compactas, piedral con asfalto.</p> <p>Pie extendido.</p> <p>Aplicación: Socavación moderada a severa. Construcción en agua o en seco.</p>
<p>El volumen sombreado de piedras debe ser el adecuada para engrosar el perfil socavado para dar un espesor de piedra no menor que $\frac{1}{2}$ el ancho sobre un talud 1:2.</p>  <p>Socavación.</p>	<p>Bloques de hormigón.</p> <p>Pie oculto por Rip-rap.</p> <p>Aplicación: Socavación moderada a severa. posible construcción en agua.</p>
<p>Sacos de geotextil llenos de arcilla artificial.</p>  <p>Arcilla artificial química y física cuando el tratamiento de la misma reduce la erosión y permanece permanentemente fijable.</p>	<p>Rip-rap.</p> <p>Sacos llenos de arcilla fijados al filtro de geotextil con apron extendido.</p> <p>Aplicación: Construcción en agua.</p>

CAJA 9.2 Diseño alternativo de protección del pie (PIANC, 1987a)

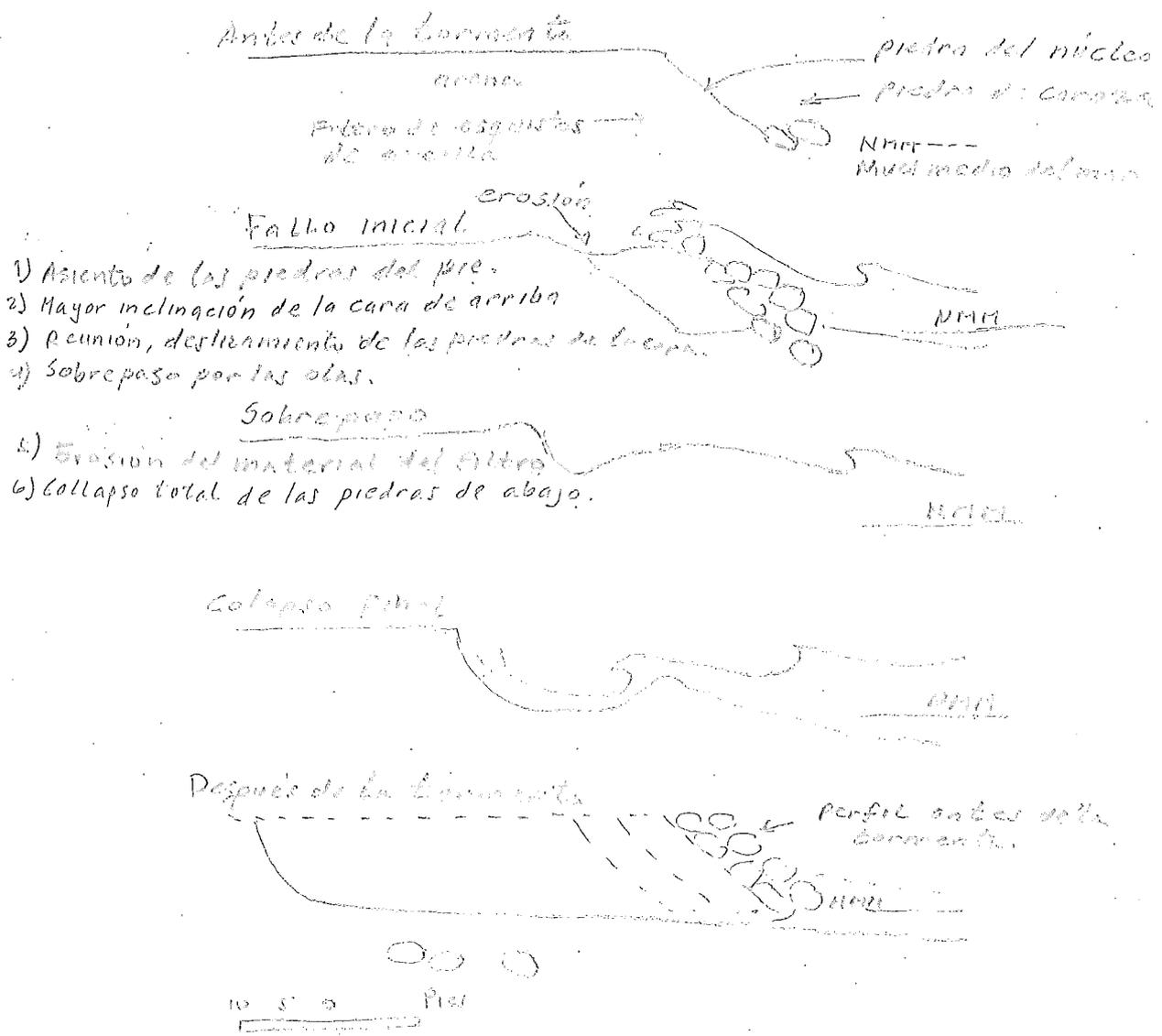


Figura 38

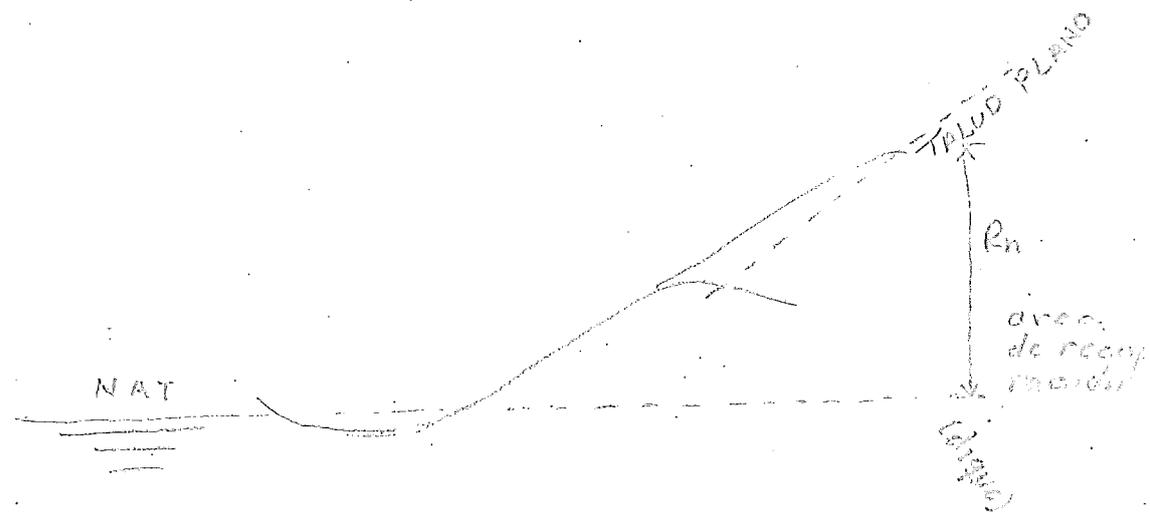


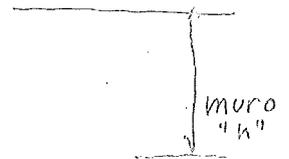
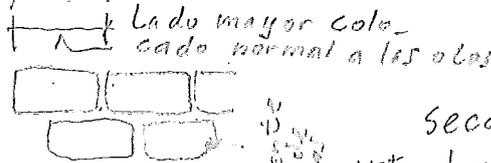
Figura 39

Sacos de arena adicionales



UNA capa de sacos de arena colocados en toda el área

Perfil del terreno al final de la tormenta, después que el muro se asentó



Pie asentado

Sección transversal

NOTA: Los sacos dañados se arreglarán a mano entre cada ola y completamente realineados cada uno debajo de la marea baja.

PLANTA de colocación de los sacos de arena

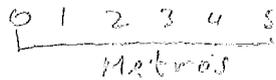
Figura 3 protección primaria de la Costa de Oro para revestimiento de muros.

Rocas de protección de 1.5 a 4 t

Esquisto de arcilla

Rocas 200-400kg

(A) Estándar de la Costa de Oro



Esta zona capa superior del suelo

Protección secundaria 200-400kg

Protección Rocas de 1.5-4 t

Rocas adicionales en el pie

NMM

GRAVAS 150-175mm

NMM = NIVEL MEDIO DEL MAR = MSL (Mean Sea Level)

(B) Recomendaciones

Figura 40

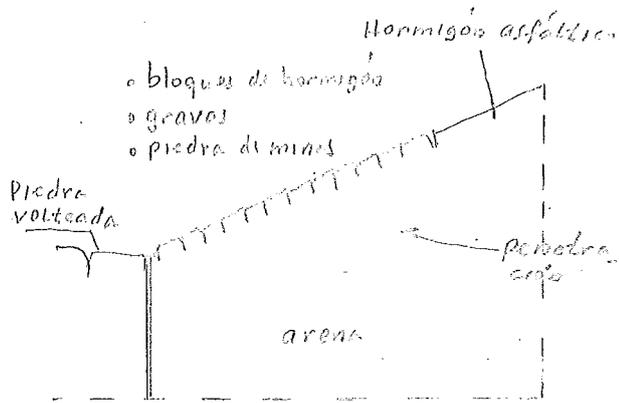


Fig A Penetración de la arena dentro de los derechos de mina geotextil entre la arena y las piedras de mina/grava Si es necesario

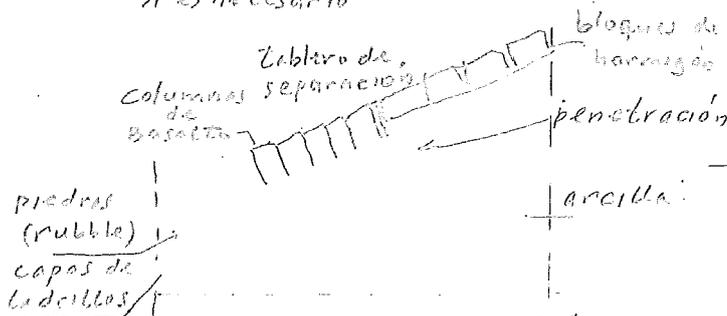
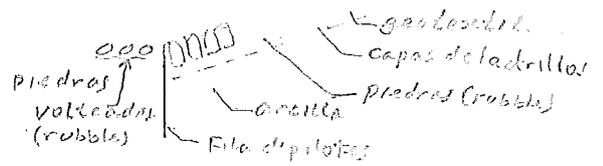


Fig B Transición de columnas de basalto a bloques de hormigón reparación con un tablero demasiado corto.

Figura a) Ilustración de los problemas en las transiciones

BASALTO (Solución transición al pavimento)



Bloques colocados

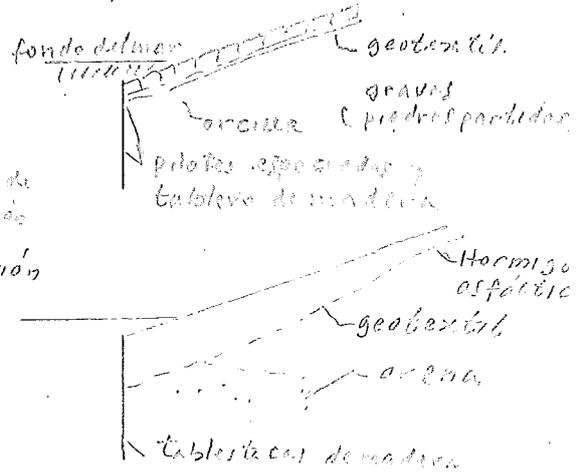


Figura b) Ejemplos de transiciones (protección del pie)

Figura 41. Transiciones en revestimientos

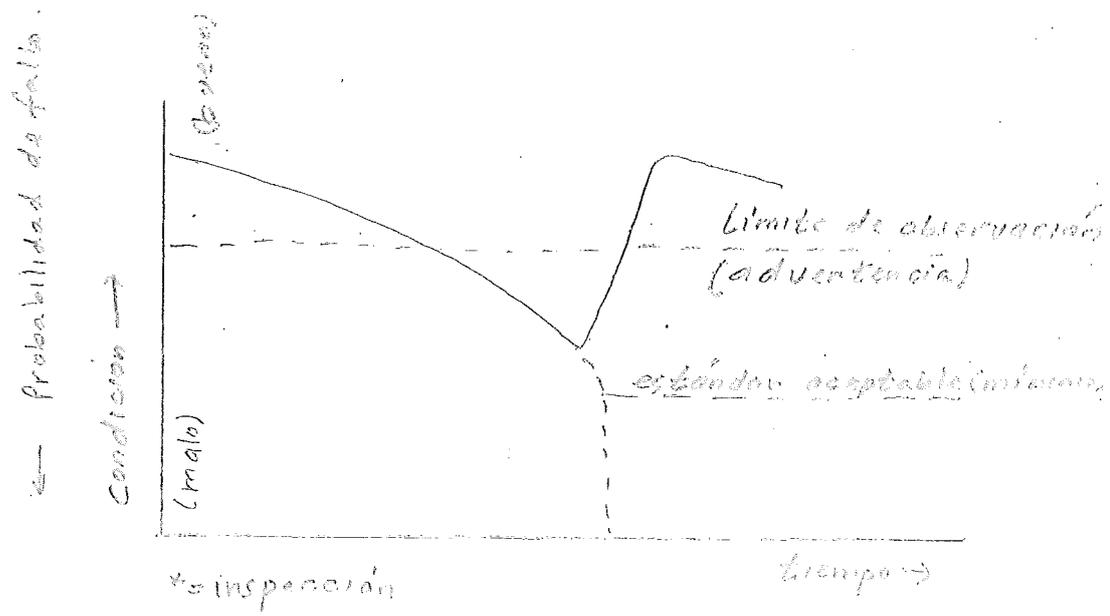
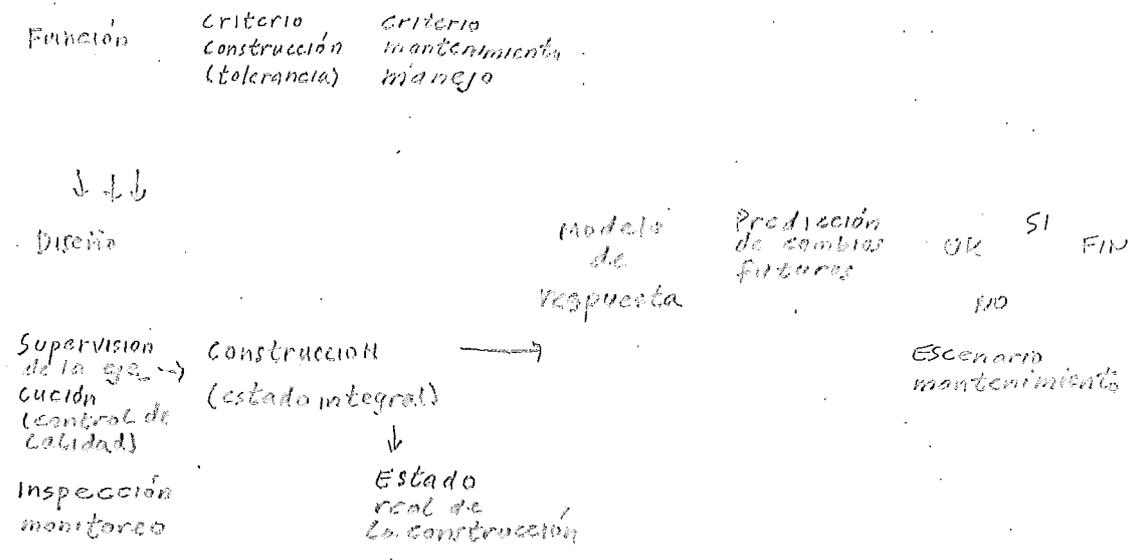


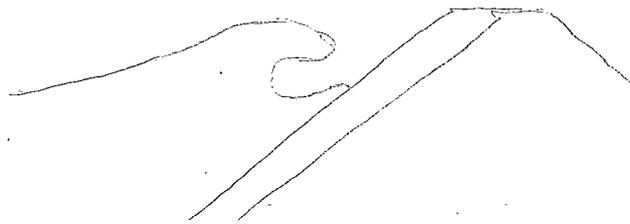
Figura (a) Gráfico de inspección.



condiciones de contorno (cargas)

Figura b. Modelo de manejo

Figura 42 Enfoque de manejo de estructuras de protección de costas.



CONDICIONES DE CONTORNO

Diques marinos

ORILLA

Cargas externas

Cargas
internas

Cargas externas

Estudios de gabinete

Modelos

efectos de escala

naturaleza

CANAL
GRANDE

MODELOS
Grandes

NATURALEZA

CAJA SEMI-NEGRA

SOLUCION
analitica

CAJA SEMI-
NEGRA

Aplicaciones

Modelos
matematicos Aplicaciones

FILTROS/
Subsuelo

VERIFICACION
→ MODIFICACION

Propiedades de
los materiales

OPERACIONAL

Experiencia
pasada

efectos
a largo plazo

Requerimientos
FUNCIONALES

Reglas
de
diseño

costos de construcción y
mantenimiento

Figura 43 Enfoque de investigación para protección de
BRILLAS y diques marinos en Holanda.

APENDICE I

RECOLECCION DE DATOS
Y
METODOS DE PREDICCION
-un vistazo-
por
Krystian W. Pilarczyk

Ministerio de Obras Públicas, Reino de los Países Bajos
(Rijkswaterstaat, The Netherlands)

Recolección de datos y métodos de predicción.

1. Generalidades.

Para la protección de cualquier línea de costa, una premisa básica es disponer de un conjunto confiable de estadísticas que describan al medio con respecto al que es necesario proteger dicha costa.

Los factores, que pueden incluir al viento, las olas y el nivel de aguas tranquilas, tienen que ser definidos tanto en términos de condiciones normales como de los valores extremos que puedan esperarse, con alguna probabilidad declarada, durante el tiempo de vida del sistema de protección. El problema, inevitablemente, es la estimación de estas estadísticas a largo plazo con suficiente precisión, de los limitados datos disponibles.

Los datos básicos requeridos para el diseño de obras de protección de costas se derivan de dos fuentes principales (CIRIA, 1986):

- (i) Datos archivados existentes;
- (ii) Datos adicionales, medidos en el lugar específico.

En cada categoría, existe una importante subdivisión posterior en records de corta duración y de larga duración. En Ingeniería de Costas, es importante la diferenciación, pues muchos de los procesos involucrados son complejos y no totalmente bien comprendidos. Por consiguiente, hay que confiar en métodos estadísticos de análisis de los datos registrados, para predecir la probabilidad de ocurrencia de las diferentes condiciones de diseño durante la vida útil de la estructura. La confianza que un proyectista pueda tener en estas predicciones depende de la existencia de datos y de la calidad de los mismos.

2. Recolección de los datos existentes.

Los principales parámetros en consideración son:

- Clima
- Niveles de las aguas
- Clima de viento
- Clima de oleaje
- Procesos costeros
- Datos geotécnicos
- Restricciones constructivas

Muchos de los parámetros más importantes de diseño, tales como la probabilidad de ocurrencia y la magnitud de las sobre-elevaciones y cambios seculares en el nivel del mar, son dependientes de los records a largo plazo y su evaluación. Si los mismos no pueden ser obtenidos a partir de los bancos de datos existentes, es improbable que haya suficiente tiempo disponible durante la etapa de proyecto para superar esta deficiencia.

Sin embargo, hay una gran dependencia de la relación que pueda haber tenido el proyectista o sus asesores en tiempos anteriores con un área determinada. Ellos pueden haber ya tenido gran experiencia y conocimiento del área en cuestión, en cuyo caso la cantidad de datos adicionales requeridos puede ser mínima. Pero si el proyectista no está familiarizado con una línea de costa específica o con el tipo de problema a resolver, el acopio de datos necesarios deberá ser mucho más extenso.

En primera instancia, el requerimiento de datos es de aquéllos a largo plazo, muchos de los cuales se pueden obtener rápidamente de diferentes bancos de datos nacionales, de organizaciones internacionales especializadas (por ejemplo, la OMM), publicaciones, y de las autoridades locales. En la Figura 1 se muestra el diagrama general de bloques con las condiciones hidráulicas de contorno.

Figura 1 Diagrama de bloques de las condiciones hidráulicas de contorno.

3. Condiciones meteorológicas y climatológicas.

Las condiciones meteorológicas son de importancia para el ingeniero de costas, pues ellas determinan los campos de viento, que son esenciales para el diseño y operación de las estructuras marítimas. Más aún, el viento es el factor importante que determina el clima de oleaje local. La información general en meteorología y climatología marina puede hallarse en las Publicaciones Oceanográficas (Fairbridge, 1966). Puede obtenerse información más detallada de la climatología local por medio de los Atlas Climáticos, emitidos por los Institutos Meteorológicos nacionales y la United Navy (ver los Atlas Oceanográficos). A escala global, pueden distinguirse diferentes áreas meteorológicas, relacionadas con las áreas de altas y bajas presiones, causadas por la radiación solar.

Aparte de los patrones generales de viento, que son creados por las distribuciones de presiones de aire a gran escala, y tormentas generadas por depresiones, pueden ocurrir violentas tormentas tropicales, conocidas como huracanes o tifones.

Los huracanes ocurren principalmente en el Mar de China, el Océano Indico y en la porción del Océano Atlántico cercana a los EE.UU.

4. Niveles de agua.

El nivel de agua se determina a partir del Nivel Medio del Mar (N.M.M.), la marea astronómica, las presiones barométricas y los efectos del viento (sobre-elevaciones inducidas meteorológicamente). Una revisión de estos aspectos viene dada por Lisiten (1974).

Se puede hallar información detallada sobre las mareas en Dronkers (1964), mientras que los datos de marea vienen dados en las tablas de mareas tales como las que publica el Almirantazgo Inglés. Como resultado de los cambios climatológicos debidos al efecto de invernadero, el incremento del nivel del mar puede elevarse a una velocidad mayor que la observada en el pasado (0 a 20 cm. por siglo). Para estructuras con periodos de vida del orden de un siglo o mayores, este efecto debe, por consiguiente, ser tomado en cuenta (eventualmente, en combinación con movimientos verticales y de hundimientos).

4.1 Mareas.

Las mareas son movimientos verticales, regulares y periódicos del agua, originados por las fuerzas gravitacionales del sol y la luna. La información de mareas, para la mayor parte de las áreas, se encuentra disponible en las Tablas de Mareas. Estas Tablas incluyen normalmente una lista de los llamados constituyentes de mareas, período, fase y amplitud de los diferentes componentes de las mareas-

y las predicciones de las elevaciones de mareas basadas en dichos constituyentes.

Para propósitos prácticos, se define un nivel de referencia, llamado Cero Hidrográfico (Chart Datum). La mayor parte de las profundidades y elevaciones en las áreas costeras están referidas a este cero. El cero hidrográfico (C.H. -en inglés, C.D.) se selecciona de tal forma que los niveles reales de agua caigan muy rara vez por debajo de este nivel de referencia. Todos los datos de mareas también están referidos a este nivel. La Pleamar Media y la Bajamar Media (en inglés, MHW y MLW, respectivamente) son los promedios de todas las posibles pleamares y bajamares. Las pleamares y bajamares medias de marea viva (en inglés, respectivamente, MHWS y MLWS) son los promedios de todas las pleamares y bajamares durante las mareas vivas. Finalmente, una Marea Astronómica Más Alta (en inglés, H.A.T.) puede ser definida como la marea más alta que ocurre si todos los componentes tienen su máximo al mismo tiempo. Si no se tiene información sobre las mareas, las mismas deben ser medidas durante un período de, por lo menos, un mes. Los constituyentes de las mareas pueden, entonces, ser calculados mediante un análisis de armónicos. Este método se discute en el trabajo de Dronkers (1964).

4.2 Efectos meteorológicos: elevaciones de nivel debidas a las mareas de tempestades y al viento (surges/wind set-up).

Como resultado de la caída de presiones barométricas, los niveles de agua pueden elevarse temporalmente. Fenómenos como esos pueden observarse durante el paso de un ciclón. Más importante es, sin embargo, el efecto de los esfuerzos cortantes asociados con fuertes vientos y tormentas. Debido a estos esfuerzos, pueden ocurrir elevaciones de mareas de tempestad, siendo particularmente peligrosas en áreas poco profundas en la medida que el incremento del nivel debido al viento es inversamente proporcional a la profundidad de agua. Para condiciones de régimen permanente, la sobre-elevación debido al viento (S) puede ser fácilmente calculada a partir de las ecuaciones de equilibrio estático entre el cortante debido al viento, el cortante superficial y el gradiente de nivel de agua (i) (ver también el Shore Protection Manual). El equilibrio básico suministra:

$$i = C U_w^2 / gh \quad \text{y} \quad S = C (U_w^2 / gh) F$$

donde:

S = Incremento de nivel debido al viento (wind set-up) (m.)

F = Longitud del recorrido del viento (fetch) (m.)

i = Gradiente del nivel de agua (-)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

h = Profundidad del agua

U_m = Velocidad del viento en la proximidad de la superficie del agua (m/s)

C = Factor; $\approx 3 \div 4 \cdot 10^{-6}$ (-)

(el valor de C puede ser fuertemente afectado por la geometría / topografía del área considerada).

$$\rho_w g h \Delta h = \tau_w \Delta l$$

$$\tau_w = \rho_1 U_w^2 C_1$$

$$i = \Delta h / \Delta l$$

$$= (\rho_1 / \rho_w) (U_w^2 / gh) C_1$$

Para campos móviles de viento, sin embargo, este método da resultados erróneos. Entonces, se usan modelos más complicados para calcular el movimiento del agua y los niveles asociados del agua para los efectos

combinados de las mareas e incrementos de nivel debidos al viento (storm surges) (v.d. Weide, 1989).

La predicción de los incrementos de nivel debido al viento (wind set-up) puede hacerse usando (ver también Figura 2):

- (a) estadísticas de los campos de viento, o
- (b) estadísticas de los incrementos de nivel medidos debido al viento (wind set-up).

Este último método es el que da, en la mayor parte de los casos, los mejores resultados. El trabajo de probabilidad escrito por Gumbel puede ser usado para análisis estadístico.

Las estadísticas de las elevaciones de nivel (surge) no están todavía suficientemente bien definidas para permitirnos identificar los cambios a largo plazo: en tanto que una década específica puede tener substancialmente mayor cantidad de incrementos extremos que otra, tal variación puede esperarse en base al análisis aleatorio solamente. Considerando la medición de los incrementos (surges), dependen mucho de la ubicación del lugar y su distancia con respecto a alguna tabla de marea adecuadamente calibrada.

El ejemplo del efecto combinado de la marea astronómica y del incremento del nivel debido al viento (wind set-up) se da en la Figura 3.

Figura 2. Determinación del nivel de diseño en las tormentas

Figura 3. Ejemplo del efecto combinado de la marea y del wind set-up.

4.3 Otros cambios.

Además de los componentes principales ya mencionados, el nivel de agua puede ser influenciado por una cantidad de efectos adicionales, tales como:

- Sobre-elevación del nivel (wave set-up) debida a la rotura de las olas en aguas poco profundas; este efecto es, en la mayor parte de los casos, de menor importancia para el diseño de estructuras de protección de costas. Sin embargo, el wave set-up puede inducir corrientes costeras que son de gran importancia para los procesos morfológicos.
- Seiches, oscilaciones con un período de 15 a 45 minutos, causadas por condiciones meteorológicas repentinas (cambios macroscópicos de turbulencia), tales como el paso de una turbonada lineal. La velocidad de propagación es similar a la de las olas largas ($C = [gh]^{1/2}$). La aparición de una seiche resulta mayormente en una fluctuación del nivel de agua de unos pocos decímetros a lo largo de la línea de costa. De acuerdo con Thorn y Roberts (1981), la seiche que ocurrió el 3 de Julio de 1946 en la costa sur de Inglaterra causó una caída del nivel del mar de 1.25 m. en unos pocos minutos para elevarse enseguida 2.5 m.
- Ráfagas de viento (golpes de viento), olas solitarias resultantes de una acometida violenta del viento; esto puede también resultar en unos pocos decímetros de fluctuación del nivel del agua.

Debido a que ambas, seiches y ráfagas de viento, se propagan como olas largas, pueden introducir algunos problemas de resonancia en los puertos y estuarios.

- Los tsunamis son olas de período muy largo excitadas por la actividad sísmica (por ejemplo, terremotos). Son potencialmente de extrema peligrosidad en ciertas regiones geográficas (por ejemplo, Japón).
- El macareo es una forma peculiar de ola de marea. Puede ocurrir en la boca de un río cuando la velocidad de propagación de la parte superior de la ola de marea [$c = (gh)^{0.5}$] es mayor que ésta en el seno de la ola.
- otros efectos locales o geográficos.

4.4 Determinación del nivel del agua para el diseño.

Las costas y las obras de protección se ven afectadas por el nivel total del mar y es necesario ser capaz de sintetizar los componentes estadísticos para dar un nivel estadístico que pueda ser usado para el diseño (Figuras 1 y 2). Para niveles extremos una combinación del nivel de marea y la distribución de la probabilidad del nivel de tormenta (nivel del agua debido a las tormentas, storm surge), para producir una distribución de la probabilidad conjunta, puede dar estimados más estables de niveles teniendo una probabilidad de excedencia anual que es posible usando métodos tradicionales del clasificado como valores máximos obtenidos sobre el mismo período de tiempo.

Los estimados de diseño pueden incorporar cambios proyectados en el medio del mar, asentamiento del terreno y otros cambios por simple suma de los niveles calculados por la probabilidad conjunta (probabilidad de ocurrencia de varios fenómenos).

Indudablemente el problema de los parámetros de diseño medio-ambientales y su estabilidad es mucho más complicado en aguas poco profundas y particularmente en los estuarios. Una medida particular puntual en un estuario probablemente no dará una representación estadística para toda su longitud: la naturaleza de los cambios temporales y espaciales en esas estadísticas de diseño para estuarios necesita consideración especial.

5. Clima del viento

Para aplicaciones prácticas en ingeniería civil se requiere una descripción más detallada del clima del viento local. Las mediciones y registros de los viento se usan como base para esta descripción. Los registros deben ser hechos en un área representativa fuera de la influencia de las características topográficas o las edificaciones. Los datos deben ser registrados y procesados de acuerdo con los procedimientos de la Organización Mundial de Meteorología (World Meteorologic Organization).

Los datos se representan normalmente en forma tabular, mostrando el porcentaje de ocurrencia de las velocidades del viento por dirección.

Las tablas separadas se presentan en caso de que el régimen de viento muestre una variación estacional. En general se aplican intervalos de dirección de 30° , las velocidades se dan en la escala Beaufort. Para comparaciones fáciles los datos se plotean en rosas de vientos. Una explicación de la escala de Beaufort y un ejemplo típico de una rosa de viento se dan en la Tabla 1 y en la Figura 4, respectivamente.

Fuerza (escala Beau fort)	Millas maríti- mas, 6080 p/h (nudos)	km/h	descripción del viento
0	0-1	0-2	
1-2	2-6	4-11	
3	7-10	13-18	ligero
4	11-16	20-30	moderado
5	17-22	32-39	
6	22-27	41-50	fuerte
7	28-33	52-61	
8	34-40	63-74	galerna
9	41-47	76-87	
10	48-55	89-102	tormenta ($\geq 1/10$)
11	56-65	104-120	
≥ 12	más de 65	≥ 120	huracán ($\leq 1/100$)

Tabla 1 Fuerzas del viento (escala de Beaufort)

Figura 4 Ejemplos de rosas de vientos y de oleaje

Los datos de viento también son esenciales para cálculos de diseño debido a la mayor deficiencia en la obtención de los datos de viento-ausencia de información sobre la dirección del oleaje. La distribución direccional de los vientos de diferentes intensidades, usualmente presentadas en forma de "rosas de vientos" es una ayuda en establecer las propiedades direccionales del clima de oleaje.

En el caso de los datos de viento, que son fundamentalmente usados para desarrollar el clima de oleaje local, el proyectista frecuentemente está limitado por la ausencia de buenos datos específicos del lugar.

El número de estaciones costeras, especialmente en ciertas regiones geográficas, es menor que las necesarias para este propósito. Los datos de viento en el área alejada de la costa donde se generan las olas son casi inexistentes. Por lo tanto las medidas del viento local frecuentemente son muy necesarias.

6. Clima de oleaje (Fuentes de definición e información).

Como el resultado del esfuerzo cortante del viento, se generan las olas en la superficie del agua. En la zona cercana del campo de viento las olas muestran un patrón irregular, debido a la variación turbulenta de la velocidad del viento. Esto se conoce como oleaje generado por el viento. Su aspecto es más regular en la medida en que las olas se mueven fuera del lugar en donde han sido generadas. Debido a la diferencia en la velocidad de propagación de las olas con diferentes periodos, ocurre una separación entre diferentes periodos y olas. Las olas con aproximadamente el mismo periodo se agruparán. Tales olas son conocidas como mar de leva (swell).

Las olas contienen una gran cantidad de energía, por esta razón son de particular importancia para el diseño de las estructuras de protección de costas. En general las condiciones de diseño se definen en dos etapas:

Primeramente, se define el **clima de oleaje** en términos de la probabilidad de ocurrencia de una altura de ola específica, las combinaciones de periodo y olas en función de la dirección de incidencia. Las observaciones visuales, los registros de olas y los

pronosticos de oleaje son posibles fuentes de donde se puede obtener información.

Una vez que se conoce el clima de oleaje, se puede determinar la **condición de oleaje de diseño**, normalmente se escoge una condición que ocurra como promedio una vez cada 100 años. El estado correspondiente del mar se describe entonces de forma que sea consecuente con el método de diseño. Cuando se usan métodos gráficos de diseño simples la altura de ola y el periodo significativos son suficientes para describir el campo de oleaje. Cuando se realizan cálculos espectrales más avanzados el estado del mar debe ser caracterizado en términos del espectro de densidad-variación. Finalmente, cuando se describen las interacciones del fluido con las estructura se deben conocer la física de las olas y los procesos hidrodinámicos internos. En este curso se discutirán brevemente los variados aspectos. Se hace referencia a los libros de textos para información más detallada. Newman y Pierson (1966) y Kunsman (1965) brindan más información sobre la física de las olas y varias teorías de oleaje. Basadas en estas teorías se han preparado tablas para el uso práctico. Ejemplos de estos se dan en el Manual de Protección de Costas (SPM) (vea Figura 6).

Un resumen de las propiedades estadísticas de las olas y una explicación del concepto de espectro de oleaje se puede encontrar en varias referencias. Los aspectos estadísticos de la climatología del oleaje y los procedimientos correspondientes para la determinación de las condiciones de diseño son tratadas por Muir (1986). Para información detallada sobre condiciones de oleaje en áreas específicas se dispone de atlas (Atlas Oceanográficas). También se pueden usar los datos del oleaje dados por Hogben y Lumb (1967), aunque la resolución geográfica con frecuencia no es suficiente. Recientemente la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (IAHR) presentó una lista de símbolos para que se usen en el análisis y descripción de las olas (IAHR, 1986) la cual sustituye las primeras definiciones dadas por la PIANC. Un breve estado representativo sobre las condiciones del oleaje de diseño para estructuras marítimas se da por Goda en el Apéndice III y en Goda (1985).

7. Predicción del oleaje y parámetros relativos.

7.1 Condiciones de aguas profundas: $h \geq L_o/2$. ($L_o = gT^2/2\pi$)

Las técnicas usadas para los modelos de pronósticos son las mismas, la diferencia principal radica en la información disponible sobre las condiciones del viento. El pronóstico del oleaje (forecasting) se refiere a los cálculos de las condiciones de oleaje en un lugar particular, usando los pronósticos de las condiciones del viento, mientras que otra forma de el oleaje (hindcasting) es usar los registro de las condiciones del viento y calcular las condiciones del oleaje. Una gran gama de técnicas de pronósticos de oleaje son de uso común, variando desde complejos modelos numéricos que intentan simular la mayor cantidad posible de procesos físicos, los simples gráficos y cartas que recogen los datos de velocidad de los vientos, longitud de Fetch, y profundidad posible del agua para condiciones de oleaje resultantes. Los modelos matemáticos más simples consideran que las olas que se estan considerando son debidas totalmente al viento que está soplando a una velocidad y dirección constante para un tiempo dado. (Figura 6). Las condiciones de aguas profundas se

caracterizan por la altura de ola significativa (H_s) y el período espectral pico (T_p) o el período que pasa por el cero (Zero-crossing method) T_z . En la Figura 5 se dan algunas inter-relaciones típicas de alturas de olas basadas en la distribución de Rayleigh.

(a) Definición de los parámetros del oleaje de viento

(b) Definición de los parámetros de las olas

(c) Algunas relaciones de alturas de olas basadas en la distribución de Rayleigh

Altura característica		H/H_{rms}	$H/\sqrt{m_0}$	H/h_s
desviación estándar de la superficie libre	$\sigma = \sqrt{m_0}$	$1/2\sqrt{2}$	1.0	0.250
altura raíz cuadrática media	H_{rms}	1.0	$2\sqrt{2}$	0.705
moda	$\mu(H)$	$1/\sqrt{2}$	2.0	0.499
altura mediana	$H(P=1/2)$	$(\ln)^{1/2}$	$(8\ln)^{1/2}$	0.588
altura media	$\bar{H}=H_1$	$\sqrt{\pi}/2$	$\sqrt{2}\pi$	0.626
Altura significativa	$H_s = H_{1/3}$	1.416	4.005	1.00
promedio del undécimo de las olas más altas	$H_{1/10}$	1.80	5.091	1.271
promedio del 1% de las olas más altas	$H_{1/100}$	2.359	6.672	1.66

Figura 5 Definiciones y algunas relaciones de alturas de olas.

Figura 6 Predicción de las condiciones de oleaje para aguas profundas

7.2 Efectos de poca profundidad: $h < L_0/20$

La mayoría de las estructuras de protección de costas están situadas en aguas poco profundas donde las olas están dominadas por la topografía del fondo. Por lo tanto un alto grado de certeza de las condiciones del oleaje en el mar afuera puede no ser tan importante para el proyectista de las estructuras de protección de costas como los cálculos de los efectos de la poca profundidad sobre las olas que llegan. La transformación del oleaje de aguas profundas debe ser

sobre la base de los fenómenos que se producen en aguas poco profundas entre las cuales se incluyen (vea Holmes, 1983, Bruun, 1978 y v. d. Weide, 1989; también vea Figura 7):

. Refracción de las olas.

Debido a las diferencias en la profundidad del agua, la celeridad de la ola varía a lo largo de la cresta. La dirección de propagación de la ola por lo tanto cambiará y puede crear alturas de olas diferentes.

. Difracción de las olas.

Cuando ocurre un fuerte gradiente lateral en el nivel de energía, la energía de la ola también se propagará en una dirección perpendicular a la dirección de propagación del oleaje. Este fenómeno puede ocurrir cerca de un obstáculo o en áreas donde ocurren altas concentraciones de energía debido a la refracción.

. Reflexión de las olas.

Cuando las olas son interceptadas por un obstáculo rígido, una parte de la energía de la ola se perderá debido a la rompiente y transmisión, mientras que otra parte de la energía será devuelta hacia el mar. Esto se conoce como reflexión del oleaje.

. Fondo reducido.

Alguna variación en la altura de las olas producida por cambios en el campo de flujo o la profundidad del agua que no son resultado de los efectos antes descritos.

. Disipación de la energía del oleaje y rompiente.

En áreas bajas (poco profundas) las olas perderán energía debido al esfuerzo cortante en el fondo, percolación o deformación del fondo del mar. Cuando la profundidad del mar es demasiado pequeña las olas romperán.

Idealmente, un modelo de propagación de las olas en aguas poco profundas debe incluir todos estos efectos. En la práctica se aplican diferentes aproximaciones.

En el primer enfoque, se esquematizan las olas como si fuera un tren estacionario de olas regulares y se obtiene una solución para la propagación del oleaje teniendo en cuenta la refracción, el fondo reducido, la difracción y la reflexión.

Se puede obtener una solución cuando se asume que la pendiente del fondo es pequeña (aproximación de pendiente suave) que es el caso más frecuente en las aplicaciones prácticas. Este enfoque se usa principalmente en áreas limitadas, donde una descripción adecuada del patrón de oleaje local es importante.

Un ejemplo típico del resultado de tal modelo se da en la Figura 8, donde se conocen la desviación típica de la distribución de las olas y las alturas de olas significativas máximas en la zona de poca profundidad. Estos datos se pueden usar para pronóstico de la altura de ola local cerca de la estructura situada en aguas poco profundas.

En el segundo enfoque las olas se describen por un espectro parametrizado. Los efectos de propagación del oleaje se incluyen en el valor de los parámetros. Debido a la complejidad del problema el efecto combinado de todos los efectos de la poca profundidad

pueden hasta ahora no estar incluidas. Por lo tanto este enfoque fundamentalmente se usa para grandes áreas donde a veces es suficiente con una descripción global del campo de oleaje.

Rompiente.

Con frecuencia es necesario calcular la altura de ola rompiente (o la altura de ola en la profundidad limitada) y su ubicación, aunque se debe reconocer que el concepto de "punto de rompiente" solamente se aplica al oleaje regular y que "zona de rompiente" es más realista en el mar real.

Figura 7 Ejemplos de los efectos de la poca profundidad.

Un oleaje regular (oleaje solitario) romperá cuando $H_b/h_b = 0,78$, siendo H_b la altura de ola rompiente y h_b la profundidad del agua en la rompiente. Este parámetro se puede aproximadamente trasladar para oleaje irregular como: $H_{s(b)} = 0.5h$ y $H_{max} = 0.78h$

El período del oleaje queda igual al de aguas profundas o para olas desarrolladas en aguas poco profundas (= el periodo de la ola no depende de la velocidad del viento), se puede calcular como $T_p = 5.5 (h/g)^{0.5}$ o $T_2 = 4.6 (h/g)^{0.5}$ y $L = T(gh)^{0.5}$. Más aún, para las condiciones limitantes de aguas poco profundas es frecuente recomendar las fórmulas siguientes (Massel, 1988):

$$\bar{L} = 3.4h \text{ y } g\bar{H}/U_w = 0.1 [(gh)^{0.5}/U_w]^{0.5}$$

donde: \bar{H} y \bar{L} , altura y longitud promedio de la ola respectivamente y U_w es la velocidad del viento (usualmente a 10m por encima de la superficie del agua tranquila)

La profundidad de rompiente (h_b) y la altura de rompiente (H_b) se relacionan con la frecuencia a la altura de ola en aguas profundas (H_o) y la inclinación de la ola (H_o/L_o) por:

$$h_b/H_o = 0.39(H_o/L_o)^{-1/3} \text{ (Munk) } \text{ ó } H_b/H_o = 0.56(H_o/L_o)^{-1.5} \text{ (Komar \& Gaughan)}$$

Las olas rompen sobre un talud cuando $(H_o/L_o) \geq 0.25 (\tan\alpha)^{5/2}$ (Miche) ó $\xi = \tan\alpha / (H_o/L_o)^{0.5} < 2.5$

El recorrido de la rompiente (la distancia entre el inicio y el final de la rompiente) puede variar desde la mitad de la longitud local de la ola a $X_p = (4 - 9.25 m) H_b$ (SPM 1984).

donde: X_p = distancia de recorrido de la rompiente, H_b = altura de ola rompiente y m = pendiente del fondo del mar.

Cuando la profundidad del mar (h) llega a ser menor que $1/10L_o$ ($L_o = 1.56T^2$), la velocidad de propagación de las olas puede ser aproximada por $U = (gh)^{0.5}$. De la misma manera, la velocidad media inducida por una rompiente (U_b) puede ser expresada por:

$$\bar{U}_b = \sqrt{gH_b} \text{ sen } 2\theta_b$$

donde: H_b = altura de rompiente, θ_b ángulo de aproximación del frente de olas y $\sqrt{gH_b}$ = 0.5 para un estimado promedio.

Estas son las expresiones que se usan con frecuencia para el diseño de obras de protección, dentro del alcance del diseño conceptual aproximado o preliminar. Se ha comprobado que estas expresiones

generalmente se pueden aplicar con un pequeño error en las olas generadas por el viento y por lo tanto su uso en las obras de protección es considerable. Para más información vea Goda (1985).

Corrientes inducidas por el oleaje y el Wave set-up.

Las olas rompiendo en aguas poco profundas causarán un empuje de ola conocido como tensiones de radiación. Como resultado de estas tensiones se produce un incremento del nivel del agua cerca de la costa. Esto se conoce como Wave set-up. En muchos casos este incremento varía debido a la variación de la altura de ola y los cambios resultantes en la posición de la zona de rompiente. El Wave set-up en si mismo es de poca importancia para el diseño de las estructuras de protección de costas. Sin embargo puede ser importante donde el sobrepaso de las olas es de interés para no subestimar el volumen de éste. El Wave set-up puede inducir corrientes que se deben tener en cuenta.

Asumiendo que la altura de ola H , después del rompimiento es relativa a la profundidad local del agua h , por $H = \gamma h$; $0.7 < \gamma < 1.3$; ($\gamma = H_b/h_b$) = índice de rompiente (según Battjes, 1974) se puede demostrar que el incremento del nivel medio del agua (set-up) que se produce en la línea de costa viene dado por:

$$S_{max} = 3 \gamma^2 h_b/B = 3/B\gamma H_b$$

Por lo tanto el set-up potencial está entre 25% y 50% de la altura de rompiente. En la mayoría de los casos prácticos es menor del 25%.

Figura 8 Condiciones extremas del oleaje en aguas poco profundas; altura de ola significativa máx. sobre pendiente de la anteplaya.

La implicación de este proceso es que variaciones de la altura de rompiente H_b en dirección a lo largo de la costa resultará en gradientes en el nivel medio del agua, creando por lo tanto corrientes que pueden afectar profundamente el movimiento de sedimento en la zona de rompiente.

Las corrientes inducidas por el oleaje, elevandose a partir del modelo de tensión de radiación, ocurrirán en playas rectas con alturas de olas incidentes uniformes. La Figura 9 muestra un perfil típico previsto debido a la corriente litoral (Holmes, 1963).

Figura 9 Velocidad litoral inducida por la acción del oleaje.

8. Probabilidad conjunta de las olas y los niveles del agua.

En las secciones anteriores, la determinación de los niveles del agua para el diseño y las condiciones del oleaje se trataron separadamente. Sin embargo el daño en la línea de costa y la inundación frecuentemente se combinan en los niveles extremos del agua tranquila y las condiciones extremas del oleaje. Ya que tanto las condiciones extremas de tormentas y de las olas son generadas por condiciones meteorológicas extremas ellos no son independientes; pero en un lugar específico esta interacción puede cualquiera de los dos trabajar para o en contra de algún esquema de protección, dependiendo del grado de protección o exposición a los vientos que producen aumentos extremos

del nivel (surges). Un ejemplo obvio es el estuario del Thames y la costa holandesa donde normalmente coinciden con los vientos que tienen componente del Norte.

La distribución conjunta (probabilidad de que coincidan en un mismo instante) de las olas y las mareas de tormenta ha sido estudiada ampliamente en el contenido del proyecto de barrera de tormenta Eastern-Schelde (Vrijling and Bruinsma, 1980). Este artículo está incorporado a este libro como Apendice II.

En relación con la probabilidad conjunta de las olas con los surges es necesario considerar como las estadísticas del nivel de aguas tranquilas y del oleaje puedan ser tratadas de modo coherente para permitir esta clase de dependencia, también es una necesidad para los proyectistas especificar la forma más apropiada en que ellos requieren sus estadísticas de diseño medio ambientales de modo que sus necesidades sean satisfechas por tal enfoque coherente.

9. Procesos costeros.

La estabilidad de una estructura de protección de costa y verdaderamente su actuación funcional estará críticamente afectada por cualquier movimiento del material del fondo frente a la estructura y los cambios morfológicos inducidos.

El tema de los procesos costeros es vasto y complejo, envolviendo la inter-relación de aspectos tales como, el clima de oleaje, la forma de la playa, el transporte litoral, el movimiento de material hacia la orilla y mar fuera y la interacción con las estructuras costeras.

Los datos existentes sobre los procesos costeros con frecuencia están dispersos a menos que haya una historia de problemas particulares en el área. En esta situación el proyectista revisa los datos históricos de varias ediciones de los mapas y cartas. En relación con las cartas la mejor definición se puede obtener de las copias de originales de las cartas de sondeo. Se debe tener mucho cuidado cuando se usan las cartas de sondeo si se quiere evitar errores, debido al amplio rango de escalas que se utilizan y los cambios de datum, los métodos de toma de sondeos y la fijación de posiciones. Los componentes básicos que se necesitan para los modelos morfológicos se dan en la Figura 10 (v. d. Weide 1989).

Figura 10 Diagrama de bloque de modelos morfológicos iniciales.

10. Datos geotécnicos.

Es obvio que datos geotécnicos buenos son de primordial importancia para el diseño estructural de las estructuras de protección de costas. Para el diseño conceptual los datos geotécnicos con frecuencia están limitados al resultado de investigaciones previas en la localidad, quizás complementados con mapas geológicos, aunque éstos frecuentemente están a una escala demasiado pequeña para que sean de mucha utilidad para estudios detallados. Por lo tanto para el proyecto ejecutivo se necesitan investigaciones propias del lugar. La investigación inicial usualmente es un pozo de prueba y monitoreo de la superficie y posteriormente se hacen perforaciones con inclinómetros y piezómetros.

El principal objetivo es establecer la geología del lugar, los mecanismos reales y potenciales de fallo y las condiciones hidrogeológicas.

Actualmente la práctica de diseño sigue los procedimientos basados en normas y libros de textos de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones y/o guías de diseño (por ejemplo las guías holandesas para el diseño de diques de ríos).

11. Limitaciones constructivas y recolección de datos adicionales (CIRIA, 1986)

Mucho de lo que ha sido señalado arriba también se relaciona con las limitaciones constructivas pero el acceso al lugar es de gran importancia y puede tener un profundo efecto sobre el esquema total, en ciertos ejemplos definiendo el tipo de solución que se adopte. También puede haber limitaciones impuestas por el turismo o por actividades de ocio y placer que impiden la realización de los trabajos hasta el invierno.

Teniendo establecido el alcance y la calidad de los datos existentes frecuentemente es necesario que éstas sean complementados con mediciones e investigaciones específicas del lugar para mejorar la base de datos con que se cuenta.

La selección del lugar más adecuado por observaciones tales como mediciones de oleaje, mareas, perfiles de playa, perforaciones u otros, son materias para un criterio experimentado así como evaluación de calidad del equipamiento y la experiencia de la compañía que brinda el servicio. No siempre se presta suficiente atención a la suficiencia de las facilidades anteriores disponibles dentro de la organización de subcontratos, tales como ensayos de muestra de suelo y análisis de oleaje y mediciones de corrientes. Información de valor se puede perder o pasados por alto totalmente por operadores inexpertos.

Un punto final relativo a la seguridad del equipamiento en el medio ambiente marino. El riesgo de daño o pérdida total es inevitable y aún es una sorpresa que con frecuencia se olvidan los seguros y el cliente se enfrenta con grandes costos de restitución.

12. Resumen

Nuestro conocimiento actual puede hacer una contribución útil al diseño de los esquemas de protección de costa, pero hay muchas formas en la que esta contribución pudiera ser desarrollada en el futuro. Indudablemente la recolección de datos de alta calidad debe continuar y nosotros podemos esperar precisión y control de datos según que sean introducidos nuevos instrumentos.

Adicionalmente debemos continuar la investigación de nuevas técnicas que se pueden usar para hacer un uso óptimo de los datos disponibles limitados cuando se está considerando cualquier esquema particular de protección.

En conclusión un punto general vale la pena mencionar, que para los problemas de ingeniería costera asociados con transporte de sedimentos o con estructuras de protección un "balance de exactitudes o inexactitudes" es esencial, unido con una comprensión de qué es factible en el proceso de diseño que conlleva otras limitaciones además de las insuficiencias en nuestro conocimiento de los procesos físicos involucrados (Holmes, 1983).

APENDICE II

TREPADA Y SOBREPASO DE LAS OLAS

(hasta 1993)

por

Krystian W. Pilarczyk

DEPARTAMENTO DE CARRETERAS E INGENIERIA HIDRAULICA DE LA DIRECCION
GENERAL DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y ADMINISTRACION DEL AGUA

(RIJKSWATERSTAAT)

THE NETHERLANDS

Referencia:

Comité Técnico Asesor sobre Defensas del Agua (TAW)

Trepada y Sobrepaso de las Olas para Diques

Delft, Abril 1993, The Netherlands (reporte en Holandés)

1993

DISEÑO DE MALECONES Y DIQUES

INCLUYENDO

UN RESUMEN DE REVESTIMIENTOS

por

Krystian W. Pilarczyk

Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Division
Van der Burghweg 1, P.O. Box 5044, 2600 GA Delft, The Netherlands.

DISEÑO DE MALECONES Y DIQUES MARINOS INCLYENDO UN RESUMEM DE REVESTI- MIENTOS.

1. INTRODUCCION.

1.1 Generalidades.

Los países bajos como Holanda dependen de buenas y seguras defensas contra el mar. Impulsados por la necesidad de resistir el agua, durante siglos los ingenieros incrementaron sus conocimientos sobre ingeniería hidráulica y en particular en la construcción de diques y medidas de protección (revestimientos). Sin embargo, el diseño de diques y sus revestimientos estaban basados en su mayoría más bien en vagas experiencias que sobre métodos de cálculo generalmente válidos. La creciente demanda de métodos de diseño confiables para las estructuras de protección ha tenido como resultado un incremento de las investigaciones en este campo y por consiguiente en la preparación de un conjunto de lineamientos de diseño para varias estructuras de protección de costas. Estos lineamientos están dirigidos a técnicos y organizaciones directamente involucrados en el diseño y manejo de las estructuras de protección.

En esta trabajo damos una revisión breve sobre la filosofía general del diseño, diferentes aspectos de hidráulica y geotécnicos, criterios de diseño para diques y varios tipos de revestimientos. El tratamiento está limitado principalmente a las estructuras con talud las cuales son ampliamente usados en la práctica de la Ingeniería de Costas. Estas estructuras están compuestas fundamentalmente por suelos, tales como, rocas, gravas, arena y arcilla. Otros materiales de construcción como el asfalto, los bloques artificiales y geotextiles también pueden ser usados.

Las aplicaciones más comunes de las estructuras de protección de costas con talud son respectivamente: diques, presas, rompeolas, protección de dunas, canales de navegación, protección del fondo, y todo tipo de revestimiento. Los malecones y los revestimientos son estructuras generalmente construidas en aguas reducidas o en tierra, mientras que los rompeolas, las presas y diques (incluyendo los revestimientos para presas y diques) se construyen generalmente en aguas profundas.

En el presente trabajo todas las estructuras mencionadas se consideran como "malecones y/o diques de mar".

Este conjunto de lineamientos no está pensado como un trabajo científico, tratando exhaustivamente con fundamentos técnicos.

Ha sido un esfuerzo, tan profundo como es posible, para dar los lineamientos prácticos generales de diseño con alguna información básica pero sin ofrecer una solución para todos los problemas concebidos. Para un tratamiento de estas materias en mayor profundidad se remite al lector a los informes originales.

Para el revestimiento, es decir, para la capa protectora de una estructura de contención del agua (un dique), los requerimientos se formularon con referencia al propósito de la estructura y el revestimiento, las características técnicas de su construcción y las posibles circunstancias especiales involucradas.

La forma del perfil de la sección transversal del dique influye en el tipo de material adecuado para la construcción del revestimiento. También se tratan el diseño de la forma y la altura del dique.

Debido a la complejidad de este tema, hasta ahora no hay modelos matemáticos simples disponibles para proceder con varios tipos de elementos estructurales y subcapas. El progreso existente en esta dirección es debatido. A pesar de todo, con la ayuda de los datos producidos por las investigaciones técnicas y/o empíricas y la experiencia disponible es posible determinar aproximadamente las dimensiones necesarias de los diques y de los tipos de revestimientos dados.

1.2 Funciones.

Los malecones solamente son una opción para la defensa de las costas y tienen que ser considerados conjuntamente con o como una alternativa para el manejo de playas y otras opciones.

Los malecones y/o los diques (o presas) se construyen para proteger el terreno (incluyendo la recuperación de tierra o recuperación territorial) cuando éste llegue a estar en peligro por la inundación y la erosión debido a la elevación del nivel del agua producida por las tormentas (storm surge), las olas y el sobrepaso.

Los malecones y/o diques son una de las varias formas de protección de costa las cuales pueden ser usadas individualmente o en combinación con otros sistemas. Todos estos sistemas de protección de costas tienen ventajas y desventajas, las cuales deben ser reconocidas antes de que se haga la selección (Figura 1, Per Bruun 1963).

El propósito principal de un malecón o de un dique es fijar el límite entre la tierra y el mar y no se intenta proteger ni la playa enfrente de él, ni la adyacente, ambos sin protección. En una costa en erosión la playa frente a un malecón puede estrecharse y eventualmente desaparecer si es inadecuado el suministro de sedimento (Kraus, 1988). **Por lo tanto los malecones tampoco promueven acumulación ni reducen la tendencia regional de la costa a erosionarse, pero se construyen para proteger el terreno bajo condiciones extremas.**

1.3 Puntos de partida para el diseño.

Basados en los objetivos funcionales fundamentales de las estructuras de protección de costas se ha fijado un conjunto de requerimientos técnicos. Es importante que estos requerimientos deban responder a preguntas concernientes al nivel de riesgo aceptable con respecto a perder la función (por ejemplo, inundación, o pérdida de estabilidad) y a la vida de la estructura, ya que no es posible una absoluta seguridad y una infinita durabilidad, las limitaciones de los requerimientos mencionados arriba tienen que ser especificados en la primera etapa de diseño.

Varios métodos se basan en el análisis de los riesgos en el cual están incorporados la probabilidad de que no funcione y el efecto del posible daño asociado (en términos de costos económicos) (Ver Capítulo III).

Cuando se diseña un malecón, o un dique los requerimientos siguientes convenidos pueden ser formulados:

1. la estructura debe ofrecer la extensión requerida para la protección contra la inundación para un riesgo aceptable,
2. los resultados del malecón o el dique deben ser interpretados con una perspectiva regional de la costa,
3. tiene que ser posible usar y mantener la estructura,

4. los requerimientos desde el punto de vista del paisaje, recreacionales, monumentales y/o ecológicos deben ser compatibilizados cuando sea posible,
5. los costos de construcción deben ser minimizados hasta un nivel aceptable y confiable,
6. restricciones legales.

Figura 1 Diferentes tipos de malecones/diques

La elaboración de estos puntos depende de las circunstancias locales, como el tipo de terreno (si es bajo o no) y su desarrollo, disponibilidad de normas de seguridad, disponibilidad de equipos, fuerza laboral y materiales, etc. Los diques altos se necesitan para proteger los terrenos bajos contra la inundación mientras que los diques bajos o los malecones son suficientes en otros casos.

Es importante, ya en la etapa de diseño, crear las condiciones para el manejo propio y el mantenimiento del dique. Esto puede incluir puntos tales como:

- . el dique tiene que ser fácilmente accesible bajo cualquier circunstancia,
- . el ángulo del talud debe permitir buen mantenimiento de la protección [es decir estera de hierba (grass-mat)]
- . ordenamiento especial (si no es posible de evitar) con relación a objetos extraños tales como, tuberías de edificios, cables, etc.).

Los puntos de partida para el diseño deben ser cuidadosamente encaminados con la cooperación del cliente y/o el futuro administrador del objeto. La selección y evaluación de las condiciones del lugar, los factores hidráulicos y los requerimientos de diseño son necesarios para el planeamiento funcional de la estructura y la selección de las condiciones de diseño. El costo de construcción y el mantenimiento son generalmente un factor controlador en la determinación del tipo de estructura a utilizar.

Para evaluar el funcionamiento de un malecón CIRIA (1986) formuló cuatro criterios principales las cuales se deben tener en cuenta (Vea Figura 2). Todos estos criterios tienen alguna relevancia en evaluar el funcionamiento del malecón, pero su importancia relativa varía de un caso a otro y una obra de defensa raramente encuentra igualdad en todos ellos.

Un malecón se debe diseñar claramente para cumplir su primer propósito, que es ser una protección de costa, prevenir la inundación o recuperar un territorio, bajo un amplio rango de condiciones debido a la variación del nivel del agua y las condiciones del oleaje. Para lograr el primer propósito, el proyectista puede haber sido forzado a comprometer el funcionamiento contra los otros criterios.

2. Efectos de los malecones y diques sobre la playa.

2.1 Generalidades.

Los malecones y/o los diques son una de varias formas de protecciones de costa la cual puede ser usada individualmente o en combinación con otros métodos. Todavía hay mucho mal entendimiento sobre el uso de los malecones y sus posibles desventajas relacionadas con la

perturbación de los procesos naturales costeros y la aceleración de la erosión de la playa. Estos desacuerdos en la función de los malecones y su repercusión para el manejo total de la costa persuaden también a las personas encargadas de tomar las decisiones.

Sin embargo se ha dicho que en muchos casos cuando el terreno llega a estar en peligro de inundación (como en Holanda) o por alta velocidad de erosión conduciendo a altas pérdidas económicas o ecológicas, si a uno le gusta o no, el malecón o el dique aún puede ser indispensables para sobrevivir. La estrategia costera a seguir debe estar siempre basada en el balance total de efectos posibles de las medidas opuestas para la costa considerada, incluyendo los efectos o las posibilidades económicas. Es un artificio de la ingeniería, minimizar los efectos negativos de la solución escogida.

Figura 2 Criterios de funcionamiento de los malecones (CIRIA, 1986)

2.2 Interacciones físicas y consecuencias.

Un malecón es una solución peculiar de protección. El impide más erosión de la línea de costa (el fija el límite entre la tierra y el agua) pero no detiene los procesos físicos que causan la erosión (un gradiente entre el transporte litoral y el del mar afuera), (Byker, 1989). Por lo tanto, él no detiene la erosión en la zona interior de la costa y probablemente la incrementa debido a la reflexión del oleaje incidente, por lo que se necesita una protección fuerte en el pie de la estructura. No solamente ocurre la socavación frente al muro sino también en la parte de abajo de la costa, donde la difracción de las olas reflejadas con las incidentes, mantiene el sistema de olas de crestas cortas (Silvester, 1978). El movimiento rápido de material forma un bajo más allá de costa abajo, porque las olas incidentes no pueden hacer frente al incremento de peso trasladado y de ahí que se formen los bajos y las protuberancias en la línea de costa. En una costa originalmente en erosión, la erosión frente al malecón puede conducir a socavar el malecón o el dique y a veces se necesitan medidas adicionales (es decir groins frente al malecón) para evitar esto. El costo de mantenimiento de esta protección por lo tanto puede ser algunas veces muy alto. Esto da importancia a la necesidad de estudios convenientes antes de que se tome la decisión de construir un malecón.

En general puede afirmarse que las costas protegidas por un malecón solamente tendrán una playa frente al muro si hay arena suficiente disponible. Esto pasa donde no hay erosión bajo circunstancias normales y entonces se construye el malecón o el dique para protección de condiciones extremas. Sin embargo es posible que aún bajo estas circunstancias la reflexión del oleaje cause tanta erosión frente al malecón que la playa no sea restituida. Por lo tanto los malecones no son soluciones generalmente muy factibles, pero bajo circunstancias especiales, tales como, costas curvas y alargadas fuertemente erosionadas, ellos pueden ser la única posibilidad (Byker, 1989). Situar la línea de defensa suficientemente alejada hacia la tierra de la costa en erosión, la probabilidad puede ser creada observando el desarrollo natural y preparando medidas adicionales si son necesarias.

Para minimizar el efecto de la socavación debido a la reflexión de las olas, el talud de los malecones o diques no debe ser mayor de 1:3 (vea también sec. 8.3). Esta es una de las razones por las que los diques holandeses tienen en la mayoría de los casos taludes 1:4 o aún más suaves.

También los revestimientos absorben energía, como por ejemplo las estructuras de rocas, disminuyendo la reflexión y por consiguiente la intensidad de la socavación.

La evaluación bastante objetiva sobre los efectos de la protección la costa con elementos es presentada por Dean (1988). Los resultados están resumidos en la Tabla 2.1.

Las conclusiones finales de Dean se citan más abajo:

Las incertidumbres resultantes de la falta de información ha conducido a considerable especulación y demanda a considerar los efectos adversos de las protecciones duras sobre las líneas de costa adyacente. Empleando principios firmes y datos de campo y de laboratorio, se intenta evaluar el efecto potencial adverso de la coraza y se concluye que:

1. No hay datos reales para apoyar reclamos de las causas de la protección:
perfiles muy inclinados, transporte litoral incrementado, transporte de arena a una distancia considerable mar afuera o demora en la recuperación después del paso de una tormenta.
2. La interacción de un segmento de línea de costa con protección dura con el sistema litoral es más que una interacción "geométrica" o "cinemática" en contraste con una interacción dinámica. La interacción depende de la cantidad de arena en el sistema interno del perfil de equilibrio de la playa para las condiciones de marea y oleaje predominantes.
3. La coraza o (protección) puede producir una socavación por tormenta adicional tanto frente a ella como al final. Para explicar esta socavación se piensa en un argumento simple de suministro - demanda de sedimento.

Se presenta una metodología para cuantificar los efectos potenciales adversos de una instalación de coraza (solución intermedia) y se propone periódicamente la adición apropiada de arena como medio de suavizar y llevar la instalación a una con impacto neutral sobre la línea de costa adyacente.

2.3 Revisión de la literatura.

Como resultado de la controversia común sobre el uso de los malecones para protección de costas la conferencia técnica especializada Coastal Sediment'87 tenía como unos de sus temas "El efecto de los malecones sobre la costa". El resultado de esta conferencia se evaluó y se presenta en una publicación aparte (Kraus y otros, 1988).

Problemática.		Evaluación.
Protección colocada en un área donde existe una fuerza de erosión que produce erosión sobre la playa adyacente o en la protección.	CIERTO	Para prevenir la parte alta del terreno de la erosión, adyacente a la protección
Protección colocada en un área donde existe una fuerza erosional provocará la disminución de la playa que está frente a ella.	CIERTO	La protección se diseña para proteger la parte alta del terreno, pero no evita la erosión del perfil de playa hacia el agua. Por lo tanto una playa en erosión continuará erosionándose. Si no se coloca la protección el ancho de la playa será casi el mismo, pero con el tiempo hubiera estado situada hacia tierra progresivamente.
La protección provoca una aceleración de la erosión de la playa hacia el mar.	FALSO PROBABLEM.	No hay datos o argumentos físicos conocidos para apoyar esta problemática.
Una estructura de protección de costa aislada fija (solución dura), puede acelerar la erosión acarreo abajo.	CIERTO	Si se construye una protección aislada sobre una playa en erosión, la estructura eventualmente penetrará en la zona activa y actuará en alguna medida como un groin, interrumpiendo el transporte del sedimento litoral y así causa erosión acarreo abajo.
La protección de costa fija tiene por resultado una gran demora en la recuperación después del paso de la tormenta.	FALSO PROBABLEMENTE	No hay datos o argumentos físicos conocidos para apoyar esta problemática.
La protección causa la inclinación del perfil de playa.	FALSO PROBABLEM.	No hay datos o argumentos físicos conocidos para apoyar esta problemática.
Una protección de costa fija (solución dura) colocada bien atrás de una playa estable va en deterioro de ésta y no cumple ninguna función de utilidad.	FALSO	Para tener algún efecto sustancial en las playas. Por otra parte la protección fija puesta bien atrás de la zona de la costa normalmente activa puede dar seguridad contra las tormentas severas a las estructuras de la parte más alta del terreno.

Tabla 2.1 Evaluación de algunas problemáticas comunmente expresadas en relación con las protecciones de costas fijas o duras (Dean, 1986).

Kraus evalúa la etapa actual del conocimiento sobre este tema contestándose (basado en el material presentado), las siguientes ocho preguntas: (para la definiciones vea las Figuras 3 y 4).

Figure 3 Vista en planta del impacto potencial de los malecones (Kraus y otros 1988).

1. Cuál es la máxima profundidad de socavación en el malecón y en qué tiempo se desarrolla bajo unas condiciones de oleaje dadas, la profundidad del agua y las características reflectantes del muro?
2. Es la cantidad de arena socavada localmente en el perfil trasero del malecón, igual a la cantidad erosionada a través del perfil de las playas adyacentes sin estructuras?
3. El malecón acelera o aumenta el valor de la erosión?
4. Hay patrones sistemáticos de socavación o características variables del perfil frente a los malecones y qué parámetros determinaron el tipo de socavación?
5. Es el patrón de recuperación diferente para una playa con un malecón o sin él?
6. Es el sistema de barrera litoral frente a un malecón similar a aquél a lo largo de la costa cercana, playas no estructuradas?
7. Qué hace un malecón después de la corriente litoral y la velocidad de transporte litoral?
8. Es beneficioso diseñar los malecones como "una solución suave" es decir, que tenga un coeficiente de reflexión bajo y por consiguiente se acerque a un funcionamiento dinámico de una playa de arena?

Profundidad máxima de socavación. Perfil de playa. (barreras reducidas, barreras vertidas, perfiles inclinados, perfiles variables) Plataforma de playa. (flanqueo, acumulación, erosión acarreo abajo de la línea de costa) Olas y nivel del agua (reflexión, marea, sobreelevación por tormenta y oleaje (storm surge y wave set up) Circulación (corriente litoral, resaca) Recuperación de la playa
--

Tabla 2.2 Procesos de playas asociados con los malecones

Este resumen está basado en una investigación de la literatura sobre los efectos físicos de los malecones sobre la playa. Los temas tales como, la construcción de los malecones, mantenimiento y protección contra la socavación no son tratados.

Figura 4 Vista en perfil del impacto potencial de los malecones (Kraus y otros, 1988).

Debido a la importancia de este tema para la selección de un malecón como estructura de protección de costa, la versión corta de Kraus, incluyendo la respuesta a las ocho preguntas antes mencionadas, será repetida debajo.

"La interacción del malecón y la playa se describe dentro del esquema del trabajo del análisis dimensional y se ofrece como una metodología útil para la investigación del futuro comportamiento sobre el tema. Se han dado casos de malecones que han funcionado bien en proteger la tierra firme, y algunos han visto el crecimiento de playas frente a ellos. Se hace un llamado a comprender a los malecones como una herramienta de ingeniería de costa que tiene que ser juzgada dentro del contexto de las alternativas de protección de costas y el funcionamiento deseado".

En un resumen anterior (Kraus, 1989), se concluyó que la cantidad de información disponible era demasiado escasa para permitir una evaluación de los efectos de los malecones sobre las playas. Sin embargo, además de varios estudios antiguos y más de 10 estudios nuevos y el re-examen del material resumido anteriormente ha dado como resultado un conjunto de datos razonables y coherentes de los que la tendencia puede ser identificada y sacadas las conclusiones con un nivel claro de confianza. El presente resumen ha encontrado que las playas con o sin malecones presentan una variación y comportamiento similares en relación con la erosión a corto plazo y a la recuperación asociadas con las condiciones del oleaje antes y después de las tormentas. Las excepciones principales son: (1) en algunos casos respuestas localizadas de las playas en el pie y al final de un malecón, (2) contradicción entre el sedimento encerrado detrás de un malecón y el sistema litoral que alimentaría las playas adyacentes y (3) funcionamiento de un malecón como un groin o espolón para interrumpir el movimiento del sedimento a lo largo de la costa en los casos en que el malecón sale hacia afuera dentro de la zona activa de rompiente. El estudio de casos de cambio a largo plazo de la posición de la línea de costa y la forma del perfil de la playa frente a los malecones indican respuestas variadas de acumulación, no cambios, erosión, avances y retrocesos alternativos.

Esto por lo tanto da la impresión de que los malecones son relativamente inofensivos en relación con el proceso de sedimento transversal a la costa y solamente tiene potencial para dañar las playas vecinas si se interrumpen los procesos litorales.

Los resultados de campo disponibles indican que el perfil de la playa frente a un malecón no tiene una respuesta erosional automática a las tormentas. También el proceso de recuperación de las playas erosionadas frente a malecones puede variar rápido y de completa recuperación a limitada o ninguna recuperación. Gran cantidad de observaciones de campo y experimentos en laboratorios han demostrado que las afirmaciones muy simplificadas e incalificados tales como, **"los malecones**

causan erosión" y "los malecones aceleran la erosión", son infundadas.

En esta sección, como resumen de los resultados, se ofrece una síntesis de qué es sabido y qué no es sabido acerca de los efectos de los malecones sobre la playa por las respuestas a las ocho preguntas formuladas en la Introducción.

- (1) **Cual es la máxima profundidad de socavación en el malecón y en qué tiempo se desarrolla bajo unas condiciones de oleaje dadas, la profundidad del agua y las características reflectantes del muro?**

La profundidad potencial máxima de socavación de un malecón situado sobre un fondo horizontal o con pendiente, está bien aproximado por una altura de ola representada estadísticamente de la ola incidente de mayor altura en aguas profundas. La altura de ola significativa en aguas profundas que ocurre durante una tormenta parece proveer un buen estimado. La profundidad máxima de socavación esta relacionada con la altura de la ola incidente, la duración de la acción del oleaje, reflectividad del muro y la morfología inicial de la playa. Sin embargo, no hay un conjunto de datos de campo que marque el desarrollo de la profundidad de socavación a través del tiempo durante una tormenta. Estudios de laboratorio y calificadas observaciones de campo indican que la profundidad de socavación disminuye si el coeficiente de reflexión del muro es reducido. La morfología de la playa ejerce un fuerte control sobre la magnitud de la socavación, de modo que la guía de que "la socavación potencial es aproximadamente igual a la altura de la ola significativa" puede sobre-estimar la profundidad de socavación en un malecón frente al cual hay una zona de rompiente amplia o una playa con restinga.

- (2) **Es la cantidad de arena socavada localmente en el perfil trasero del malecón, igual a la cantidad erosionada a través del perfil de las playas adyacentes sin estructuras?**

Estudios de campo indican que el volumen de material localmente erosionado en un malecón tiene magnitud y variación similares al volumen erosionado de las playas adyacentes que no tienen malecones en su parte trasera. La variabilidad de los datos es alta porque están involucrados numerosos factores tales como, la morfología de la playa cercana a la costa antes de la tormenta, la batimetría mar afuera (que controla la distribución de la energía del oleaje incidente a lo largo de la costa), el proceso de transporte del sedimento litoral y la variabilidad temporal y espacial de la tormenta.

- (3) **El malecón acelera o aumenta el valor de la erosión?**

Las palabras "acelera" y "aumenta" implican una comparación o referencia. Los malecones se construye usualmente en áreas donde ya existe una erosión fuerte. Por lo tanto el problema es determinar si los malecones **aceleran o aumentan** la erosión comparada con las playas vecinas sin estructuras o con la propia playa antes de la construcción del muro. También la palabra erosión tiene que ser definida con precisión, incluyendo posibles limitaciones, como las que pueden referirse al cambio de volumen debido al aire, el cambio de posición de la línea de costa media, el cambio del volumen total a lo largo del perfil, cambios a corto plazo tal como el que se produce inmediatamente después de la tormenta o antes de que ocurra la recuperación después de la tormenta o cambios a largo plazo. También las interpretaciones

tienen que dar explicación a los procesos regionales, por ejemplo, la disponibilidad de sedimentos, formas y anchos de los perfiles de la playa antes de la tormenta y convergencia y divergencia del oleaje debidas a la batimetría mar afuera.

Si la parte frontal de la playa es estrecha, es decir, si la zona de rompiente es estrecha, puede que no exista proceso de recuperación.

Un malecón funcionando adecuadamente hace detener el sedimento encerrado o atrapado del sistema que normalmente estaría disponible para transportar por la acción del oleaje y las corrientes. Una corriente litoral pudiera llevar esta arena a la playa acarreo abajo adyacente. Por otra parte, si hay una corriente litoral durante una tormenta, el sedimento removido del lado acarreo arriba de la playa, se espera que pase el malecón y llegue al otro lado acarreo abajo de la playa, aunque esta hipótesis no ha sido confirmada por medidas directas en el campo o mediciones en laboratorios.

Hasta ahora pueden ser identificados 3 mecanismos por los cuales los malecones pueden contribuir a la erosión de la costa. El más obvio es la retención de sedimento detrás del muro el cual de lo contrario sería devuelto al sistema litoral. El segundo mecanismo que pudiera aumentar la erosión local sobre las playas acarreo abajo, es por el lado acarreo arriba del muro actuando como un groin y retiene arena. Este efecto parece ser teórico y no una realidad en el campo, como un muro probablemente fallaría si está aislado en la zona de rompiente. El tercer mecanismo es el flanqueo, es decir, el aumento de la erosión local en los extremos del muro. Tres causas adicionales de erosión imputadas a los malecones, son fundamentalmente especulativas que no tienen base suficientemente fuerte son: aumento de la turbulencia debida a la reflexión del oleaje, transporte de sedimento mar afuera por la resaca que puede desarrollarse en los extremos en los muros y crecimiento del transporte por los sistemas de olas incidentes y reflejadas.

De los 6 mecanismos erosivos propuestos, solamente el caso de un malecón introducido dentro de la zona de rompiente suficientemente alejado hacia dentro del mar para detener el transporte litoral de sedimento parece capaz de causar erosión significativa en las costas acarreo abajo, por analogía a la acción de un espolón o un groin largo. Los tres mecanismos últimos, más especulativos, mencionados anteriormente no han sido verificados en estudios de campo.

(4) Hay patrones sistemáticos de socavación o características variables del perfil frente a los malecones y qué parámetros determinaron el tipo de socavación?

Estudios teóricos y de laboratorios indican que un perfil ondulatorio puede ser formado por la reflexión en un malecón. Este fenómeno no ha sido observado en estudios de campo.

Si existe un suministro de sedimento, estudios de campo indican que un sistema de barreras litorales frente a un malecón puede desarrollarse casi de la misma forma que las playas adyacentes sin malecones o como existía en el lugar antes de la construcción del malecón. Si la costa está deficiente de sedimentos, el perfil puede asumir una forma de equilibrio disminuido o una forma de equilibrio gobernado por granos más gruesos.

(5) Es el patrón de recuperación diferente para playa con un malecón o sin él?

Dentro de la variabilidad natural de cambio de la playa, la respuesta a esta pregunta es "si". La mayoría de los estudios de campo y todos los estudios de laboratorio relevantes, han mostrado que si existe un suministro de sedimento, la playa frente al malecón se recuperará.

Numerosos estudios de campo y de laboratorio han demostrado que la posición del malecón con respecto a la zona de rompiente es un parámetro crítico que controla la cantidad de erosión local y el proceso de recuperación de la playa. Esta distancia es variable porque la frontera de la zona de rompiente cambia de acuerdo con la marea, la sobre-elevación, altura y período de las olas. Experimentos de laboratorio de fondo móvil han demostrado que **"la erosión máxima ocurre si el malecón está en la mitad del tercio exterior de la zona de rompiente medida desde la línea de costa"**.

(6) Es el sistema de barrera litoral frente a un malecón similar a aquél a lo largo de la costa cercana, playas no estructuradas?

Los datos de campo en este punto están limitados por lo restringido del alcance de la mayoría de los estudios mar afuera después de las tormentas.

Kriebel (1987) encontró que aunque habían algunas diferencias, especialmente socavación del muro en lugar de contracción hacia la costa en las playas alejadas del muro, los volúmenes erosionados (obtenidos de sondeos de zonas bajas) eran casi iguales. Bajo oleajes no producidos por tormentas, los estudios de campo indican que sistemas de barrera litorales en playas con igual número, posiciones y volúmenes de barras. Dos estudios de campo para los cuales los sondeos del perfil de la playa contenían la construcción del malecón indicaron que antes y después de la construcción los perfiles tenían barreras litorales similares.

(7) Qué hace un malecón después de la corriente litoral y la velocidad de transporte litoral?

Esta pregunta pudiera no ser contestada en este resumen. Aunque se ha argumentado para el aumento o disminución de la velocidad de la corriente litoral frente al malecón se dispone de poca evidencia directa. En general la documentación sobre los cambios en la playa y en la hidráulica tridimensional, asociados con los malecones, es escasa y los resultados demasiados limitados para hacer conclusiones. La resolución de este problema puede requerir la aclaración del papel de las resacas, es decir, tener en cuenta el patrón de circulación horizontal completo cerca de los malecones.

(8) Es beneficioso diseñar los malecones como "una solución suave" es decir, que tenga un coeficiente de reflexión bajo y por consiguiente se acerque a un funcionamiento dinámico de una playa de arena?

Estudios de laboratorios, desarrollos teóricos y observaciones de campo cuantitativos, todos apuntan a la conclusión que malecones inclinados y los malecones de rocas, las cuales tienen coeficientes de reflexión más bajos que los verticales, sufren menos socavación local. En algunos casos, las estructuras "blandas" parecen haber disminuido la socavación local y permitido que la playa responda de igual forma que aquella playa de arena natural y recobrar el ciclo asociado con el impacto de las tormentas. Muchísimos datos de campo se necesitan, incluyendo

las comparaciones cuantitativos de control de las playas con los diferentes tipos de estructuras y playas sin estructuras.

Conclusiones finales:

La mayoría de los estudios de campo de tipo cuantitativos, indican que los malecones ni aceleran ni aumentan la erosión a largo plazo de las playas y no se ha encontrado diferencia sistemática en la recuperación de las playas después de las tormentas si había bastante sedimento o existía una ancha zona de rompiente. Si las playas están deficientes de sedimentos o si el nivel del mar (o el lago) está elevándose en el lugar, es más fácil que ocurra la erosión en las playas enrocadas que en las otras sin enrocamiento. Sin embargo, la magnitud del cambio no parece ser extremadamente mayor que la variabilidad del cambio en el sistema de playa natural. Se necesitan más estudios para refinar y cuantificar estas conclusiones, así como para determinar sus límites de aplicación.

Para utilizar mejor los malecones como un instrumento importante para la estabilización de la costa, se recomienda que se haga un resumen de los datos históricos sobre la posición de la línea de costa, el perfil de la playa y los procesos litorales en las cercanías de los malecones existentes e iniciar un programa de monitoreo.

Finalmente el investigador debe intentar dejar a un lado todos los prejuicios y predisposiciones en relación con este tema tan controvertido con el fin de interpretar y definir los procesos y la respuesta del lugar de estudio dentro del contexto de ese lugar. Se puede afirmar que los resultados de la evaluación de esta conferencia concordarán con las conclusiones hechas por Dean.

3. Diseño conceptual (Weide, van der, 1989).

3.1 Generalidades.

Como se expresó en los capítulos anteriores, el diseño debe estar basado en los requerimientos funcionales, teniendo en cuenta las condiciones del medio ambiente en el área de la obra y considerando los aspectos de la construcción, operación y mantenimiento. En la etapa de diseño conceptual el Manual de Protección de Costas (SPM, 1984) puede ser una referencia muy útil.

3.2 Diseño conceptual.

La función de la estructura de protección de costa, definida en los capítulos anteriores, es principalmente proteger la parte interior del terreno contra los efectos de la elevación del nivel del agua y del oleaje. Si se necesita una protección contra la elevación del nivel del agua la estructura debe tener una altura mayor que la alcanzada por la trepada de la ola durante las marejadas de tormenta. Esta altura se conoce generalmente como "altura de coronación o de la corona".

Si, sin embargo, se permite algún sobrepaso ya que el terreno interior lo permite, el requerimiento de diseño se establece en términos de la cantidad permisible de sobrepaso. En Holanda, por ejemplo, se acepta un valor de 2 litros/seg/m de dique. Es obvio que la elevación de la coronación en este caso se puede reducir considerablemente. Para estructuras tales como los rompeolas, **donde la reducción del oleaje es el objetivo principal la altura de la coronación puede ser aún más reducida.** La altura de las olas debido a la transmisión y al sobrepaso puede ser despreciada durante las condiciones normales de operación, pero pudieran llegar a valores de 0.5m en las condiciones extremas de diseño. Finalmente los "muros de guía" se usan fundamentalmente para **dirigir un flujo.** La elevación de la coronación se determina principalmente por razones constructivas, los cuales fijan un mínimo de +2.0m sobre la altura media del agua para garantizar que los trabajos no se interrumpan. En este caso el sobrepaso del oleaje durante la operación y las condiciones extremas son de menor importancia. Los métodos para calcular la altura de la coronación dependen de muchos conceptos estructurales que deben ser seleccionados previamente.

3.3 El diseño estructural.

La selección del concepto estructural depende de la función, de las condiciones del medio ambiente local y de las limitaciones constructivas. Los criterios gobernantes son la factibilidad técnica y económica de la obra. Un resumen de conceptos posibles se muestra en la Figura 5, en la que la factibilidad de varios conceptos se muestra en función de la altura de ola y la profundidad del agua.

Figura 5 Aplicaciones de las estructuras de protección de costas (conceptual)

Básicamente una pared de tablestacas sencilla será suficiente para proveer la altura de coronación que se necesita. Tal concepto es factible solamente en aguas de poca profundidad y con moderada acción del oleaje. En lugares más profundos hay que utilizar una estructura del tipo de celdas de tablestacas (coffer-dam), que es más complicada de construir especialmente donde el mar está frecuentemente agitado por las olas. Otro método para estabilizar las tablestacas (sheet-piles) es el uso de tensores. Todos los métodos son particularmente útiles para protección de taludes y orillas en aguas que están bien protegidas contra el oleaje.

Las estructuras verticales se construyen con cajones, gabiones o bloques. En este caso la estabilidad se deriva del peso de la estructura lo que hace que se les llame estructuras de gravedad. A veces el funcionamiento de estas estructuras en relación con el sobrepaso, se mejora usando un parapeto o muro de corona (crow wall). Las estructuras de este tipo se usan en aguas con moderada a gran profundidad, siempre que las olas sean del tipo no rompientes. Debido a los problemas potenciales de cimentación como resultado de la fuerza dinámica del oleaje, en el diseño se debe considerar como mínimo una altura de ola igual al doble de la de diseño. Es obvio que la construcción, el transporte y colocación de los cajones requiere conocimientos y experiencia lo cual hace que este tipo de estructuras

sea a veces poco práctica. Esta es una buena solución especialmente en áreas donde hay pocos intervalos de tiempo con buenas condiciones climáticas.

En muchas partes del mundo las alturas de las olas y las condiciones de cimentación son tales que no se pueden usar las estructuras de gravedad o las tablestacas (sheet-piles).

Las estructuras con talud entonces son una solución ya que responden más fácilmente a las fuerzas del oleaje. Más aún, las cargas en la cimentación se distribuyen más uniformemente y los asentamientos diferenciales, pueden ser aceptados hasta cierto punto. La estructura tipo talud es más ampliamente usada ya que es un concepto versátil que puede ser construida por constructores de poca experiencia. Esta estructura se puede usar en aguas de moderada a gran profundidad y puede ser diseñada para resistir oleajes severos. Con el aumento del tamaño de las estructuras, sin embargo se ha llegado más o menos al límite de sus aplicaciones. La estabilidad de la capa de coraza y la estabilidad geotécnica del núcleo son puntos de interés particularmente para rompeolas grandes.

En este capítulo se asume además que la decisión basada en el diseño conceptual favorecen al malecón inclinado o al dique (Figura 6).

Figura 6 Esquematación de un dique.

4. FILOSOFIA DE DISEÑO.

Las defensas costeras se construyen para proteger la población y los valores económicos contra el oleaje de las tormentas. Sin embargo es imposible lograr una seguridad absoluta; por lo tanto es mucho mejor hablar de la probabilidad de fallo (o seguridad) de un cierto sistema de defensa. Para aplicar este método se analizan todas las causas posibles de fallo y se determinan sus consecuencias. Este método actualmente se está desarrollando en Holanda para el diseño de dunas y diques. El diagrama de secuencias (fault tree) es una buena herramienta para este propósito (Figura 7). En el diagrama están todas las formas posibles de fallo de los elementos que eventualmente pueden conducir al fallo de la sección de un dique y a la inundación. Ellos pueden influir negativamente en el comportamiento del revestimiento aún estando bien diseñado.

Figura 7 Diagrama simplificado de un dique.

Aunque todas las categorías de los eventos que pueden causar inundaciones de un **polder** tienen la misma importancia para la seguridad total, la responsabilidad del ingeniero está fundamentalmente limitada a los aspectos técnicos y estructurales. En el caso de un dique marino se pueden distinguir los eventos principales siguientes:

- inundación o sobrepaso del dique,
- erosión del talud exterior o pérdida de estabilidad del revestimiento,
- inestabilidad del talud interior conduciendo a un posible fallo,
- inestabilidad de la cimentación y erosión interna (sifonamiento o piping),

- inestabilidad de todo el dique.

Para todas estas formas de fallo se considera que las fuerzas actuantes están justamente equilibradas por la resistencia de la construcción (el estado límite último). En el concepto de estado límite último se combina la función de probabilidad-densidad de la "amenaza potencial" (cargas) y la "resistencia" (fortaleza del dique). La categoría "amenaza potencial" contiene variables básicas que se pueden definir como condiciones de contorno amenazantes para la construcción, tales como velocidad extrema del viento (que equivale a altura de ola y período), niveles del agua, e impacto de un barco. La resistencia de la construcción se deduce de las variables básicas por medio de modelos teóricos o físicos (modelos teóricos de estabilidad semi-empírica de las partículas o granos). Las relaciones que se usan para deducir la amenaza potencial de las condiciones de contorno, se conocen como funciones de transferencia (para transformar las olas o las mareas en fuerzas sobre las partículas o granos u otros elementos estructurales).

La probabilidad de ocurrencia de esta situación para cada mecanismo de fallo técnico se puede obtener aplicando técnicas matemáticas y estadísticas.

El margen de seguridad entre "amenaza potencial" y "resistencia" tiene que garantizar una baja probabilidad de fallo. Las diferentes filosofías están disponibles normalmente en la práctica constructiva:

1. determinística
2. cuasi-probabilística
3. probabilística.

Para un enfoque completamente probabilístico se necesita adquirir aún más conocimientos relacionados con los problemas asociados con el uso de modelos teóricos que relacionan las cargas y la resistencia.

Aún se están haciendo estudios en Holanda sobre estos temas. La presente guía holandesa para el diseño de diques y dunas sigue una filosofía que está entre el enfoque determinístico y el cuasi-probabilístico.

La amenaza potencial extrema para los diques holandeses proviene de los niveles del oleaje de la tormenta extrema con muy baja probabilidad de que sea sobrepasada (1% por siglo de asentamientos de deformaciones). Sin embargo este deterioro de la resistencia relativa a la construcción puede causar un fallo inesperado en condiciones extremas. Estos son los llamados estados límites de utilización y fatiga que también se consideran como criterios de inspección y mantenimiento.

Como ya se mencionó, el enfoque probabilístico completo para diques basado en el concepto de estado límite es un poco engoroso porque aún no está disponible una descripción teórica para varias formas de fallo.

Para sobrellevar este problema se puede desarrollar un esquema para simular aproximadamente todas las combinaciones posibles de las condiciones naturales de contorno en un modelo a escala de la obra y correlacionar el daño hecho a las condiciones de contorno (enfoque de caja negra).

La descripción completa del enfoque probabilístico para el diseño de diques no está dentro del alcance de este trabajo. No obstante en el reporte holandés TAW 10 (1985) se puede encontrar una información detallada al respecto.

5. Diseño de malecones y diques.

5.1 Condiciones de contorno (vea también CIRIA, 1986)

5.1.1 Evaluación de la situación existente.

Mucha información de relevancia para el diseño de un malecón o de un dique se puede encontrar en los archivos y mapas existentes. Adicionalmente son indispensables un reconocimiento de campo y un levantamiento topográfico, así como un registro fotográfico de los puntos significativos del área.

Se debe poner especial atención a la posición de los perfiles de la playa y/o hacia la orilla y la morfología del área considerada (costa en erosión o en acumulación). También son importantes la composición del dique existente (si lo hubiera) y la estructura geológica del suelo. Cuando no se disponen de estos datos es necesario hacer investigaciones geotécnicas (sondeos, calas, etc.).

La información más detallada sobre estos temas se puede encontrar en Taw/CUR (1990).

5.1.2 Condiciones de contorno hidráulicas.

Dada la función de las obras de defensa costera las cargas se deberán fundamentalmente a la acción de las olas cortas y largas. En forma general se pueden destacar los siguientes fenómenos del oleaje:

- (a) cambios de nivel del agua, tales como olas de llenantes, olas de marea, gradientes por elevación debido al viento, oscilación de olas estacionarias (seiches) (Caja 5.1),
- (b) olas de viento y marejadas o mar de leva (swell) (Caja 5.2);
- (c) olas producidas por los barcos en las vías navegables (dársenas y canales).

Estas variaciones en el nivel del agua tienen una gran influencia en el área que es necesario proteger con revestimientos fuertes. El diagrama de flujo para determinar las condiciones de contorno hidráulicas se da en la Caja 5.1.

Caja 5.1 Diagrama de flujo sobre las condiciones hidráulicas de contorno

Caja 5.2 Flujo de transformaciones y acciones de las olas del mar (Y. Goda)

Las variaciones del nivel del agua en canales y en embalses son comparativamente pequeñas; probablemente ocasionadas por aguas de esclusas, filtración, drenaje y efectos del viento. Los niveles del agua en los lagos pueden variar como resultado de la sobre-elevación producida por el viento (wind setup) entrada o salida de agua y evaporación. Los niveles del agua en un embalse (estanque) pueden cambiar marcadamente debido a llenantes o vaciantes, pero la lluvia y el viento también pueden tener su influencia.

Los niveles del agua en los ríos están determinados por el régimen de descarga, en la adición de lo que llega de los estuarios, por las mareas y también por el efecto del viento (wind setup).

Para los terraplenes de defensa costera (pedraplenes) los niveles del agua están determinados por las mareas y los vientos.

La situación más compleja ocurre en las orillas de la costa donde las fluctuaciones del nivel del agua pueden asumir muchas formas. Por esta razón y también para no hacer muy extenso este trabajo, aquí solamente se considerarán las áreas costeras.

En CIRIA (1986) se dan las especificaciones de los parámetros del medio ambiente. Los métodos de predicción relacionados con las condiciones de contorno hidráulicas se pueden encontrar en SPM (1984) y Goda (1985).

5.1.3 Condiciones geotécnicas (Quelerij, de, 1989).

Para la mayoría de las estructuras, un buen estudio geológico basado en toda la estructura geológica del país, es de suma importancia para la comprensión de las condiciones geohidrológicas y geofísicas.

Los aspectos geológicos más importantes son:

- estratificación geológica, formación e historia
- régimen del agua subterránea
- sismicidad

Las preguntas fundamentales que la investigación geotécnica tiene que responder son:

- qué tipo de suelo se encuentra y a qué profundidad, es decir, suelos blandos tales como arena, arcilla y turba o suelos duros tales como, roca limosa y roca arenosa calcárea o suelos muy duros como cuarsita y basal,
- cuáles son las propiedades mecánicas de varios suelos con respecto a su resistencia y características de deformación,
- si el suelo está fisurado o intemperizado,
- si el suelo se degradará con el tiempo (en corto tiempo).

El primer paso es organizar y diseñar las investigaciones en el lugar.

El programa de campo que forma parte de las investigaciones en el lugar se completa con ensayos de laboratorio y cálculos geotécnicos. El último paso y quizás el más difícil es la integración de los resultados de las investigaciones y el diseño estructural, para la obtención del diseño final de la cimentación.

En la realización y organización del programa de investigaciones de suelo los ingenieros geotécnicos se enfrentan a las siguientes interrogantes:

- cuáles datos de suelo se deben obtener?
- en qué ubicación (cantidad y hasta que profundidad)?
- cuáles técnicas de investigación de suelo y de laboratorio se deben emplear?
- cuándo se deberá llevar a cabo el programa y,
- quién se ocupará de los trabajos de campo, los ensayos de laboratorio y la interpretación de los resultados?

La respuesta a estas interrogantes dependerá entre otros:

- las condiciones de contorno especificadas por el cliente (tiempo y programa monetario),
- el conocimiento, juicio y experiencia de los ingenieros geotécnicos,
- la disponibilidad de los datos existentes, por ejemplo, planos topográficos, geológicos y geotécnicos,

- la fase de diseño; para el anteproyecto, se necesita una información general de un área amplia, para reconocer el problema geotécnico principal; en la etapa de proyecto ejecutivo o durante el período de construcción se necesita una información geotécnica detallada (parámetros físico-mecánicos de los estratos del suelo),
- los tipos de mecanismos de fallos geotécnicos;
- la disponibilidad y limitaciones (incluyendo la accesibilidad del terreno) de las herramientas de investigación y la calidad del personal que las manipulará.

Una investigación de alta calidad tiene que ser eficiente económicamente en el sentido de que el dinero invertido en ella esté plenamente justificado. El investigador tiene que ser capaz de justificar todos y cada uno de los aspectos de la investigación en el lugar, en términos del valor de ese aspecto en construir el modelo geotécnico. El investigador debe ser capaz de mostrar buenas y suficientes razones para garantizar cada parte de la investigación.

Se debe enfatizar que no hay una forma estándar de investigación de suelo para un trabajo de ingeniería en particular. Cada investigación debe considerarse como otra complementemente diferente. Sin embargo se han desarrollado varias técnicas de investigación, de las que los ingenieros geológicos y geotécnicos pueden hacer uso y obtener datos de importancia para sus cálculos básicos y criterios de diseño.

Someramente se puede hablar de cuatro métodos de investigaciones en el lugar:

- medidas geofísicas de la superficie del suelo, ensayos de penetración, tales como los ensayos del cono de penetración y el de penetración estándar,
- perforaciones (calas) incluyendo la instalación de pozos simples de observación,
- medidas específicas, tales como pruebas de carga y medidas de densidad nuclear.

5.1.4 Materiales de construcción.

En la construcción de malecones y diques se pueden usar gran cantidad de materiales y en formas diferentes.

Estos materiales pueden ser: arena, gravas, rocas de cantera, desechos industriales (escorias, piedras de las minas, sílex, etc.), arcilla, madera, hormigón, asfalto, geotextil, etc. Todos estos materiales tienen que cumplir algunas especificaciones estructurales y de medio ambiente que están reguladas por normas nacionales. Debido a las limitaciones de espacio para este curso, estos aspectos no serán tratados. La información de utilidad puede ser encontrada en varios manuales y artículos de guía tales como, SPM 1984, TAW 1989, TAW/CUR 1984, 1990, CIRIA 1986, PIANC 1987a, etc.

5.2 Altura y forma del malecón/dique.

5.2.1 Zonas de acción de las cargas (CUR/TAW,1984).

Los grados de acción del oleaje sobre un dique u otra estructura de defensa durante una marejada de tormenta depende de la orientación de la estructura en relación con la dirección de la tormenta, la

duración y fuerza del viento, la extensión de la superficie del agua frente al malecón y la topografía del fondo del mar en el área involucrada. Para las áreas costeras existe una cierta correlación entre el nivel del agua [marea más sobre-elevación debido al viento (wind set-up) y la altura de las olas porque el wind set-up y las olas ambas son producidas por el viento. Por lo tanto la distribución de frecuencia de la unión de los niveles del agua y del oleaje parecen ser los más apropiados para el diseño (también lo son desde el punto de vista económico).

Para malecones en la zona de oscilación de marea, y frente a aguas profundas se pueden señalar las siguientes zonas aproximadas de acción del oleaje (Figura 8):

Figura 8(a) Zonas de acción de las cargas sobre un dique

Figura 8(b) Tipos de rompiente sobre un talud

- I la zona permanentemente sumergida (no existe en el caso de una costa de gran altura),
- II la zona entre NMBM (nivel de baja marea = MLW = mean low water); y el NMAM (nivel medio de alta marea = MHW = mean high water); la acción del oleaje predominante (producido por el viento predominante) de poca intensidad es importante para el comportamiento a largo plazo de la estructura,
- III la zona entre el NMAM y el nivel de diseño, puede estar atacada fuertemente por las olas pero la frecuencia de tal ataque se reduce en la medida en que avanza por el talud,
- IV la zona encima del nivel de diseño, donde solamente actúa la trepada de la ola.

Un revestimiento de un talud en principio funciona igual bajo condiciones normales que bajo condiciones extremas. El asunto está más en el carácter persistente de la acción que en la magnitud de ella. La calidad del talud hacia el lado del mar puede ser dañada en cierta medida por condiciones netamente visuales de modo que su resistencia no sea suficiente para proveer la protección que se requiere durante las situaciones extremas (tormentas).

La división del talud en zonas de acción de las cargas no tiene solamente conexión directa con la seguridad contra el fallo del revestimiento y del dique en su conjunto, sino también con diferentes aplicaciones de materiales y métodos de ejecución y mantenimiento para cada zona (Figura 9).

Figura 9 Ejemplo de protección de un dique (Oesterdam)

Las alternativas tienen que ser generadas durante la etapa del diseño conceptual, el anteproyecto y el proyecto ejecutivo para seleccionar el diseño más apropiado.

Se ha enfatizado que para cada etapa de diseño estas alternativas deben ser tratadas hasta un nivel de detalle comparable.

Lo mismo se aplica a las alternativas de construcción las cuales pueden ejercer una gran influencia en el total de las estructuras de costas.

5.2.2 Interacción estructura-oleaje.

La interacción entre las olas y los taludes depende de la altura de ola local y su período, de la geometría externa de la estructura (profundidad del agua al pie de ella), del talud con o sin berma, de la altura de la coronación (o corona) y de la geometría estructural interna (tipos, tamaño y granulometría de los revestimientos y de las capas secundarias). El tipo de interacción estructura-oleaje se define por [(ver Figura 8 (b))]:

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_o}}} = \frac{1.25}{\sqrt{H_s}} T \tan\alpha$$

donde:

ξ = índice de rompiente

H_s = altura de la ola incidente

l_o = longitud de la ola en aguas profundas (= $1.56T^2$ en unidad métricas)

α = ángulo del talud frontal

Para valores grandes de la longitud de ola o de α (taludes empinados o muy inclinados), la ola funciona como una ola larga, que se refleja contra la estructura sin rompiente, la llamada ola ondulante (surging wave). Para olas más cortas y taludes de mediana inclinación las olas se acortarán y rompen, provocando la ola rompiente tipo vuelco o rodante (plunging wave) para valores de ξ en el rango de 1 a 3. Esto es muy común en toda la costa holandesa con taludes de inclinación de 1:3 a 1:5, período de ola de 6 a 8 y alturas de 3 a 5m. Para taludes suaves la rompiente del oleaje se presenta como un proceso más continuo resultando una disminución gradual de la energía de la ola.

Este tipo de rompiente se conoce como continua (spilling). Para el diseño de las estructuras las rompientes tipo ondulante (surging) y vuelco o rodante (plunging) son las más importantes.

El área que se ve afectada por las fuerzas del oleaje es la contemplada entre los puntos de mayor trepada y el de menor retroceso de la ola. Es obvio que esta zona varía con la marea. El valor máximo y mínimo de la trepada o del retroceso de la ola se muestra en la Figura 13, ambos son para taludes impermeables y permeables. Las figuras no son aplicables si la trepada sobrepasa el nivel de la coronación.

No hay fórmulas confiables disponibles para predecir las velocidades máximas durante la trepada y el retroceso de la ola.

Se han obtenido soluciones numéricas para las rompientes ondulantes y continuas; pero sin embargo aún no son de fácil aplicación.

Como primera aproximación, la velocidad máxima U_{max} , sobre un talud liso se puede calcular por la fórmula siguiente:

$$U_{max} = a \sqrt{gH_s} \xi^b$$

donde:

H_s = altura de la ola significativa

g = aceleración de la gravedad

a = coeficiente aproximadamente igual a 1.0 para oleaje irregular
b = exponente aproximadamente igual a 0.5

5.2.3 Forma del dique.

La pendiente de la orilla no puede ser tan inclinado que el talud completo o el revestimiento puede perder estabilidad (por deslizamiento). Por tanto, estos criterios determinan el ángulo máximo del talud.

Los taludes más suaves, tienden a reducir la fuerza del oleaje sobre el revestimiento y menor trepada, la energía del oleaje se disipa sobre una mayor longitud. Usando el estudio de la trepada de la ola para cálculos de la altura de la corona de un perfil trapezoidal de un dique para inclinaciones de taludes diferentes, se puede obtener el volúmen mínimo de terraplén.

Sin embargo esto no necesariamente implica que el volúmen mínimo de tierra coincide con el costo mínimo. Una parte costosa del terraplén está compuesta por el revestimiento del talud en el lado del agua y el área de este talud. La sección transversal óptima (sobre la base de las costas) se define cuando se conocen los costos del movimiento de la tierra y del revestimiento por m^2 . No obstante se necesita tener cuidado, porque los costos del revestimiento no siempre son independientes del ángulo del talud, es decir, para taludes muy inclinados se necesita una protección más pesada mientras que para taludes suaves los menos costosos (grass-mat) pueden proveer la protección suficiente.

Otro punto de optimización económica puede ser el espacio disponible para la construcción o mejoramiento del dique.

La práctica común holandesa es aplicar el talud 1:3 en el talud interior (el del lado de tierra) y de 1:3 a 1:5 en el talud exterior (el del lado del mar). El ancho mínimo de la corona es 2.0m.

En Holanda, es común usar una berma en los diques en el lado que da hacia el mar. En el pasado esta berma pudo conducir a una reducción en el gasto de los revestimiento de rocas (sobre una berma con inclinación muy suave un buen grass mat puede ser mantenida) y producir una apreciable disminución de la trepada. La práctica actual para obtener una reducción sustancial de la trepada es **colocar la berma exterior al nivel del agua de la inundación de tormenta o muy cerca de él**. Si la berma se coloca muy por debajo de ese nivel las olas más altas de la tormenta no romperán debajo o sobre la berma y la trepada se verá poco afectada y el grass mat sobre la parte más alta del talud, demasiado afectada por las olas induciendo por consiguiente a una posible erosión. Para las bermas de inundación de tormenta en los niveles altos de diseño altos como es en Holanda (frecuentemente 10^{-4}) en general no hay problemas con el crecimiento de yerbas en la berma y en la parte superior del talud.

No obstante pueden haber casos que también requieran la aplicación de un revestimiento fuerte en la berma y aún en la parte superior del talud por ejemplo cuando se aplica una mayor frecuencia del nivel del agua, conduciendo a un lavado más frecuente de la parte superior del talud debido a la trepada de la salpicadura (wave-spray) de la ola (un grass-mat común puede durar unos pocos eventos anuales).

Una función importante de la berma puede ser su uso como acceso vial para el mantenimiento del dique.

En general se debe tener cuidado para prevenir la erosión de la malla de hierba (grass-mat) en la unión con el revestimiento. El cambio

brusco de la rugosidad puede conducir a incrementar la turbulencia superficial y mayor erosión local.

Es aconsejable crear una zona de transición usando bloques huecos, mallas u otros sistemas que permitan el crecimiento de la vegetación.

5.2.4 Altura del dique, trepada y sobrepaso.

5.2.4.1 Consideraciones generales sobre la altura del dique.

Durante muchos siglos la altura del dique se basó en en el nivel más alto de las inundaciones que se recordaban. Es evidente que de esta forma el riesgo real de daño o la probabilidad de inundación eran desconocidas. Poco se conocía acerca de la relación entre el costo de prever la inundación y el costo de los daños que ésta producía. En el siglo XX se encontró que la ocurrencia de niveles de agua extremadamente altos y las alturas de las olas podían ser descritas adecuadamente en términos de frecuencia en concordancia con las leyes del cálculo de probabilidad. Sin embargo las curvas de valores extremos, basadas en un relativamente período corto de observaciones, la mayoría de las veces tienen que ser extrapoladas dentro de regiones más allá del campo de las observaciones con el riesgo de algunas incertidumbres.

Después del desastre de 1953, en Holanda se estudia la frecuencia del riesgo de inundación relacionada con los aspectos económicos. Finalmente se decidió hacer el diseño de todos los diques marinos fundamentalmente sobre un nivel del agua con una probabilidad de excedencia de 10^{-4} por año. En Holanda la sobre-elevación debido al viento (wind set up) está generalmente incorporada en el nivel de la marejada de tormenta (storm surge level). Si no es este el caso, la sobre-elevación de tormenta se debe calcular por separado y sumada al nivel de diseño (vea apéndices I y II). Además del nivel de inundación de diseño otros elementos también juegan un papel determinante en el nivel de diseño de la coronación de un dique (Figura 10):

Figura 10 Determinación de la altura del dique

- Trepada de la ola (en Holanda se aplica el 2% de excedencia, dependiendo de la altura de ola y el período, ángulo de incidencia, rugosidad y permeabilidad del talud y forma del perfil).
- Un margen extra a la altura del dique para tener en cuenta las oscilaciones (seiches) y las rachas (olas resultantes de rachas de vientos repentinos y violentos); este margen en Holanda varía (depende del lugar) de 0 a 3m para los seiches y de 0 a 0.5m para el oleaje de rachas.
- Un cambio en los datos de las cartas o una elevación del nivel medio del mar en Holanda: Hasta ahora asumido 0.25m. por cada 100 años.
- Asentamiento del subsuelo y del cuerpo del dique durante su vida útil (Figura 11).

Figuar 11 Asentamiento en función del tiempo

La combinación de estos factores mencionados arriba, definen la altura libre del dique (llamada en Holanda wake-height). La altura mínima recomendada es de 0.5m.).

Figura 12. Movimiento del agua (interacción sobre un talud con berma)

5.2.4.2 Trepada de la ola

La trepada efectiva R_{un} sobre una estructura inclinada se define como:

- para $\xi_{op} < 2$ a 2.5 (olas rompientes)

$$\begin{aligned} R_{u2}/H_s &= (1.5 \text{ a } 1.75) (\gamma_f \gamma_b \gamma_h) \xi_{op} \\ &= (1.5 \text{ a } 1.75) \gamma \xi_{op} \end{aligned} \quad (5.2a)$$

- con un máximo para $\xi_{op} > 2$ a 2.5

$$R_{u2} / H_s = (3.0 \text{ a } 3.5) \quad (5.2b)$$

donde:

R_{un} = nivel de la trepada excedida por n% de las olas (medida verticalmente a partir del NAT),

n = índice del % de excedencia, en este caso n=2

γ = factor total de reducción y,

$\gamma_f \gamma_b \gamma_h$ = factores de reducción debido a la rugosidad del talud, la berma, acción oblicua de las olas y la acción del oleaje en aguas poco profundas, respectivamente.

Los valores numéricos más bajos (1.5 y 3.0) representan los valores promedios, mientras que los valores más altos (1.75 y 3.5) representan los valores superiores de la dispersión real en los resultados de los ensayos. Estos valores más bajos se pueden usar en los cálculos probabilísticos. Para las aplicaciones prácticos (determinístico) se recomiendan los valores de 1.6 y 3.2.

El parámetro de la similitud de rompiente ξ_{op} se define por:

$$\xi_p = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_p}} = \frac{1.25}{\sqrt{H_s}} T_p \tan \alpha$$

donde:

H_s = altura de ola significativa al pie de la estructura,

T_p = período pico y,

α = ángulo del talud.

De la distribución de Rayleigh se obtiene:

$$R_{n\%} / R_{2\%} = 0.77 \sqrt{2 \log_{10} n} \quad (5.3)$$

Recientemente estas relaciones fueron elaboradas por De Waal y Van der Meer (1993) y Van der Meer (1993) usando el concepto de talud

equivalente partiendo de dos puntos situados a $1.0H_s$ por debajo y por encima del NAT (vea Figuras 13 y 14), aportando las relaciones (más generales) siguientes:

La trepada promedio del 2%

$$R_{u2\%} / H_s = 1.5 \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta \xi_{eq} \quad (5.4a)$$

$$\text{con un máximo de } 3.0 \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta \quad (5.4b)$$

La influencia de la berma (vea Fig.12) esta dada por:

$$\xi_{eq} = \gamma_b \xi_{op} \quad (5.5)$$

$$\text{con: } \gamma_b = 1 - r_B(1 - r_{dh}) \text{ y } 0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0 \quad (5.5)$$

El factor r_B representa el cambio en el gradiente del talud representativo debido a los diferentes taludes y/o a la presencia de la berma:

$$r_B = 1 - \tan \alpha_{eq} / \tan \alpha \quad (5.6)$$

En el caso de la berma horizontal r_B esta dada por:

$$r_B = 1 - \tan \alpha_{eq} / \tan \alpha = B/H_s / 2 \cot \alpha + B/H_s \quad (5.7)$$

La influencia de la posición de la berma con respecto a la línea del agua esta dada por:

$$r_{dh} = 0.5(d_h / H_s)^2 \quad \text{con } 0 \leq r_{dh} \leq 1.0 \quad (5.8)$$

El ancho óptimo de la berma (el más efectivo) es cuando $\gamma_b = 0.6$ (reducción máxima), se obtiene para:

$$B = 4/3 H_s \cot \alpha \quad (5.9)$$

Tipo de talud (capa de cubierta)	Factor de reducción γ_f	Factores anteriores
Hormigón o asfalto lisos	1.0	1.0
Bloques colocados bien pegados lisos	1.0	0.9
Hierba (3cm) y piedras rogasas/permeables	0.90- 1.00	0.85-0.90
1 capa de rocas ($H_s/D = 1.5$ a 3.0)	0.55-0.60	0.80
2 o más capas de rocas ($H_s/D = 1.5$ a 6.0)	0.50-0.55	0.50-0.55
Bloques y elementos rugosos: Altura = f_h y ancho = f_b		
Nombre del sistema	f_h/f_b	f_b/H_s
		Razón de cubierta
bloque 1/25	0.88	0.12-0.24
bloque 1/9	0.88	0.12-0.19
bloque de altura mitad	0.44	0.12-0.24
solo por encima del NAT	0.88	0.12-0.18
bloque ancho	0.18	0.55-1.10
Planos (ribs): $f_b/H_s = 0.12-0.19$ y $f_L/f_h = 7$ (óptimo)		
donde f_L = distancia entre ribs	0.60-0.70	

Tabla 1. Factores de reducción para diferentes capas de cubierta

El factor de reducción debido a la rugosidad γ_f es igual a 1.0 para asfalto y hormigón liso, aproximadamente 0.9 para piedras permeables colocadas y hierba, alrededor de 0.5 a 0.6 para rip rap. Los elementos rugosos también pueden proveer una reducción razonable; los valores están dados en la Tabla 5.1.

Los factores de reducción son válidos para $\xi_{op} < 3$ a 4. Para valores mayores de ξ_{op} los factores de reducción van disminuyendo hasta 1.0.

Nota: El comportamiento de las olas sobre taludes porosos (rubble mound) es muy diferente de los que no lo son y la trepada no está definida partiendo de la adaptación de las ecuaciones para taludes lisos. Las fórmulas más exactas sobre la trepada en taludes enrocados se pueden encontrar en (Meer van der y Stam, 1993).

El factor de reducción para acción oblicua del oleaje de cresta corta γ_β (más frecuente en la naturaleza) está dado por:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0033\beta \quad (5.10)$$

con β = ángulo de acción del oleaje medido con respecto a la normal (en grados). El factor de reducción para olas con $\beta=90^\circ$ es igual a 0.70.

El factor de reducción para las situaciones de profundidad limitada γ_h (aguas reducidas o poco profundas sobre una anteplaya baja, h_m) está dado por la Fórmula 5.11:

$$\gamma_h = H_{2\%}/1.4H_s \quad (5.11)$$

donde $H_{2\%}$ = altura de ola al pie de la estructura excedida por el 2% de las olas y H_s = la altura de ola al pie de la estructura. Para aguas profundas (distribución de Rayleigh) $H_{2\%}/H_s = 1.4$, para aguas reducidas esta relación puede ser estimada por:

$$H_{2\%}/H_s = (0.5 \ln 50)^{0.5} / (1+H_s/h_m)^{1/3} \quad (5.12)$$

Figura 13 Definición de los parámetros de la berma y del talud equivalente

Figura 14 Fórmula general para la trepada de la ola incluyendo varios efectos

Figura 15 Ejemplo de cálculo de un dique (alternativas); $H_s = 4.7\text{m}$ (profundidad limitada), $T_p = 8.5$ seg., reducción de berma $\eta_b = 0.7$ para $\cot\alpha = 4$ y $B = 4H_s$.

En la práctica holandesa, el nivel superior de protección se define por $\leq \text{NAT} + 0.5^{2\%}$ y $\geq H_s$ (a veces $> 0.5H_s$). Por encima de esta elevación la malla de hierba (grassmat) provee generalmente suficiente protección.

El límite más bajo del talud atacado por las olas (donde es necesario una protección primaria) puede ser aproximadamente definido por:

$$R_d / H_s \text{ (abajo)} = 0.8\xi_p + 0.5 \quad \text{para } \xi_p < 2.5 \quad (5.13a)$$

y

$$R_d / H_s = 2.5 \quad \text{para } \xi_p \geq 2.5 \quad (5.13b)$$

Debajo de este límite, si es necesario, la protección del talud tiene que ser diseñada sobre la base del oleaje producido por los barcos o sobre la base de las corrientes litorales o la velocidad (orbital) de las olas de viento.

Como se mencionó anteriormente la altura de un malecón es afectada por los requerimientos funcionales. En el caso de un malecón con mucha altura (protegiendo el terreno contra la inundación) la trepada y la altura de coronación necesaria pueden ser calculadas de acuerdo con los métodos mencionados por Pilarczyk (1990) y por la PIANC (1991/1992). Un ejemplo de la variación posible de una altura de coronación como es el caso de un dique o un malecón se da en la Figura 15.

5.2.4.3 Sobrepasso del oleaje

La cantidad de sobrepasso del oleaje es de importancia para la estabilidad de la estructura de protección (la coronación y el talud interior) y la predicción de la inundación. Por lo tanto la cantidad de sobrepasso puede ser decisiva para la selección del nivel de la coronación (altura de coronación) de la estructura.

Los parámetros independientes que determinan el sobrepasso de las olas coinciden totalmente con los de la trepada. El parámetro dependiente es el sobrepasso de la ola que puede ser expresado cuantitativamente en una variedad de formas. Siguiendo las definiciones del esquema de abajo uno puede definir el volumen de sobrepasso momentáneo por ola (Battjes, 1974).

Esquema de definición para la hipótesis del sobrepaso del oleaje

La cantidad máxima de agua depositada en un cierto lugar sobre el talud por ola (B_{max}), medida en los experimentos de la trepada sin sobrepaso, sobrepasará por ola (T, seg) si la coronación del dique (R_c) estuviera situada debajo del nivel de trepada máxima (R). Basados en los ensayos con oleaje regular, el área de acumulación B_{max} puede ser definida como:

$$B_{max} = 0.1 (cot\alpha)^{1.5} (R - R_c)^2 \quad \text{para } R \geq R_c \quad (5.14a)$$

y

$$q = B_{max} / T = \text{descarga de sobrepaso por ola} \quad (5.14b)$$

Esta ecuación puede ser usada para dimensionar el área de salpicadura (parte 9.4). Para la descarga máxima $R = R_{2\%}$ y para la descarga significativa $R = R_s = R_{2\%}/1.4$. Para obtener la descarga momentánea sobre la coronación, se introduce el tiempo de duración efectivo del sobrepaso [el sobrepaso tiene lugar solo en la fase de la embestida de la ola (wave uprush)], es decir $0.25T < T_{eff} < 0.5T$.

Definición de descarga de sobrepaso promedio para situaciones reales.

En el caso de estructuras con baja o poca elevación de la coronación (se permite sobrepaso) el requerimiento de diseño se formula en términos de la cantidad permisible de sobrepaso y la protección necesaria para el área de salpicadura (dimensiones de elementos, longitud). El método para calcular el sobrepaso se puede encontrar en Pilarczyk (1990), SPM (1984), PIANC (1991/1992) y otras literaturas especializadas. Sin embargo el enfoque más real para el sobrepaso de la ola en diques (investigación comisionada por el Rijkswaterstaats) se presentó recientemente por Van der Meer (1993). El sobrepaso de las olas en diques se puede describir por una ecuación exponencial similar como fue usada por Owen y muchos otros (CUR/CIRIA, 1991):

$$Q = a \exp(bF/\gamma) \quad (5.15)$$

donde Q = descarga adimensional, a y b son coeficientes, F = altura libre adimensional y γ = factor de reducción total para la influencia de las bermas, la rugosidad, profundidad limitada y la acción oblicua de las olas (definidas anteriormente).

El sobrepaso de las olas en diques tiene que ser dividido en sobrepaso para oleaje de rompiente tipo vuelco o rodante (plunging) y para oleaje no rompiente tipo ondulante (surging). La transición entre plunging y surging ha estado definida por $\xi_{eq} = 2$. La ecuación para la ola plunging con $\xi_{eq} < 2$ es:

$$Q = 0.06 \exp(-5.2F/\gamma) \quad (5.16)$$

con (ec.5.17):

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{S_{op}}{\tan\alpha}} \quad \text{y} \quad F = \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_{op}}{\tan\alpha}} \quad (5.17)$$

donde q = razón de sobrepaso (m^3/seg por m), R_c = altura libre de la coronación y S_{op} = inclinación de la ola, H_s/L_{op} .

Para olas surging con $\xi_{eq} > 2$ la ecuación se convierte en:

$$Q = 0.2 \exp(-2.6F/\gamma) \quad (5.18)$$

con (ec.5.19):

$$Q = q/\sqrt{gH^3} \quad y \quad F = R_c/H_s \quad (5.19)$$

Las fórmulas para el sobrepaso promedio se presentan en las figuras 16a y 16b , junto los datos disponibles, usando el parámetro de similitud equivalente.

Figura 16a Sobrepaso de las olas en diques, $\xi < 2$

Figura 16b Sobrepaso de las olas en diques , $\xi > 2$

Otras informaciones útiles sobre este tema se pueden encontrar en Jensen & Juhl (1987) y en el Manual CUR/CIRIA (1991).

Los aspectos de diseño sobre protección contra el sobrepaso se discuten en 9.4.

Nota: Cuando se usan las fórmulas de Krauss la descarga crítica debe ser identificado con una descarga de sobrepaso momentánea (característica) (q_m) por oleaje característico y no con la descarga promedio (q). Si no hay datos suficientes sobre q_m , la primera aproximación se puede obtener por la ecuación 5.14.

5.3 Aspectos geotécnicos (Quelerij, de, 1989)

5.3.1 Generalidades

Dependiendo de los requerimientos funcionales, las estructura de protección de costas tienen que resistir una combinación de acciones producidas por las olas, las corrientes, las diferencias de nivel del agua, las sísmicas y otras cargas específicas (tales como golpes de los barcos o sobrecargas)

Estas acciones incluyendo el peso propio de la estructura, tienen que ser transmitidas al subsuelo de tal manera que:

1. las deformaciones de la estructura sean aceptables y
2. la probabilidad de la inestabilidad sea suficientemente baja.

La transmisión de las acciones hacia el subsuelo a través de la estructura involucra los cambios en las tensiones (presión de poros del agua y tensión efectiva) en capas de suelo y también en el caso de la estructuras inclinadas en la propia estructura. Particularmente en los suelos blandos los cambios en las tensiones se desarrollarán gradualmente durante un período largo de tiempo.

Debido a estos cambios en las tensiones del suelo las capas de suelo intermedia y adyacentes se deformarán vertical y horizontalmente mientras que la resistencia al cortante puede que se reduzca. Como consecuencia, una estructura construida encima de las capas de suelo también se deformará o puede perder su estabilidad. Esto se aplica tanto para las condiciones de diseño (es decir bajo cargas extremas) como para las cargas durante el período de construcción de la estructura.

Los cambios en las tensiones del suelo y las deformaciones asociadas no dependen solamente de las cargas (hidráulicas) sino también de la geometría (inclinación de talud), el peso de la estructura, la permeabilidad, la rigidez y la resistencia cortante de la estructura así como de las capas de suelo.

Por esta razón el diseño de las estructuras de protección de costa tiene que basarse en un enfoque integral de la interacción entre la estructura y el subsuelo. Por lo tanto se necesita un buen conocimiento de las principales propiedades geotécnicas de las capas del suelo y de los materiales de construcción.

Los principios más importantes de la mecánica de suelos se pueden encontrar en Lambe and Whitman (1979). The closure of Tidad Basins (1987) y TAW/CUR (1989).

5.3.2 Estados límites geotécnicos.

En la Sección 4 se da un enfoque de diseño general que puede ser adoptado para los estados límites geotécnicos.

Para obtener un conocimiento propio de los mecanismos de fallo geotécnicos se presenta un resumen de las características principales relacionadas con las estructuras de protección de costas. (Figura 17) Los principales estados límites geotécnicos que deben ser evaluados en el diseño de las estructuras inclinadas son:

- macro - inestabilidad de los taludes debido al fallo a lo largo de una superficie recta o circular de deslizamiento;
- asentamientos (y deformaciones horizontales) debido al peso propio de la estructura;
- micro - inestabilidad de los taludes causada por filtración del agua subterránea,
- sifonamiento o erosión interna de los taludes debido a corrientes filtrantes debajo de la estructura;
- licuefacción causada por erosión o por carga cíclica (acción de las olas o terremotos)
- erosión del revestimiento en los taludes interiores (o taludes bajo el agua) debido a filtros inestables o fallo local de elementos de la capa de arriba.

En la guía TAW/CUR (1990) se discuten los estados límites geotécnicos principales con énfasis en la forma de modelar (modelos de cálculo). Ya que en el diseño de diques la mayoría de los tipos de fallos presentados son relevantes, este tipo de estructura servirá como referencia para otras estructuras de protección de costas.

Figura 17 Resumen de tipos de fallos geotécnicos de un dique

6. Revestimientos.

6.1 Requerimientos generales

Por definición un revestimiento es la protección de un talud diseñado para protegerlo y estabilizarlo, que puede estar sometido a la acción de las corrientes y las olas. Para completar esta función, se deben tener en cuenta en el proceso de diseño los siguientes aspectos:

- a) estabilidad (capa superior, subcapa, subsuelo, cimentación),
- b) flexibilidad (o sea aceptar el asentamiento sin influenciar la estabilidad),
- c) durabilidad (capa superior, asfalto, hormigón, geotextil, cables),
- d) posibilidad de inspección del fallo (monitoreo de los daños),
- e) fácil colocación y reparación (daño local),
- f) bajo costo (construcción/mantenimiento),
- g) seguridad completa (defensa primaria o secundaria, geometría de la orilla, etc.),
- h) requerimientos funcionales adicionales, es decir, medidas especiales para la reducción de la trepada y/o carreteras para actividades de mantenimiento (requerimiento de la berma), etc.

El mejor revestimiento es aquél que combina todas estas funciones.

6.2 Tipos de revestimientos

Hay muchos tipos de revestimientos (Figura 18), la mayoría de ellos han sido ensayados en forma sistemática en canales de oleaje de grandes y pequeña escala, como ejemplo se citarán los siguientes:

- . rocas partidas o uniformes (rip-rap) se aplican en muchos proyectos. Un extenso programa de investigaciones experimentales se ha llevado a cabo para obtener reglas de diseño para estos tipos de revestimientos. (Meer, van der y Pilarczyk, 1984, 1986).
- . elementos de coraza de hormigón se aplican para groins y rompeolas y en algunos casos para protección de taludes. Se han realizados numerosos ensayos para optimizar el diseño de las capas de coraza de hormigón.
- . bloques de hormigón o piedras naturales colocadas regularmente se usan para malecones inclinados y diques. Se está desarrollando un programa básico de investigación para estudiar el fenómeno que ocurre en un revestimiento inclinado de elementos colocados regularmente (Delft Hydraulics Laboratory, 1984, 1989).

Figura 18 Elementos de revestimientos

- . otros tipos de revestimientos han sido ensayados recientemente. Algunos de esos ensayos son encargados por los productores e incluyen:
 - . sacos rellenos con arena, gravas, cemento, roca, etc.
 - . gravas
 - . gabiones (mallas de alambres rellenas con materiales relativamente grueso)
 - . asfalto,
 - . hierba sobre capas de arcilla;

. geotextiles

6.3 Selección del revestimiento

De la clasificación de los revestimientos (vea tabla 6.1) es obvio que hay muchas combinaciones que pueden conducir a un gran número de construcciones posibles, por lo que es difícil la selección. Además la selección de la construcción del revestimiento principal tiene sus propias repercusiones por las transiciones y las otras partes del dique y el método de ejecución y mantenimiento. Para hacer la selección se deben formular criterios de juicio (funcionales, técnicos y financieros) con la ayuda de las demandas que se necesitan. El mejor diseño puede fallar como resultado de una construcción pobre de baja calidad y una mala dirección.

Por lo tanto los aspectos que tienen que ver con la construcción, la dirección y el mantenimiento deben estar involucrados en esta etapa. Las experiencias subjetivas y/o los prejuicios pueden ser decisivos porque todos los criterios no hayan sido igualmente definidos y no juegan una parte igualmente prominente en la selección definitiva. Parece aconsejable hacer la selección en grupo, de modo que los aspectos subjetivos pueden llevar la menor parte posible. Para los diferentes aspectos se pueden sobrepesar los factores de modo que sea posible una selección objetiva. Este problema actualmente ha sido tratado por un grupo especial de trabajo en Holanda (TAW, 1988). Algunas soluciones y aspectos posibles que pueden jugar un papel en la selección de la construcción del revestimiento serán tratados en las secciones subsiguientes.

6.4 El concepto de carga-resistencia

6.4.1 Enfoque general

Después que se han establecido las condiciones de diseño hidráulicas, se formulan las cargas de diseño. Para una estructura dada muchos modos diferentes de fallo se pueden distinguir, cada uno con una condición de carga crítica diferente. Esto se muestra esquemáticamente en la Figura 17.

Para un dique en su conjunto, la inestabilidad puede ocurrir debido a fallo del subsuelo, en el talud frontal o en el trasero. Cada uno de esos fallos puede ser inducido por fenómenos hidrodinámicos o geotécnicos. La presente sección se limita a la estabilidad del talud frontal, además solamente se tendrá en cuenta la inestabilidad como resultado de un proceso hidromecánico.

El conjunto de estudios y cálculos de estabilidad se muestran esquemáticamente en la Figura 19.

Empezando con los datos hidráulicos de entrada (olas, niveles del agua) y la descripción de la estructura, se determinan las presiones externas sobre el talud del lado hacia el mar. Junto con las características internas de la estructura (porosidad del revestimiento y de las capas secundarias) estas presiones resultan en un campo de flujo interno con sus correspondientes presiones internas. La carga resultante sobre el revestimiento tiene que ser comparada con la resistencia estructural que puede ser movilizad para resistir estas cargas. Si esta resistencia es inadecuada el revestimiento se deformará y puede finalmente fallar (Figura 20).

Los fenómenos que pueden ser relevantes, se pueden dividir aproximadamente de acuerdo con tres componentes del sistema: agua, suelo y estructura. La interacción entre estos componentes se puede describir usando tres Funciones de Transferencia (vea Figura 20):

- I. La Función de Transferencia del total de condiciones hidráulicas, por ejemplo, altura de ola H , velocidad de la corriente media u , para las condiciones hidráulicas a lo largo de la superficie externa, es decir el límite entre el agua libre y la protección o el suelo, por ejemplo la presión externa P_{ex}
- II. La Función de Transferencia de las condiciones hidráulicas a lo largo de la superficie externa a aquellas a lo largo de la superficie interna es decir, el límite entre la protección y suelo.
Las condiciones hidráulicas a lo largo de la superficie interna se puede describir como la presión interna P_{int} .
- III. La respuesta estructural de la protección de las cargas a lo largo de ambas superficies

La información sobre estas funciones se puede obtener haciendo mediciones en la naturaleza o en ensayos en modelos a escala. Si se dispone de conocimientos de los fenómenos físicos involucrados o si hay suficiente experiencia entonces los modelos matemáticos o fórmulas empíricas conteniendo información se formulan y se refieren a los modelos.

Las tres Funciones de Transferencia se pueden describir en un molde, o en tres modelos individuales separados, dependiendo del tipo de estructura y de las cargas. La distinción entre las tres funciones fundamentalmente sirve como modelo para describir los diferentes fenómenos que son importantes para la modelación.

En muchos casos, los procesos no pueden ser descritos aún. Por lo tanto, se sigue un enfoque de "caja negra" en el cual se obtiene empíricamente la relación entre los parámetros resistentes críticos y los parámetros hidráulicos y las características estructurales.

6.4.2 Modos de fallos y cargas determinante

Los tipos de revestimientos que están siendo estudiados se muestran en la tabla 6.1. En esta figura se resumen cuantitativamente los modos críticos de fallo, las cargas determinantes correspondientes y la resistencia requerida.

Los revestimientos clásicos de taludes se pueden dividir en diferentes categorías, por ejemplo:

- Materiales naturales (arena, arcilla y hierba)
- Materiales sueltos (gravas, rip-rap)
- Piedras que se entrelazan (bloques de hormigón y mallas)
- Losas de hormigón y asfalto.

En este orden la resistencia de la protección se deduce de la fricción, cohesión, peso de los elementos, fricción entre los elementos, grado de trabazón y resistencia mecánica. Como resultado de la diferencia de propiedades resistentes, también son diferentes las condiciones de carga crítica. Las velocidades máximas se determinarán para diques de arcilla/hierba y gravas/rip-rap ya que ellas causan desplazamientos del material mientras que las presiones

levantantes y los impactos son más importantes para revestimientos pavimentados y losas ya que ellos tienden a levantar la protección

Como estos fenómenos varían en el espacio y en el tiempo, las condiciones críticas de carga varían con respecto a la posición a lo largo del talud y el tiempo durante el paso de una ola. La inestabilidad para hierba/arcilla y gravas/rip-rap ocurrirá alrededor del nivel del agua, donde las velocidades son más altas durante el avance y el retroceso de la ola.

Por otra parte, los impactos del oleaje son más intensos en el área justamente debajo del nivel del agua tranquilas (NAT=SWL)

La inestabilidad de los revestimientos pavimentados sin mucha trabazón ocurre en el apogeo de máximo torrente de retroceso (down rush) donde la fuerzas levantantes (uplift forcers) son mayores, justamente antes de la llegada del próximo frente de ola.

Si la protección es permeable las fuerzas levantantes se reducen considerablemente. La inestabilidad tendrá que ocurrir debido al efecto combinado de las fuerzas de impacto levantantes, justamente después de la rompiente de la ola.

Las losas de hormigón y asfalto responderán fundamentalmente a las fuerzas levantantes y las cargas máximas se distribuyen más uniformemente sobre un área, en este caso causando una mayor resistencia contra el levantamiento comparado con los pavimentos de bloques sueltos.

6.5 Dimensionamiento

Para un revestimiento es esencial distinguir la naturaleza de la acción y el tiempo de duración, las cargas de corta duración y cargas con un ciclo de tiempo largo. La primera categoría pertenecen la acción del oleaje proveniente del viento y de los barcos, a la segunda categoría pertenecen la variación del nivel del agua causada por la marea y las influencias estacionales, que pueden inducir corrientes de agua subterránea. La fuerza del oleaje es de importancia para todo tipo de revestimiento, mientras que el segundo tipo de fuerza (variación lenta en la corriente subterránea y el nivel freático) es de gran importancia solamente para revestimientos impermeables.

Tipo de capa de cubierta	modo de fallo crítico	carga de oleaje determinante	resistencia
arena/gravas	. inicio de mov. . transporte de material . formación del perfil	. campo de vel. de las olas	. peso, fricción . estabilidad dinámica
arcilla/hierba	. erosión . deformación	. velocidad máx. . impacto	. cohesión . raíz de hierbas . calidad de arcilla
rip - rap	. inicio de mov. . deformación	. velocidad máx. . filtración	. peso, fricción . permeabilidad de la subcapa/núcleo

gabiones/(arena-piedra-cemento) maderas y troncos (mattresses) incluyendo geo textiles	. inicio de mov. . deformación . roqueo . abrasión/corrosión de alambres . u. v.	. velocidad máx. . impacto de las olas . clima . vandalismo	. peso . bloques . alambres . elementos grandes . permeabilidad incl. subcapa
bloques colocados incluyendo mallas	. levantamiento . flexión . deformación . deslizamiento	. sobrepresión . impacto	. espesor, fricción, trabazón . permeabilidad incl. subcapa/geotextil . cabling/pins
asfalto	. erosión . deformación . levantamiento	. velocidad máx. . impacto . sobrepresión	. resistencia mecánica . peso

Tabla 6.1 Revisión de revestimiento de taludes con los modos de fallo críticos

La variación de la presión debido a la variación del nivel freático se puede determinar usando analogías eléctricas o un cálculo de elementos finitos. La presión levantante debido a la acción del oleaje tiene que ser determinada la mayoría de las veces por ensayos de modelos (o prototipo) para cada revestimiento considerado. Para revestimientos permeables sobre subcapas permeables se puede usar el modelo matemático "Steenzet" desarrollado en Holanda (DHL/DSSML, 1989).

Para las dimensiones del revestimiento los siguientes criterios generales se pueden establecer:

1. Criterios de deslizamiento: el revestimiento debe ser diseñado de modo que no deslice bajo situaciones de cargas frecuentes (vea Bakker and Meyer, 1988).
2. Criterios de equilibrio: el revestimiento incluyendo las subcapas y el subsuelo tienen que estar en equilibrio como un conjunto
3. Criterio de levantamiento: bajo la acción de cargas que ocurren muy raramente, tales como las marejadas de tormenta, la componente del peso del revestimiento normal a la cara del dique debe ser mayor que la presión levantante producida por el agua (TAW/RWS, 1985).
4. Criterio de resistencia superficial: la partícula superficial del revestimiento debe tener suficiente resistencia contra la acción del oleaje y la corriente.

Los modelos seleccionados para establecer las dimensiones de una estructura tendrán que ser probada en la práctica para asegurar que éste representa el comportamiento primario del prototipo, así como asegurar que el efecto de seguridad usado es suficiente para cubrir los efectos secundarios y las inestabilidades en los datos usados y en las condiciones de contorno.

6.6 Principios de composición

- a) La estabilidad de las capas superiores dependen del tipo/composición de las subcapas y por lo tanto tiene que ser vista como un todo. A modo de ejemplo, de los ensayos a gran escala (DHL/DSML, 1989) parece que un revestimiento de bloque sobre una

subcapa de "arcilla buena" provee más estabilidad que uno sobre una subcapa permeable (vea tabla sobre estabilidad de revestimiento de hormigón)

- b) La inestabilidad (erosión) de las subcapas y/o subsuelo puede conducir al fallo a una capa superior. La estabilidad de las capas superiores y las subcapas por lo tanto tiene que ser diseñada con firmeza (con igual oportunidad de fallo)
- c) Una buena afinación de la permeabilidad de la capa superior y de las subcapas (incluyendo geotextiles) es una condición esencial para un diseño adecuado. La permeabilidad (k) de las diferentes partes de la construcción tiene que incrementarse desde abajo hacia arriba: $k_{\text{terreno}} < k_{\text{filtro}} < k_{\text{capa superior}}$. Este principio se ilustra en la Figura 21 para revestimiento de bloques.

Los filtros granulares son generalmente más costosos y difíciles de ejecutar (especialmente bajo el agua) dentro de los requerimiento límites. Una solución de sustitución es un geotextil (para hacer la función de filtro) con un cierto espesor de capa de piedra graduada (con función de aliviar las cargas hidráulicas internas). Una solución buena y barata puede ser aplicando una capa delgada de producto de desecho como piedra de minas, silex, escorias etc. (en el rango de 0.5m para cargas hidráulicas altas, compactada, compuesta según criterio de estabilidad interna). Un resumen sobre geotextiles se puede encontrar en (Veldhrijzen van Zanten, 1988)

6.7 Requerimientos del subsuelo

Los subsuelos pueden jugar un papel importante en la estabilidad de los revestimientos y en la estabilidad total de la estructura de protección. Por lo tanto, el estado y tipo de subsuelo o del cuerpo del dique puede ser decisivo para la selección del tipo de revestimiento. En este sentido son importantes los siguientes aspectos:

Figura 21a Principios de composición

Figura 21b Selección del filtro/ subcapa

Figura 21 Principios de diseño

- La capacidad soportante de un dique o un cuerpo de tierra determina entre otros el funcionamiento de un revestimiento bajo la acción del oleaje y la corriente. Si la capacidad soportante es alta entonces el espesor del revestimiento se puede reducir (especialmente para el revestimiento de asfalto). De importancia son las propiedades del suelo tales como el módulo de elasticidad, la constante de fondo y la relación de Poisson. Ellos mismos están influenciados por el grado de compactación.
- Un alto grado de compactación puede entre otros, prevenir la licuefacción de un suelo saturado o casi saturado por el impacto de las olas, por ejemplo la acción del oleaje. Un grado de densidad relativa 95-100% (proctor) por debajo de una profundidad de alrededor de 2m, en arenas puede reducir la posibilidad de licuefacción a un mínimo aceptable.

- La permeabilidad de fondo de arena es importante en conexión con la corriente de agua subterránea en el cuerpo del dique y por lo tanto la ocurrencia de presiones levantantes bajo un revestimiento relativamente impermeable y la suavidad del cuerpo de arena.
- La compactación por vibración de un cuerpo de arena suelta saturada puede provocar una licuefacción. La colocación seca de una mezcla asfáltica abierta sobre un fondo de arena saturada a través de una entrada de agua conllevará al desarrollo temprano de grietas. Bajo mezclas permeables, como hormigón asfáltico, las presiones levantantes se pueden desarrollar mientras que el asfalto está blando cuando se colocó sobre un lecho de arena rellenada hidráulicamente. Para obtener una buena compactación el cuerpo de arena se puede construir en capas delgadas usando bull-dozer para perfilar y compactar las caras del dique. También es posible voltear un exceso de material y entonces después que este ha sido compactado (por ejemplo con rodillos vibradores) hacer el perfil requerido.
- Después de la construcción el cuerpo del dique tiende a asentarse si ha sido bien compactado o si hay arcilla de capas de turba en el subsuelo, el asentamiento puede ser grande e irregular. Si el lecho es al mismo tiempo malamente permeable entonces es posible que la tensión del grano se recupere lentamente y que la capacidad soportante del lecho sea insuficiente. Este efecto tiene que tenerse en cuenta en suelos arcillosos, donde es esencial un buen drenaje. Con materiales muy permeables la situación no se desarrolla.
- Para la colocación de revestimientos de bloques sobre subsuelo de arcilla (o subcapa) además de requerimientos de composición correcta y homogénea son de primera importancia TAW/CUR, 1984 la compactación propia y la superficie lisa (bloques colocados lo más cerca posible unos de otros sobre superficie de arcilla). En el caso de "arcilla pobres" (en relación con la composición y la preparación de la superficie) se recomienda proteger la superficie de arcilla con geotextil.
- El uso de capas superiores relativamente abiertas directamente sobre el cuerpo de arena (con geotextil entre ellas) se limita a alturas de ola $H_s = 1.2\text{m}$ (max 1.5m). La buena compactación de la arena es esencial para evitar el deslizamiento o la licuefacción. Para cargas de alturas de olas mayores de $H_s = 1.2\text{m}$ se recomienda una capa de piedra bien graduada sobre un geotextil (por ejemplo una capa de 0.2 a 0.3 para $1.2\text{m} < H_s < 2.5\text{m}$).