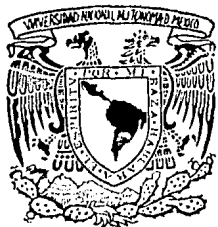


Dr. L3E

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



DISEÑO DEL ROMPEOLAS PARA EL PUERTO
DE SAN QUINTIN, BAJA CALIFORNIA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

JESUS SANTA ANNA RODRIGUEZ

MEXICO, D. F.

1979



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

Al Pasante señor JESUS SANTA ANNA RODRIGUEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. J. Francisco Téllez Granados, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DEL ROMPEOLAS PARA EL PUERTO DE SAN QUINTIN,
BAJA CALIFORNIA"

1. Antecedentes
2. Método de dimensionamiento
3. Aplicación al rompeolas de San Quintín
4. Conclusiones y recomendaciones
5. Referencias

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, 25 de enero de 1979

EL DIRECTOR



ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJÉ/OBLH/ser

INDICE

| | Pag. |
|---|------|
| CAPITULO 1 | |
| ANTECEDENTES | |
| 1.A. Actividad Económica. | 2 |
| 1.B. Recursos Potenciales. | 3 |
| 1.2. Finalidad de las Escolleras. | 7 |
| 1.3. Construcción de Escolleras. | 9 |
| | |
| CAPITULO 2 | |
| METODO DE DIMENSIONAMIENTO | |
| 2.1. Metodos Usuales de Diseño. | 13 |
| 2.2. Fórmula de E. Castro. | 15 |
| 2.3. Fórmula de Ramón Iribarren. | 16 |
| 2.4. Fórmula de Mathews. | 19 |
| 2.5. Fórmula de Epstein - Tyrrel. | 19 |
| 2.6. Fórmula de F. W. Rodolf. | 20 |
| 2.7. Fórmula de J. Larras. | 20 |
| 2.8. Fórmula de Hedar. | 21 |
| 2.9. Fórmula de Hennes - Leonciff. | 22 |
| 2.10. Fórmula de Beaudevin. | 22 |
| 2.11. Fórmula de R. Y. Hudson. | 22 |
| 2.12. Discusión de las fórmulas de estabilidad. | 24 |
| 2.12.1. Observaciones. | 30 |
| | |
| CAPITULO 3 | |
| APLICACION AL ROMPEOLAS DE SAN QUINTIN | |
| 3.1. Rompeolas y Escolleras. | 34 |

3.2. Aplicación al Rompeolas de San Quintin.

CAPITULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPITULO 5

BIBLIOGRAFIA

1.- ANTECEDENTES

Entre los graves problemas a los cuales se enfrenta nuestro país pueden citarse : la creciente demanda de empleos ocasionada por la tremenda explosión demográfica ha que se ha visto sujeta la nación en las últimas dos o tres décadas , así como la centralización de poderes y servicios de que han sido objeto las grandes ciudades . El gobierno actual se ha abocado a resolverlos a través de la creación de " complejos industriales " , " complejos habitacionales " , comerciales , pesqueros etc. que permitan descentralizar las ciudades de esas enormes masas humanas , en busca de mejores niveles de vida y una mayor producción nacional.

Es precisamente en uno de estos programas de desarrollo nacional en donde se encuentra el proyecto pesquero que es foco de nuestra atención. Concretamente nos referimos al Puerto de San Quintín , el cual ha sido motivo de estudios durante el último sexenio , con objeto de proyectar un centro pesquero , en

El cual se satisfagan las condiciones necesarias para el eficiente funcionamiento del puerto, que de origen a una verdadera industria pesquera .

Para entender más claramente la finalidad de ésta obra se definirá en una forma breve y concisa las partes constitutivas y los estudios que se realizaron para la creación del puerto.

Todo puerto es una obra situada en una costa o ribera , — adecuadamente protegida contra la acción de los elementos naturales , que permite brindar seguridad a las embarcaciones que a el concurren . El puerto debe permitir las maniobras de las embarcaciones en cualquier tiempo y debe estar dotado de instalaciones apropiadas para la recepción , almacenaje y trasbordo de mercancías y pasajeros .

Debido a las características físicas y geográficas , así — como a la situación política y económica que presenta la península de Baja California y a su cercanía con los Estados Unidos de Norteamérica , fué necesario hacer estudios detallados para la determinación de las posibilidades reales de la Bahía de San Quintín , y en ella efectuar la construcción de un puerto. Con tal fin se analizaron las siguientes actividades y recursos :

A.-) Actividad Económica.

Se analizó la actividad económica de la región mediante el balance de bienes y servicios que por el esfuerzo humano se producen , intercambian y consumen.

Dicho análisis condujo al conocimiento de las necesidades del núcleo humano que la habita , y consecuentemente a la -- determinación del volumen y especie de satisfactores excedentes o en defecto. Tal conocimiento permitió prever las necesidades en cuanto a capacidad de instalaciones del puerto , objeto de -- nuestro estudio , deduciendo los volúmenes de mercancías que -- pueden llegar o salir por otras vías o consumirse en la región.

B.-) Recursos Potenciales.

Bajo la denominación de recursos potenciales se incluyó la suma total de recursos que en un futuro puedan extraerse , pro_ ducirse o transformarse en la región.

Dentro de los llamados recursos potenciales se puede hacer la siguiente clasificación :

- b.1.- Recursos Humanos
- b.2.- Recursos Naturales
- b.3.- Recursos Energéticos
- b.4.- Recursos Industriales
- b.5.- Recursos Crediticios

b.1.- Recursos Humanos.

Demografía. En este aspecto no solo interesa conocer el -- ritmo de crecimiento de la población , sino tambien , y espe -- cialmente , las zonas en que se encuentran la división de la -- fuerza de trabajo. El cuadro demográfico permite el estudio ra-

cional de los problemas que en un futuro habrán de presentarse y , en consecuencia , buscar la solución más adecuada . Facilita también el canalizar las actividades hacia aquellas de mayor rendimiento o de vital necesidad.

C.2.- Recursos Naturales .

Los recursos naturales se dividen en recursos renovables y no renovables . La importancia de los últimos es capital ; su explotación debe ser racional procurando siempre su total aprovechamiento y transformación en la región , evitando si fuese necesario su exportación en bruto ; pues en tal caso , no solo se atenta contra el futuro regional sino también contra la propia economía , ya que , como es frecuente volverían a la región simplemente transformados , pero indudablemente a un precio muchas veces mayor al de su venta.

Por lo que toca a los recursos renovables , su aprovechamiento debe ser motivo de una adecuada explotación y planificación , a efecto de mejorar su calidad , reducir costos , incrementar el rendimiento y estar en posibilidad de satisfacer los mercados propios y competir en los exteriores.

Fué pues preciso inventariar las fuentes de materias primas pugnando por su aprovechamiento racional , a fin de lograr una economía sana y estable.

D.3.- Recursos Energéticos.

Se localizaron los centros productores , la capacidad de producción de los mismos , consumo regional y excedentes o déficit.

b.4.- Recursos Industriales.

Localización de zonas fabriles , productos elaborados , capacidad de producción , consumo regional , excedentes o déficit procedencia de las materias primas utilizadas y posibilidades de expansión.

En éste análisis se investigaron la llamada industria básica o pesada , la ligera y la de transformación .

Se investigaron a su vez los transportes , tales como ferrocarriles , carreteras , vías navegables , rutas aéreas , oleoductos , etc.

b.5.- Recursos Crediticios.

Finalmente mencionaremos , que en forma simultánea a los incisos anteriores , se investigaron las posibles instituciones de credito , campos en que operan , condiciones generales de credito.

En resumen el estudio se oriento de tal forma que se obtuvieron los siguientes datos :

- 1.-) Movimiento demográfico , actual y futuro.
- 2.-) Distribución de la fuerza de trabajo.
- 3.-) Localización de los centros de trabajo y producción actuales y futuros.
- 4.-) Excedentes o déficit en la producción.
- 5.-) Localización de los mercados regionales , nacionales e internacionales en función de la oferta y la deman
da.
- 6.-) Vialidad presente y futura.
- 7.-) Capacidad de la red vial.
- 8.-) Volúmenes de productos que con mayor ventaja podrían moverse por el puerto.
- 9.-) Tipo de los productos principales que se moverían.

Finalmente se concluyó que era necesario la planificación y desarrollo de un centro pesquero en el lugar , debido a las ne
cesidades y exigencias de la zona, así como por haberse deter_
minado como amortizable la inversión dentro del estudio econó -
mico.

1.2.- FINALIDAD DE LAS ESCOLLERAS

Las escolleras son estructuras construidas dentro del mar que están unidas a tierra , por medio de las cuales se logra aislar o proteger una zona del oleaje o las corrientes.

Esta protección es requerida para :

a.- Formar zonas con oleaje mínimo en donde se resguarden las embarcaciones y en donde sea posible efectuar maniobras de carga y descarga sin peligro.

b.- Conservar profundidades adecuadas en canales de navegación y zonas para maniobras. El oleaje llega a mover el material del fondo , generalmente arenoso , bajo ciertas condiciones de profundidad , tamaño de partículas , etc. Ese material al ser arrastrado tiende a depositarse en las partes más profundas que corresponden a los canales de navegación y dársenas que previamente han sido dragadas.

c.- Mantener bocas abiertas. Las lagunas litorales en las

costas de nuestro país se están utilizando para desarrollar importantes centros de producción de camarones , ostiones y algunas especies de peces. Para lograr lo anterior , entre las obras requeridas , se construyen canales de comunicación con el mar para mejorar las condiciones bioecológicas de dichos ecosistemas.

Muchas de esas lagunas son de dimensiones reducidas y no alcanzan a tener un prisma de marea lo suficientemente grande como para estabilizar la boca y el canal construidos y así evitar que el arrastre litoral los cierre. Para ayudar a su estabilidad , e impedir su azolvamiento y cierre , se construyen escolleras.

Estas obras detienen el arrastre litoral con lo que eliminan el principal agente que contribuye al cierre de la boca.

1.3.- CONSTRUCCION DE ESCOLLERAS.

Las escolleras se pueden construir con elementos naturales o artificiales. El elemento natural utilizado es la roca producto de la explotación de canteras. La sección transversal de una escollera contempla generalmente un mínimo de tres zonas : coraza , capa secundaria y núcleo ; formadas con elementos de tamaño especificado. En el banco de roca se lleva a cabo la clasificación de los elementos según su peso para colocar los más pesados en la coraza y los más ligeros en el núcleo.

La roca es el material más usual y puede ser el más económico que se pueda utilizar , pero su uso está restringido a que exista una distancia tal que resulte económico su acarreo y a que al explotar el banco , se puedan obtener rocas con el peso requerido para formar la coraza.

Cuando existen bancos de roca cercanos a la obra , pero --

están tan fracturadas que el tamaño máximo de las rocas obtenidas sólo puede ser utilizado en el núcleo y capas intermedias, la practica usual es formar la coraza con elementos artificiales prefabricados con tetrápodos, tribarras, mexápodos, cubos modificados, dolos, elementos de bolsacreto etc.

La construcción de una escollera mediante el uso de roca y elementos prefabricados requiere de caminos de acceso muy bien construidos y conservados entre los bancos de roca y la obra; además, de equipo pesado y personal especializado. Por otra parte se debe construir y operar una báscula para pesar la roca antes de ser colocada.

En nuestro país hay vastas zonas en donde la roca escasea y hay pocos caminos construidos para llegar a los bancos de roca. Por lo tanto en muchas ocasiones conviene utilizar otro tipo de elementos como el bolsacreto, ya que no se requiere de caminos, sino únicamente de brechas para transportar el cemento. Durante su construcción el equipo utilizado es mínimo y económico, así como de fácil traslado, por ser relativamente ligero.

Los elementos artificiales son generalmente construidos de concreto sin refuerzo, utilizando moldes metálicos o de madera. El diseño de éstos elementos persigue fundamentalmente el que exista una trabazón eficiente entre ellos, de tal forma que con pesos menores resistan la acción del oleaje sin ser movidos ni fracturados.

Entre los elementos artificiales que se utilizan más fre -

oientemente se encuentran algunos de los ya mencionados y son: tetrapodos , dolos , cubos modificados , tribarras etc. . De -- todas las formas probadas , la mejor es la de los dolos ya que requieren el menor peso para resistir un oleaje dado; pero además , se ha comprobado que cuando el oleaje llega a moverlos se acomodan mejor entre ellos y su efectividad aumenta. Actualmente se experimenta una nueva forma denominada mexápodo que podrá ofrecer una solución interesante en una sola capa.

2.- METODOS DE DIMENSIONAMIENTO.

2.1.- METODOS USUALES DE DISEÑO.

Una escollera de enrocamiento , es clasificada como una obra marítima de tipo flexible , y está compuesta de un pedraplén protegido con una coraza de piedras naturales seleccionadas o elementos artificiales de concreto de formas especiales - la cual da la estabilidad necesaria a la estructura con relación al embate continuo del oleaje.

En una estructura de este tipo debido al gran número de factores que intervienen en la interacción de las fuerzas causadas por el oleaje y la acción resistente de los elementos de la coraza protectora , es hasta ahora imposible el establecimiento de métodos rigurosamente analíticos que permitan conocer el complejo sistema resultante de tales fuerzas. Sin embargo , la Ingeniería Portuaria que a través de muchos años se ha enfrentado a este problema ha creado métodos para el diseño de estas obras , primero de orden comparativo con estructuras existentes en otros sitios con condiciones similares a las de proyecto y -

después , con criterios empíricos sustentados en fórmulas con coeficientes del mismo tipo , deducidos de la experiencia y conocimiento de las condiciones especiales de un lugar específico y más recientemente , aún cuando persisten métodos empíricos , éstos son empleados con precaución y con el auxilio valioso de pruebas en modelos a escalas reducidas , que han proporcionado resultados satisfactorios.

Del acervo de fórmulas hasta ahora conocidas , casi todas ellas desde la de Eduardo Castro hasta la de Robert Y. Hudson pasando por la de Ramón Iribarren C , Mathews , Larras y otros son expresadas en función del peso de los elementos individuales de la coraza y la acción destructiva de la ola , que es proporcional a su energía , y afectados de coeficientes dependientes de otros parámetros. Estas fórmulas presentan el siguiente aspecto general:

$$P = F H^3$$

ó

$$P = F H^2 T$$

donde :

P = al peso de los elementos unitarios de la coraza

H = altura de la ola de diseño

T = período de la ola de diseño

$$F = K f_1 (\delta) f_2 (\alpha)$$

siendo :

K = un coeficiente empírico o experimental de trabazón y estabilidad de los elementos de coraza.

$f_1 (\delta)$ = es una función de la densidad del material relativa al agua.

$f_2(\alpha) = a$ una función del ángulo del talud de la estructura.

A continuación se hace la presentación de 12 ecuaciones -- transformadas al sistema métrico decimal.

2.2.- FORMULA DE E. CASTRO

Esta fórmula fué la primera en su género , presentada en 1933 , y ha servido de apoyo a posteriores autores para la deducción de otras. Ha sido rechazada por dar valores más pequeños que los requeridos , y además obliga a que el ángulo de reposo dependa del peso específico del elemento ; consideración hecha por Castro que va en contra de lo establecido en mecánica de rocas.

La fórmula se expresa de la forma siguiente :

$$P = 704 \frac{H_b^3 \delta}{(z+1)^2 (\delta-1)^2 (z - \frac{2}{\delta})^{1/2}} \dots (2.2.1.)$$

siendo :

P = al peso del elemento unitario en Kg.

H_b = a la altura máxima de la ola rompiente en mts.

δ = a la densidad relativa del elemento.

z = a la cot α

α = al ángulo del talud de la estructura.

De esta fórmula se observa que P tendrá valores finitos solamente cuando z sea mayor de $2/\delta$, de otra manera , se presen

tan los siguientes resultados :

a.- Si $z < 2/\delta \Rightarrow$ valores imaginarios de P

b.- Si $z = 2/\delta \Rightarrow P = \infty$

c.- Si $\alpha = 0 \Rightarrow z = \infty$ y por lo tanto $P = 0$

2.3.- FORMULA DE RAMON IRIBARREN

Esta fórmula fué presentada en 1938 y se obtuvo en base a un análisis sobre el concepto de oleaje rompiente, actuando como un chorro que choca contra la superficie de la escollera en dirección normal , donde la presión dinámica que ejerce éste sobre la estructura depende de la cantidad de movimiento que se disipa sobre ella . Esta ecuación muestra mejores resultados cuando es aplicada a taludes cuyos ángulos son menores y se alejan de 45° , de otra manera, conforme éste se acerca a dicho ángulo el peso unitario de los elementos crece ampliamente , -- alejándose de la realidad.

De acuerdo a la nomenclatura de la ecuación anterior , la fórmula de Iribarren se expresa de la forma siguiente :

$$P = K \frac{H_b^3 \delta}{(\cos \alpha - \text{SEN } \alpha)^3 (\delta - 1)^3} \dots (2.3.1.)$$

siendo :

K = a un coeficiente dimensional que para enrocamiento natural vale 15 , y para bloques artificiales vale 19 .

En 1950 , Iribarren - Nogales , considerando que la acción

del oleaje rompiente sobre un rompeolas de enrocamiento es más severo en la región arriba del seno de la ola , intuyen que los pesos de los elementos allí deben ser mayores que en la región inferior , por lo que presentan una expresión donde generalizan la ecuación 2.3.1. de modo que sea aplicable para obtener el peso de elementos situados en cualquier punto del talud abajo de la superficie del agua . Esto se logra sustituyendo el valor de H_0 por el de una altura de ola virtual H' expresada de la siguiente forma :

$$H' = H_d \frac{\frac{2 \pi H_d}{L}}{\text{SEN } h \frac{2 \pi d}{L}} \dots (2.3.2.)$$

donde :

d = a la profundidad del punto sobre el talud considerado

L = a la longitud de la ola para la sección de profundidad d .

H_d = a la altura de la ola a la profundidad " d " en mts.

Cuando H_d es igual a H_0 , la profundidad " d " se expresa como " d_0 " y según Munk su valor es igual a $1.28 H_0$.

En 1953 Hudson R. Y. modifica la fórmula primera de Iribarren , haciendola homogénea . También le da una forma tal que las fuerzas dinámicas además de ser proporcionales a la altura de la ola lo sean también dentro del propio elemento (a través del coeficiente efectivo de fricción) como del peso específico del agua.

Conservando la simbología de las ecuaciones anteriores esta ecuación de Iribarren modificada por Hudson es :

$$P = \frac{K \gamma_w^3 \gamma_s \mu^3 H^3}{(\mu \cos \alpha - \text{SEN } \alpha)^3 (\gamma_s \gamma_w)^3} \dots (2.3.3.)$$

siendo :

H = a la altura de la ola atacando la estructura en mts. - calculada en el mismo sitio pero sin la estructura presente.

γ_w = a el peso específico del agua en Kg / m³

γ_s = a el peso específico del elemento en Kg / m³

K = a un coeficiente experimental adimensional que es función del ángulo del talud y del coeficiente de fricción. Fig. 2.3.1.

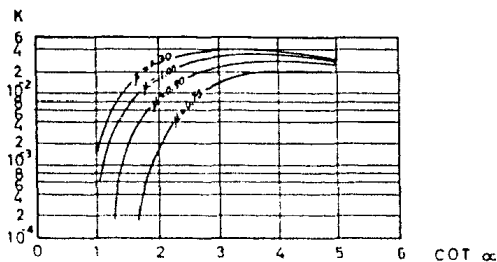


Figura 2.3.1. VARIACION DE K CON μ EN LA FORMULA DE IRIBARRÉN MODIFICADA POR HUDSON.

2.4.- FORMULA DE MATHEWS (1948)

A diferencia de las ecuaciones anteriores , ésta hace intervenir la energía de la ola sobre la estructura , a través de la ecuación de la energía deducida para una ola progresiva senoidal y de amplitud pequeña , la cual es función de la altura y período de la ola , de modo que :

$$P = K \frac{T H^2 g}{(g - 1)^2 (\cos \alpha - 0.75 \text{ SEN } \alpha)^2} \dots (2.4.1.)$$

donde :

H = a la altura de la ola sobre la estructura sin romper

K = a 15 para elementos naturales

2.5.- FORMULA DE EPSTEIN - TYRREL

Esta ecuación ha sido deducida de un estudio más completo que el realizado en las anteriores , en la cuál se considera la disipación de la energía de la ola sobre una estructura a talud tomando cuatro conceptos importantes :

- a.- Transferencia directa de energía
- b.- Fricción del líquido sobre el enrocamiento
- c.- Reflexión sobre los taludes
- d.- Absorción por los taludes

La presentación de la ecuación fué hecha en 1949 en el Congreso Internacional de Navegación celebrado en Lisboa , y tiene una forma muy semejante a la de Iribarren. Ec. 2.3.1.

$$P = K \frac{H^3 \delta}{(\mu - \text{TAN } \alpha)^3 (\delta - 1)^3} \dots (2.5.1.)$$

donde :

K = a una función de α , μ , d / L , y otros tres coeficientes definidos como funciones del tamaño unitario de los elementos.

2.6.- FORMULA DE F. W. RODOLF

Al igual que Mathews , Rodolf hace intervenir en su ecuación (1951) el período " T " como elemento importante de la energía del oleaje disipada sobre la estructura , observando además , que la estabilidad de los bloques es inversamente proporcional a la tercera potencia de una función del talud . Esta ecuación es la siguiente :

$$P = K \frac{T H^2 \delta}{(\delta - 1)^3} \frac{1}{\text{TAN}^3 (45^\circ - \alpha/2)} \dots (2.6.1.)$$

siendo :

K = a 15 para elementos naturales.

2.7.- FORMULA DE J. LARRAS

Esta ecuación se apoya en observaciones de la degradación de los rompeolas de Argelia , en el pasado siglo y fué presentada en 1952 :

$$P = K \frac{H_1^3 \delta}{(\delta - 1)^3 (\text{COS } \alpha - \text{SEN } \alpha)^3} \dots (2.7.1.)$$

en donde :

$$H_1 = \frac{\pi H_o / L_o}{\text{SEN } h^2 (2\pi d / L)} \dots (2.7.2.)$$

donde :

H_o = a la altura de la ola en aguas profundas en mts.

L_o = a la longitud de la ola en aguas profundas en mts.

d = a la profundidad sobre el talud a la que se desea conocer el peso " P " de los elementos .

$\delta y \alpha$ = a los mismos parámetros vistos en las ecuaciones anteriores.

K = a 15.1 para enrocamientos

a 5.0 para tetrápodos.

a 19.0 para bloques artificiales.

Esta ecuación como se observa coincide tanto en forma como en el valor de sus coeficientes con la de Iribarren.

2.8.- FORMULA DE HEDAR

Hedar presenta en 1953 una expresión semejante a la de Iribarren con la diferencia de que considero que el movimiento del agua es paralelo a la superficie del rompeolas , tanto en el ascenso como en el descenso de la ola .

$$P = K \frac{H^3 \delta}{(\delta - 1)^3 (\text{COS } \alpha - \text{SEN } \alpha)^3} \dots (2.8.1.)$$

siendo :

K = a 15 sen (overtoping) , para elementos naturales

$$\frac{K}{(\cos \alpha - \text{SEN } \alpha)} = (80.0) (10^{-3}) \cos (\text{overtopping})$$

2.9.- FORMULA DE HENNES - LEONGFF

Estos autores trabajaron en modelos reducidos con oleaje rompiente, habiendo confirmado que la fuerza del oleaje es proporcional al cuadrado de las velocidades orbitales (V_b), y en base a esto presentan en 1953 la siguiente ecuación:

$$P = K \frac{V_b^6}{(\delta - 1)^3 (\mu \text{TAN } \alpha)^3} \dots (2.9.1.)$$

2.10.- FORMULA DE BEAUDEVIN

Esta formula fué mostrada en 1955, como resultado de pruebas hechas en modelos físicos reducidos. Utilizaron el criterio del perfil de equilibrio que crea el oleaje sobre elementos homogéneos apilados.

$$P = K \frac{H^3 \delta}{(\delta - 1)^3} \left(\frac{1}{\text{COT } \alpha - 0.8} - 0.15 \right) \dots (2.10.1.)$$

siendo:

K = a 250 para enrocamiento.

a 120 para cubos.

2.11.- FORMULA DE R. Y. HUDSON

Después de revisar la ecuación 2.3.3., cuya aplicación se

ve limitada por la dificultad de conocer con precisión los valores de " K " y " μ " , Hudson se ve obligado a continuar sus estudios experimentales , y haciendo uso de la ecuación de Epstein - Tyrrel 2.5.1. , llega a una expresión homogénea de fácil aplicación en donde el coeficiente " K_0 " que en ésta interviene es estudiado para las condiciones de " sin daño " y " sin " overtoping " y lo hace depender exclusivamente de la forma de los elementos . La ecuación fué dada a conocer en 1958 y se expresa bajo la nomenclatura tradicional en el presente estudio como :

$$P = \frac{H^3 \gamma_c}{K_0 (6 - 1)^3 \cot \alpha} \dots (2.11.1.)$$

en donde :

K_0 = a un coeficiente empírico o experimental de trabajo y estabilidad de los elementos de coraza .

2.12.- DISCUSION DE LAS FORMULAS DE ESTABILIDAD

La información actual sobre la estabilidad de estructuras de enrocamiento con coraza integrada por elementos naturales -- (rocas) , o elementos artificiales de concreto ; está basada en fórmulas de diseño que sólo toman en cuenta la altura de la ola y excluyen el período de la misma. Esto es debido al hecho de -- que experimentalmente se ha comprobado que la energía transmitida por la ola a la estructura y la disipada por la misma , no -- es una función directa del período , sino de la altura de la -- ola . Sin embargo sabemos que los parámetros antes mencionados -- se encuentran íntimamente relacionados y que a cada altura de ola correspondiera un período , por lo cual se deduce que aunque en forma implícita , la estabilidad de una estructura también -- es función del período de la ola.

Todas las ecuaciones que a continuación se presentaran -- tienen en común el término $P (\delta - 1)^2 / H_b^3 \delta$, cuyo valor -- dependerá entre otros parámetros , de la forma de influencia -- del talud.

Al final de éste análisis se puede observar en la Fig. 2.

12.1. las diferencias entre los resultados obtenidos para cada una de las fórmulas con relación a la de Hudson (adoptada ésta como punto de comparación por mostrar mejores resultados en modelos y prototipos)

- FORMULA DE E. CASTRO

$$\frac{P (6 - 1)^3}{6 H_b^3} = \frac{K}{(\cot \alpha + 1)^2 (\cot \alpha - \frac{2}{6})^{1/2}}$$

siendo :

$$K = 704$$

$$6 = 2.6$$

| α | $\cot \alpha$ | $(\cot \alpha + 1)^2$ | $(\cot \alpha - \frac{2}{6})^{1/2}$ | $\frac{P(6-1)^3}{6 H_b^3}$ |
|----------|---------------|-----------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| 26° | 2.050 | 9.300 | 1.151 | 0.65 x 10 ² |
| 28° | 1.880 | 8.294 | 1.054 | 0.805 x 10 ² |
| 30° | 1.732 | 7.463 | 0.981 | 0.961 x 10 ² |
| 32° | 1.600 | 6.760 | 0.911 | 1.143 x 10 ² |
| 34° | 1.483 | 6.160 | 0.843 | 1.355 x 10 ² |
| 36° | 1.376 | 5.645 | 0.799 | 1.600 x 10 ² |
| 38° | 1.279 | 5.193 | 0.714 | 1.858 x 10 ² |

- FORMULA DE R. IRIBARREN

$$\frac{P (6 - 1)^3}{6 H_b^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - \text{SEN } \alpha)^3}$$

siendo :

$$K = 15$$

| α | $\text{COS } \alpha$ | $\text{SEN } \alpha$ | $\text{COS } \alpha - \text{SEN } \alpha$ | $(\text{COS } \alpha - \text{SEN } \alpha)^3$ | $\frac{P(6-1)^3}{6 H_b^3}$ |
|----------|----------------------|----------------------|---|---|----------------------------|
| 26° | 0.898 | 0.438 | 0.460 | 0.097 | 1.54 x 10 ⁷ |
| 28° | 0.882 | 0.469 | 0.413 | 0.070 | 2.15 x 10 ⁷ |
| 30° | 0.866 | 0.500 | 0.366 | 0.049 | 3.06 x 10 ⁷ |
| 32° | 0.848 | 0.529 | 0.319 | 0.032 | 4.67 x 10 ⁷ |
| 34° | 0.829 | 0.559 | 0.270 | 0.019 | 7.64 x 10 ⁷ |
| 36° | 0.809 | 0.587 | 0.222 | 0.010 | 13.85 x 10 ⁷ |
| 38° | 0.788 | 0.615 | 0.173 | 0.0051 | 29.30 x 10 ⁷ |

- FORMULA DE R. IRIBARREN MODIFICADA POR HUDSON

$$\frac{P(6-1)^3}{6 H^3} = \frac{K \gamma_a}{\left(\text{COS } \alpha - \frac{1}{\mu} \text{SEN } \alpha\right)^3}$$

siendo :

$K = \text{variable}$

$$\mu = 1$$

| α | $(\text{COS } \alpha - \text{SEN } \alpha)^3$ | K | $\frac{P(6-1)^3}{6 H^3}$ |
|----------|---|--------|--------------------------|
| 26° | 0.097 | 0.0175 | 1.18 x 10 ⁷ |
| 28° | 0.070 | 0.0153 | 1.18 x 10 ⁷ |
| 30° | 0.049 | 0.0133 | 2.71 x 10 ⁷ |
| 32° | 0.032 | 0.0106 | 3.31 x 10 ⁷ |
| 34° | 0.019 | 0.0080 | 4.21 x 10 ⁷ |
| 36° | 0.010 | 0.0060 | 6.00 x 10 ⁷ |
| 38° | 0.005 | 0.0030 | 6.00 x 10 ⁷ |

- FORMULA DE MATHEWS

$$\frac{P (6 - 1)^3}{6 H^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - 0.75 \text{ SEN} \alpha)^2}$$

siendo :

$$K = 37.5$$

$$T = 2.5 H$$

| α | $\cos \alpha$ | $0.75 \text{ SEN} \alpha$ | $\cos \alpha - 0.75 \text{ SEN} \alpha$ | $(\cos \alpha - 0.75 \text{ SEN} \alpha)^2$ | $\frac{P(6-1)^3}{6 H^3}$ |
|------------|---------------|---------------------------|---|---|--------------------------|
| 26° | 0.898 | 0.328 | 0.570 | 0.324 | 1.14×10^2 |
| 28° | 0.882 | 0.351 | 0.531 | 0.281 | 1.83×10^2 |
| 30° | 0.866 | 0.375 | 0.491 | 0.241 | 1.56×10^2 |
| 32° | 0.848 | 0.396 | 0.452 | 0.204 | 1.85×10^2 |
| 34° | 0.829 | 0.419 | 0.410 | 0.168 | 2.24×10^2 |
| 36° | 0.809 | 0.440 | 0.369 | 0.136 | 2.78×10^2 |
| 38° | 0.788 | 0.461 | 0.327 | 0.106 | 3.54×10^2 |

- FORMULA DE F. W. RODOLF

$$\frac{P (6 - 1)^3}{6 H^3} = \frac{K}{\text{TAN}^3 (45^\circ - \frac{\alpha}{2})}$$

siendo :

$$K = 40$$

$$T = 2.5 H$$

| α | $45^\circ - \frac{\alpha}{2}$ | $\text{TAN}^3 (45^\circ - \frac{\alpha}{2})$ | $\frac{P(6-1)^3}{6 H^3}$ |
|------------|-------------------------------|--|--------------------------|
| 26° | 32° | 0.244 | 1.64×10^2 |

| | | | |
|-----|-----|-------|------------------------|
| 28° | 31° | 0.216 | 1.85 x 10 ² |
| 30° | 30° | 0.192 | 2.09 x 10 ² |
| 32° | 29° | 0.170 | 2.35 x 10 ² |
| 34° | 28° | 0.150 | 2.66 x 10 ² |
| 36° | 27° | 0.132 | 3.03 x 10 ² |
| 38° | 26° | 0.116 | 3.46 x 10 ² |

- FORMULA DE J. LARRAS

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - \text{SEN} \alpha)^3}$$

siendo :

$$K = 15$$

Los resultados son iguales a los de Iribarren.

- FORMULA DE HEDAR

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{(\cos \alpha - \text{SEN} \alpha)^3}$$

siendo :

$$K = 15 \text{ (sin overtopping)}$$

Los resultados son iguales a los de Iribarren.

- FORMULA DE BEAUDEVIN

$$\frac{P (\delta - 1)^3}{\delta H^3} = \frac{K}{\cos \alpha} \quad 0.8 \quad - 0.15$$

siendo :

$$K = 205$$

| α | $\text{COT}\alpha$ | $\text{COT}\alpha - 0.8$ | $\frac{P(\delta-1)^3}{\delta H^3}$ |
|------------|--------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 26° | 2.050 | 1.250 | 1.63×10^2 |
| 28° | 1.880 | 1.080 | 1.95×10^2 |
| 30° | 1.732 | 0.932 | 2.31×10^2 |
| 32° | 1.600 | 0.800 | 2.84×10^2 |
| 34° | 1.482 | 0.683 | 3.31×10^2 |
| 36° | 1.376 | 0.576 | 3.98×10^2 |
| 38° | 1.279 | 0.479 | 4.85×10^2 |

- FORMULA DE HUDSON

$$\frac{P(\delta-1)^3}{\delta H^3} = \frac{\gamma_s}{K_D \text{COT}\alpha}$$

siendo :

$$K = 3.2$$

$$\gamma_s = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$\delta = 2.6$$

| α | $\text{COT}\alpha$ | $K_D \text{COT}\alpha$ | $\frac{P(\delta-1)^3}{\delta H^3}$ |
|------------|--------------------|------------------------|------------------------------------|
| 26° | 2.050 | 6.560 | 1.52×10^2 |
| 28° | 1.880 | 6.016 | 1.66×10^2 |
| 30° | 1.732 | 5.542 | 1.80×10^2 |
| 32° | 1.600 | 5.120 | 1.95×10^2 |
| 34° | 1.482 | 4.742 | 2.10×10^2 |
| 36° | 1.376 | 4.403 | 2.27×10^2 |
| 38° | 1.279 | 4.092 | 2.44×10^2 |

Nota :

Las formulas de Epstein y Tirrel , y la de Hennes y Leo —
noff no fueron sometidas a comparación por desconocimiento del
valor de K respectivo.

2.12.1.- OBSERVACIONES

- A.-) De todas las fórmulas anteriormente tratadas , solo
dos son homogéneas , la de Iribarren modificada por
Hudson (2.3.3.) y la de Hudson (2.11.1.).
- B.-) La ley de tipo $P = F H^2 T$ (Mathews y Rodolf) es —
transformada al tipo $P = F H^3$, en base a observa -
ciones hechas en Portugal sobre la relación del perío -
do y la altura de la ola para condiciones de tormen -
ta , habiendose obtenido que $T = 2.5 H$, lo que prac -
ticamente establece que P no es función del período.
- C.-) La gran mayoría de los autores admiten que el peso -
de los elementos son función directa de la relación
 $\delta / (\delta - 1)^3$ e igual a la función $f (\delta)$ anotada
en el inciso (2.1)
- D.-) Las divergencias que prevalecen entre los resultados
obtenidos en las ecuaciones anteriores , son debidos
a los diferentes criterios de estabilidad usados y a
las diferentes alturas de ola de diseño adoptadas ,
siendo éstas diferencias menores conforme el ángulo
del talud es más pequeño , mientras que para taludes

inclinados los valores se disparan más , pués los factores de seguridad se incrementan .

E.-) Finalmente podemos decir que la fórmula de Hudson es la más empleada debido a que ha sido estudiada con más detalle en la practica , viendose que da resultados muy semejantes a los requeridos en la realidad , así como soluciones adecuadas desde el punto de vista económico en comparación con las fórmulas de Iribarren , Larras , Hedar etc.

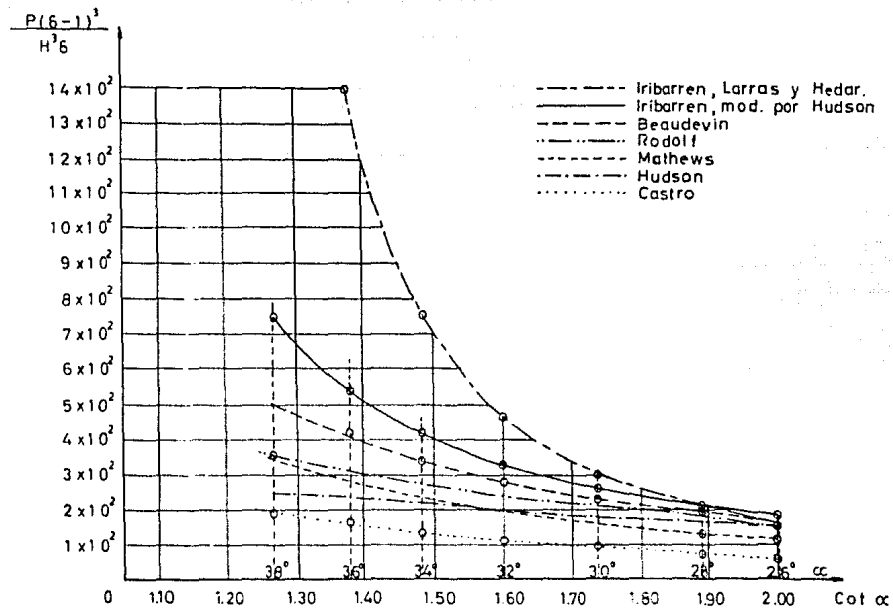


Figura 2.12.1. LEY DE VARIACION DEL PARAMETRO $\frac{P(6-1)^3}{H^3 b}$ CON RESPECTO A α

3.- APLICACION AL ROMPEOLAS DE SAN QUINTIN

3.1.- ROMPEOLAS Y ESCOLLERAS

3.1.1.- ROMPEOLAS

Un rompeolas es una estructura que protege contra las olas a una área costera , puerto , bahía o a un atracadero.

Los rompeolas para propósitos de navegación se construyen para crear la calma suficiente en el área de un puerto , y por lo tanto proporcionar protección para lograr seguridad de atraque , operación y manejo de los barcos.

3.1.2.- ESCOLLERAS

Una escollera es una estructura generalmente perpendicular a la costa que se prolonga dentro de un cuerpo de agua , para encauzar y confinar una corriente o flujo de marea hacia un canal escogido , y prevenir o reducir azolves en el canal debido a los materiales litorales. Las escolleras en la entrada a una

bahía o río , también sirven para proteger el canal de acceso -- de la acción de las olas de tormenta y corrientes , y cuando se localizan en accesos de marea a través de barras playeras , sirven también para estabilizarlos.

Debido al desarrollo futuro de un puerto pesquero en la -- Bahía de San Quintín B.C.N. , así como a la zona comercial y turística que se tendrán en este lugar , fué necesario crear una área protegida contra la acción del oleaje , que garantizara -- la seguridad de las embarcaciones que a éste puerto concurren, bajo cualquier condición de oleaje . Fué entonces necesario la creación del rompeolas en la parte Este de la bahía para proteger a ésta de la acción del oleaje.

La planeación general del puerto se puede observar en el -- plano correspondiente , anexo a este trabajo.

Para el cálculo del rompeolas Este en la Bahía de San Quintín , B.C.N. se aplicó la fórmula de Hudson utilizando los siguientes datos :

- El norte considerado (Norte Astronómico) así como la -- batimetría del lugar fué tomada del plano E y L 99.7 de Enero de 1970 , perteneciente a la Subsecretaría de Puertos y Marina Mercante.

- En su primera etapa constructiva , ésta estructura se -- llevará hasta la batimétrica - 4.00 m. debido a restricciones de tipo económico.

- El nivel de referencia considerado es el Nivel Medio del Mar (N.M.M.)

- La altura de la ola de diseño se obtuvo de datos estadísticos provenientes de el Sea and Swell y del Ocean Waves así - como de las Tablas de Predicción de Mareas . Debido al hecho de carecerse de datos de la Bahía de San Quintin se recurrió al estudio realizado para el Sauzal , puerto cercano a nuestro lugar de estudio , llegándose finalmente a obtener una altura de ola de 4.50 m. (ola de origen ciclónico) con la cuál se realizó la primera alternativa.

- El peso específico de los elementos constitutivos de la coraza del rompeolas se determino de 2.6 Ton / m³ , y su coeficiente de trabazón K_D se obtuvo de la referencia 3. sien do su valor igual a 2.5 (Morro) .

- El talud adoptado en ésta primera alternativa fué de 2:1 lo cual nos produjo una cotangente de 2.

- El valor de el parámetro fué de :

$$s_+^3 = (2.6 - 1.0)^3 = (1.6)^3 = 4.096$$

$$P = \frac{\gamma_w H^3}{K_D s_+^3 \cot \alpha} \dots (2.11.1)$$

$$P = \frac{(2.6)(4.5)^3}{(2.5)(1.6)^3 (2.0)} = 11.568 \text{ Ton.}$$

Para la determinación del peso de los elementos constitutivos de la "capa secundaria" (C.S.), y del "núcleo" (N.), se emplearon los siguientes rangos :

$$\frac{P}{20} \leq P_{cs} \leq \frac{P}{2}$$

$$10 \text{ Kgs} \leq P_N \leq \frac{P}{20}$$

de donde :

$$\frac{P}{2} = \frac{11.568 \text{ Ton}}{2} = 5.784 \text{ Ton}$$

$$\frac{P}{20} = \frac{11.568 \text{ Ton}}{20} = 0.578 \text{ Ton}$$

Por lo cual el resultado final de los pesos a emplear será:

$$10 \text{ Kgs} \leq P_N \leq 575 \text{ Kgs}$$

$$575 \text{ Kgs} \leq P_{cs} \leq 5.75 \text{ Ton}$$

$$5.75 \text{ Ton} \leq P_{czc} \leq 11.5 \text{ Ton}$$

$$11.5 \text{ Ton} \leq P_{czm} \leq 14.5 \text{ Ton}$$

Para la determinación del espesor de la coraza y de la capa secundaria , se emplea la siguiente formula :

$$e = n K_{\Delta} \sqrt[3]{\frac{P}{\gamma}} \quad (31)$$

en donde :

e = espesor de la capa deseada.

n = número de capas (2)

K_{Δ} = coeficiente de capa = 1.15

CALCULO DEL ESPESOR DE LA CORAZA

$$e_{\text{CUERPO}} = (2) (1.15) \sqrt[3]{\frac{11.5 \text{ Ton}}{2.6 \text{ Ton/m}^3}}$$

$$e_c = 3.775 \text{ m.} \hat{=} 3.80 \text{ m.}$$

$$e_{\text{MONRO}} = (2) (1.15) \sqrt[3]{\frac{(11.5 + 14.5) \text{ Ton}}{(2)(2.6) \text{ Ton / m}^3}}$$

$$e_m = 3.933 \text{ m.} \hat{=} 3.95 \text{ m.}$$

CALCULO DEL ESPESOR DE LA CAPA SECUNDARIA

$$e_{c_s} = (2) (1.15) \sqrt[3]{\frac{(0.575 + 5.75) \text{ Ton}}{(2) (2.6) \text{ Ton / m}^3}}$$

$$e_{c_s} = 2.455 \text{ m.} \hat{=} 2.45 \text{ m.}$$

DETERMINACION DE LA ELEVACION DE LA CORONA

Con objeto de evitar toda roci6n , con excepci6n de un m_inimo debido a olas cicl6nicas extraordinarias , se debe establecer la elevaci6n de la corona de la coraza en o sobre el l_imite m_aximo de la sobrelevaci6n del oleaje . Para ello se utilizaron las Tablas de Predicci6n de Mareas (Ref.5) , en los Puertos del Oci6no Pac_ifico . En particular se utiliz6 la correspondiente al Puerto de Ensenada , dado su cercan_ia con la Bah_ia de San Quintin.

Niveles de Mar referidos al N.M.M.

| | |
|---------------------------------|------------|
| Altura Máxima Registrada | + 1.494 m. |
| Pleamar Máxima Registrada | + 1.433 m. |
| Nivel de Pleamar Media Superior | + 0.785 m. |
| Nivel de Pleamar Media | + 0.579 m. |
| Nivel Medio del Mar | + 0.000 m. |
| Nivel de Media Marea | - 0.004 m. |
| Nivel de Bajamar Media | - 0.571 m. |
| Nivel de Bajamar Media Inferior | - 0.816 m. |
| Bajamar Mínima Registrada | - 1.493 m. |
| Altura Mínima Registrada | - 2.895 m. |

Considerando que la ola elegida para el diseño de ésta estructura es de tipo ciclónico y teniendo en mente los espesores de las capas secundaria y coraza , así como del análisis de los niveles de Pleamar Media Superior y Bajamar Media Inferior , se llegó a la siguiente conclusión :

Nivel de la corona de Núcleo : + 1.00 m.

Nivel de la corona en la Capa Secundaria : + 3.45 m.

Nivel de la corona de la Coraza (variable) , dependiendo de que sea Cuerpo o Morro , y no inferior a + 4.50 m.

DETERMINACION DEL ANCHO DE LA CORONA EN LA CORAZA

Cuando establecimos la elevación de corona , supusimos la eliminación de la roci6n (agua que sobrepasa la estructura) o un mínimo de ella en casos extraordinarios , por lo cuál el ancho de corona no es crítico con respecto a las fuerzas originadas por éste concepto.

Para el establecimiento de dicho ancho de corona , en las diferentes "corazas" se siguieron dos criterios diferentes , el primero recomendado en la Ref. 3. y el segundo de tipo geométrico que se basa en considerar un ancho mínimo de 3.50 m. (en el Núcleo) para poder transitar a lo largo de la estructura , durante su construcción.

1er. Procedimiento.

Se escoge un ancho de corona correspondiente al espesor de tres piedras de coraza. Probablemente éste es el ancho mínimo práctico de corona en una estructura de enrocamiento de este tipo . Para ello emplearemos la formula 3.1. , considerando el valor de "n" igual a 3.

ANCHO DE CORONA EN EL CUERPO

$$B_c = (3)(1.15) \sqrt[3]{ \frac{ (11.5 \text{ Ton}) }{ 2.6 \text{ Ton} / \text{m}^3 } }$$

$$B_c = 5.663 \text{ m.} \doteq 5.65 \text{ m.}$$

ANCHO DE CORONA EN EL MORRO.

$$B_m = (3)(1.15) \sqrt[3]{ \frac{ (11.5 + 14.5) \text{ Ton} }{ (2)(2.6) \text{ Ton} / \text{m}^3 } }$$

$$B_m = 5.899 \text{ m.} \doteq 5.90 \text{ m.}$$

Veamos ahora los valores que obtenemos a través del cálculo geométrico y comparemos con los hasta ahora obtenidos.

2do. Procedimiento.

a.-) Ancho mínimo de la corona del Núcleo : 3.50 m.

b.-) Ancho de la capa secundaria :

$$B_{cs} = B_N + 2ke \dots (3.2.)$$

$k = 0.236$ (para talud 2 : 1)

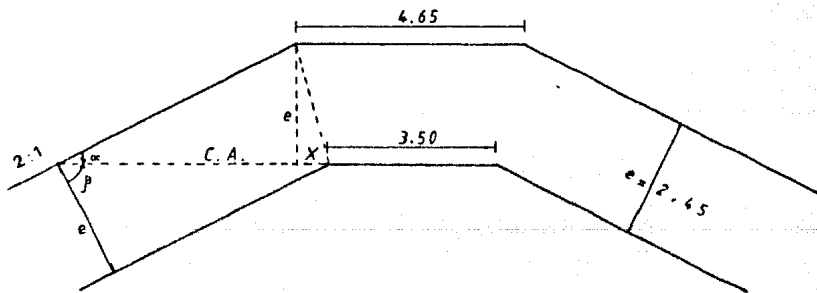
$e = 2.45$ m. (espesor de la capa secundaria)

$B_N = 3.50$ m. (ancho de la corona del Núcleo)

$$B_{cs} = 3.50 \text{ m.} + 2 (0.236) (2.45 \text{ m.})$$

$$B_{cs} = 4.656 \text{ m.} \approx 4.65 \text{ m.}$$

La obtención de la fórmula 3.2. se realizó de la siguiente manera :



$$\tan \alpha = \frac{1}{2} = 0.5$$

$$\alpha = \text{ang tan } 0.5$$

$$\alpha = 26^{\circ} 33' 54''$$

$$\tan = \frac{e}{\text{C.A.}} = 0.5$$

$$\text{C.A.} = \frac{e}{0.5} = 2e$$

Por otro lado :

$$\alpha + \beta = 90^{\circ}$$

$$\beta = 90^{\circ} - \alpha$$

$$\beta = 63^{\circ} 26' 06''$$

$$\cos \beta = \frac{e}{(\text{C.A.} + X)}$$

pero :

$$\text{C.A.} = 2e$$

por lo tanto :

$$\cos \beta (2e + X) = e$$

$$2e \cos \beta + X \cos \beta = e$$

$$X \cos \beta = e - 2e \cos \beta$$

$$X = \frac{e - 2e \cos \beta}{\cos \beta} = \frac{e (1 - 2 \cos \beta)}{\cos \beta}$$

$$X = e \frac{(1 - 2 \cos (63^{\circ} 26' 06''))}{\cos (63^{\circ} 26' 06''))}$$

$$X = e \frac{(1 - 2 (0.4472))}{0.4472} = (0.236) e$$

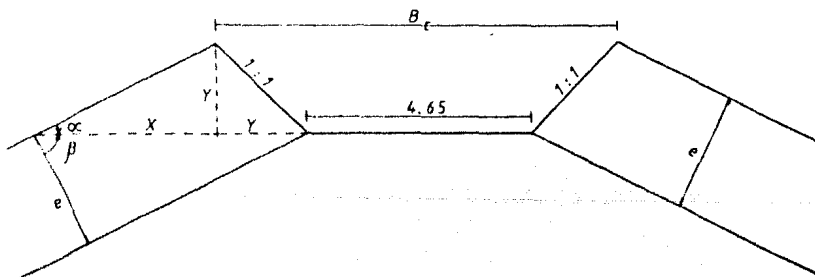
Dado que el cálculo del sobreecho total, intervienen ambos lados, la expresión final nos queda :

$$B'_{cs} = B_N + 2 k e$$

en donde :

$$k = 0.236 \text{ (para talud } 2 : 1 \text{)}$$

Para el cálculo del sobreecho y elevación de las corazas del cuerpo y morro, partiremos del hecho de que se dejará un cajón interior con talud 1 : 1 hacia el eje del rompeolas co-mo se indica a continuación :



De la figura anterior podemos deducir lo siguiente :

$$\tan \alpha = \frac{Y}{X}$$

pero :

$$X = 2 Y$$

por lo tanto :

$$\tan \alpha = 0.5$$

$$\cos \beta = \frac{e}{(X + Y)}$$

$$(\cos \beta)(X + Y) = e$$

$$X + Y = \frac{e}{\cos \beta}$$

sustituyendo el valor de X

$$2Y + Y = \frac{e}{\cos \beta}$$

$$3 Y = \frac{e}{\cos \beta}$$

$$Y = \frac{e}{3 \cos \beta} \quad \dots (3.3.)$$

Para el cálculo de la elevación de la coraza en el cuerpo se tendrá que :

$$Y = \frac{3.80 \text{ m}}{3 \cos (63^{\circ} 26' 06'')} = 2.832 \text{ m.} \hat{=} 2.85 \text{ m.}$$

por lo tanto :

$$\text{Elevación} = (+ 3.45 \text{ m} + 2.85 \text{ m}) = + 6.30 \text{ m.}$$

Que como se observa es mayor que + 4.50 m.

El sobreancho de la coraza en el cuerpo será :

$$B_{\text{Cz.C}} = B_{\text{CS}} + 2 Y = 4.65 \text{ m} + 2 (2.85 \text{ m}) = 10.35 \text{ m.}$$

En el caso de la elevación de la coraza en el morro se tendrá :

$$Y = \frac{3.95 \text{ m}}{3 \cos (63^{\circ} 26' 06'')} = 2.944 \text{ m.} \hat{=} 2.95 \text{ m.}$$

por lo tanto :

$$\text{Elevación} = (+ 3.45 \text{ m} + 2.95 \text{ m}) = + 6.40 \text{ m.}$$

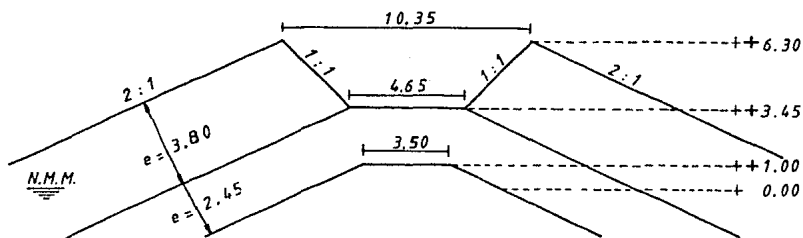
Que es mayor que + 4.50 m.

El sobreancho de la coraza en el morro será :

$$B_{\text{Cz.M}} = B_{\text{CS}} + 2 Y = 4.65 \text{ m} + 2 (2.95 \text{ m}) = 10.55 \text{ m.}$$

Por lo cuál las secciones tipo en el cuerpo y en el morro, referidas al N.M.M. serán como se muestra en la figura 3-1.

Sección Tipo en el Cuerpo , Referida al N.M.M.



Sección Tipo en el Morro , Referida al N.M.M.

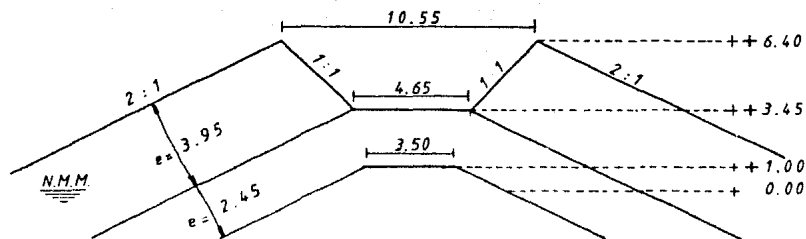


Figura 3.1. Secciones Tipo en el cuerpo y morro , referidas al N.M.M.

Del análisis volumétrico realizado en base a las diferentes secciones transversales , correspondientes a cada una de las curvas batimétricas , se observa que los volúmenes de materiales obtenidos en ésta alternativa número 1 , conducen a un costo muy elevado , fuera de lo presupuestado para la realización de dicha obra . Por lo cual nuevamente se pidió a ésta dependencia analizar otras alternativas que permitieran abatir los costos de construcción.

Para poder llegar a una solución satisfactoria en la cuál se minimizaran los volúmenes de obra se propusieron cinco (5) alternativas más , en las cuales las variables que se pusieron en juego fueron el talud (α) , en ambos lados de la estructura y la ola de diseño ; lo cual nos condujo a obtener un rango de pesos correspondientes a cada una de las olas rompientes que se podían presentar en la estructura , dependiendo obviamente de la profundidad a la cuál se encuentre localizada cada una de las secciones en estudio (batimétricas -1.0 , -2.0 , -3.0 , y -4.0).

El cálculo se llevó a cabo nuevamente a través de la fórmula de Hudson con lo cuál se obtuvieron rangos de pesos muy pequeños , que nos condujeron a incrementarlos para garantizar mayor seguridad en el diseño.

En la siguiente tabla se presentan los rangos de los pesos calculados inicialmente (es decir sin incrementarlos) para después compararlos con los rangos de los pesos ya incrementados (incrementos dados en base a la experiencia).

Tabla de pesos calculados en función de H_b y con la fórmula de Hudson .

| Cota | H_b | Núcleo | Capa Sec. | Coraza |
|------------------------|-------|--------------|----------------|-----------------|
| +1.0 a -2.0 | 0.80m | 5Kg a 20Kg | 5Kg a 20Kg | 25 Kg a 50Kg |
| -2.0 a -3.0 | 1.60m | 5Kg a 20Kg | 20Kg a 200Kg | 200 Kg a 400 Kg |
| -3.0 a -4.0 | 2.35m | 20Kg a 60Kg | 60Kg a 600Kg | 0.60 T a 1.2 T |
| -4.0 a -4.0 (Morro) | 3.15m | 20Kg a 145Kg | 145Kg a 1450Kg | 1.45 T a 2.9 T |

Tabla de pesos modificados.

| Cota | H_b | Núcleo | Capa Sec. | Coraza |
|------------------------|-------|--------------|----------------|---------------|
| +1.0 a -2.0 | 0.80m | 20Kg a 250Kg | 250Kg a 500Kg | 0.5 T a 2.0 T |
| -2.0 a -3.0 | 1.60m | 50Kg a 500Kg | 500Kg a 2000Kg | 2.0 T a 4.0 T |
| -3.0 a -4.0 | 2.35m | 50Kg a 500Kg | 500Kg a 2000Kg | 4.0 T a 6.0 T |
| -4.0 a -4.0 (Morro) | 3.15m | 50Kg a 500Kg | 500Kg a 2000Kg | 6.0 T a 8.0 T |

La tabla anterior muestra los pesos con los cuales se calcularon las alternativas 2, 3, 4, 5, y 6. De las cuales la que se consideró adecuada fué la alternativa No. 4 , la cuál se presenta a continuación:

Memoria de cálculo de la alternativa No. 4

$$H_{b1} = \frac{1.00m}{1.28} \doteq 0.80 \text{ m (batimétrica -1.00 m.)}$$

$$H_{b2} = \frac{2.00m}{1.28} \doteq 1.60 \text{ m (batimétrica -2.00 m.)}$$

$$H_{b3} = \frac{3.00m}{1.28} \doteq 2.35 \text{ m (batimétrica -3.00 m.)}$$

$$H_{b4} = \frac{4.00m}{1.28} \doteq 3.15 \text{ m (batimétrica -4.00 m.)}$$

Para comprobar que los pesos obtenidos por la fórmula de - Hudson son menores o cuando mucho iguales a los antes establecidos , se procedió a realizar una rápida verificación.

Para un talud 1.5 a 1.0 , el coeficiente de trabazón $K_p = 3.5$ (cuerpo) y considerando como $H = H_{b1}$, tenemos que :

$$P = \frac{(2.6)(0.80)^3}{(3.5)(1.6)^3(1.5)} \doteq 0.062 \text{ Ton}$$

Ahora bien para un talud 1.5 a 1.0 ; un coeficiente de - trabazón $K_p = 3.5$ (cuerpo) y considerando como $H = H_{b2}$ ob - tenemos lo siguiente :

$$P = \frac{(2.6)(1.6)^3}{(3.5)(1.6)^3(1.5)} \doteq 0.500 \text{ Ton}$$

Para un talud 1.5 a 1.0 ; un coeficiente de trabazón $K_0 = 3.5$ (cuerpo) y considerando como $H = H_{b3}$, tenemos :

$$P = \frac{(2.6)(2.35)^3}{(3.5)(1.6)^3 (1.5)} \doteq 1.57 \text{ Ton}$$

Considerando un talud 2.0 a 1.0 ; un coeficiente de trabazón $K_0 = 3.5$ y $H = H_{b3}$, se tiene :

$$P = \frac{(2.6)(2.35)^3}{(3.5)(1.6)^3 (2.0)} \doteq 1.18 \text{ Ton}$$

Para un talud 2.0 a 1.0 ; un coeficiente de trabazón $K_0 = 3.5$ y $H = H_{b4}$, obtenemos :

$$P = \frac{(2.6)(3.15)^3}{(3.5)(1.6)^3 (2.0)} \doteq 2.83 \text{ Ton}$$

Finalmente para un talud 2.0 a 1.0 ; coeficiente de trabazón $K_0 = 2.5$ (morro) y $H = H_{b4}$

$$P = \frac{(2.6)(3.15)^3}{(2.5)(1.6)^3 (2.0)} \doteq 3.97 \text{ Ton}$$

Con lo cuál podemos observar que para los rangos de la ta_

bla de pesos modificados , los pesos obtenidos en los renglones anteriores son menores y por lo cual nos encontramos dentro del lado de la seguridad . Por ello utilizaremos los de dicha tabla

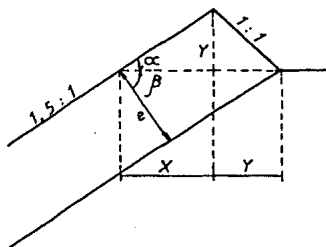
La determinación de los espesores de cada capa se hizo a través de la fórmula (3.1.) y el resumen de los mismos se presenta en la tabla (1.3.3.) que se muestra a continuación:

| Cota | H_b | e | e |
|---------------|--------|--------|--------|
| +1.00 a -2.00 | 0.80 m | 1.20 m | 1.80 m |
| -2.00 a -3.00 | 1.60 m | 1.75 m | 2.40 m |
| -3.00 a -4.00 | 2.35 m | 1.75 m | 2.85 m |
| -4.00 a -4.00 | 3.15 m | 1.75 m | 3.20 m |

Tabla (1.3.3.) Resumen de espesores en las diferentes capas , según la alternativa No. 4

Una vez establecidos los espesores de las diferentes capas podemos determinar la sobreelevación de la corona para evitar la rociación .

a.-) Para las secciones comprendidas entre la estación - 0 + 000 a la estación 0 + 200 . Es decir de la cota + 1.00 a la cota -2.00 (cuerno)



$$= 56^{\circ} 18' 36''$$

$$\text{Hip.} = \frac{1.80 \text{ m}}{\cos (56^{\circ} 18' 36'')}$$

$$\text{Hip.} = 3.245 \text{ m} \hat{=} 3.25 \text{ m.}$$

$$+ Y = \frac{3.25 \text{ m}}{2.5} = 1.30 \text{ m}$$

$$+ X = 1.5 Y$$

$$X + Y = \text{Hip.}$$

$$1.5 Y + Y = \text{Hip.}$$

$$2.5 Y = \text{Hip.}$$

$$Y = \frac{\text{Hip.}}{2.5}$$

b.-) Para las secciones comprendidas entre la estación - 0 + 200 a la estación 1 + 040 . Es decir de la cota -2.00 a la -3.00 (cuerpo)

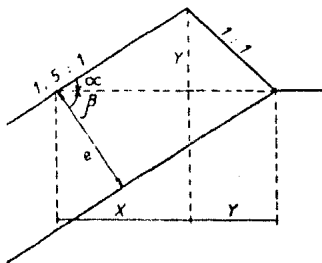
$$= 56^{\circ} 18' 36''$$

$$\text{Hip.} = \frac{2.40 \text{ m}}{\cos (56^{\circ} 18' 36'')}$$

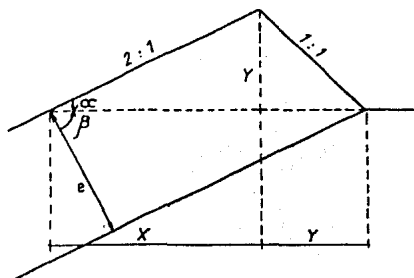
$$\text{Hip.} = 4.326 \text{ m}$$

$$Y = \frac{4.326 \text{ m}}{2.5} = 1.73 \text{ m}$$

$$Y \hat{=} 1.75 \text{ m}$$



c.-) Para las secciones comprendidas entre la estación 1 + 040 a la estación 1 + 220 . Es decir de la cota - 3.00 a la - 4.00 (cuerpo)



$$= 63^{\circ} 26' 06''$$

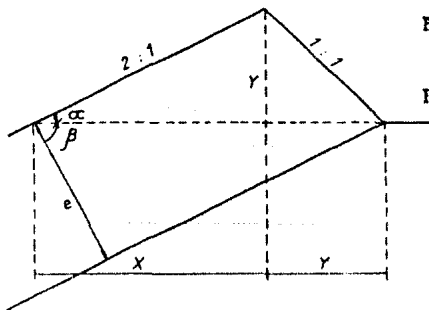
$$\text{Hip} = \frac{2.85 \text{ m}}{\cos (63^{\circ} 26' 06'')}$$

$$\text{Hip} = 6.373 \text{ m}$$

$$Y = \frac{6.373 \text{ m}}{3.0} = 2.124 \text{ m}$$

$$Y \doteq 2.15 \text{ m}$$

d.-) Para las secciones comprendidas entre la estación 1 + 220 a la estación 1 + 270 . Es decir de la cota - 4.00 a la - 4.00 (morro)



$$= 63^{\circ} 26' 06''$$

$$\text{Hip} = \frac{3.20 \text{ m}}{\cos (63^{\circ} 26' 06'')}$$

$$\text{Hip} = 7.155 \text{ m}$$

$$Y = \frac{7.155 \text{ m}}{3.0} = 2.385 \text{ m}$$

$$Y \doteq 2.40 \text{ m}$$

Para el cálculo de los sobreeanchos en las coronas de las ca
pas secundarias , se empleará la expresión (3.2.) conside -
rando a " k " como :

$$^+k = 0.302 \text{ para talud } 1.5 : 1.0$$

$$k = 0.236 \text{ para talud } 2.0 : 1.0$$

a.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -
0 + 000 a la estación 0 + 200 . Es decir de la batimétrica -
+ 1.00 a la - 2.00 (cuerpo)

$$B = 3.50 \text{ m} + (2)(0.302)(1.20 \text{ m}) \doteq 4.225 \text{ m}$$

b.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -
0 + 200 a la estación 1 + 040 . Es decir de la batimétrica -
- 2.00 a la - 3.00 (cuerpo)

$$B = 3.50 \text{ m} + (2)(0.302)(1.75 \text{ m}) \doteq 4.557 \text{ m}$$

c.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -
1 + 040 a la estación 1 + 220 . Es decir de la batimétrica -
- 3.00 a la - 4.00 (cuerpo)

$$B = 3.50 \text{ m} + (2)(0.236)(1.75 \text{ m}) \doteq 4.326 \text{ m}$$

d.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -

+ La determinación de éste valor se obtiene en forma simi
lar al inciso (3.2.)

1 + 220 a la estación 1 + 270 . Es decir de la batimétrica -
- 4.00 a la - 4.00 (morro)

$$B = 3.50 \text{ m} + (2)(0.236)(1.75 \text{ m}) = 4.326 \text{ m}$$

Podemos observar del análisis de los sobreeanchos anteriores , que existe una amplia gama de valores , los cuales dificultan los procesos constructivos así como elevan el costo total de nuestra obra , por lo que en base a la estabilidad de la estructura y a el abatimiento de los costos , se procedió a uniformizar en lo posible las diferencias existentes entre los anchos de corona de las capas secundarias , resultando finalmente la siguiente geometría :

a.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -
0 + 000 a la estación 0 + 200 . Es decir de la batimétrica -
+ 1.00 a la - 2.00 (cuerpo)

$$B' = 4.20 \text{ m}$$

b.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -
0 + 200 a la estación 1 + 220 . Es decir de la batimétrica -
- 2.00 a la - 4.00 (cuerpo)

$$B = 4.30 \text{ m}$$

c.-) Para las secciones comprendidas entre la estación -
1 + 220 a la estación 1 + 270 . Es decir de la batimétrica -
- 4.00 a la - 4.00 (morro)

$B = 4.30 \text{ m}$

Finalmente podemos establecer las secciones de todas y cada una de las batimétricas considerando las geometrías hasta - ahora obtenidas y recordando que la ola de diseño corresponde a un valor de $H_{b4} = 3.15 \text{ m}$.

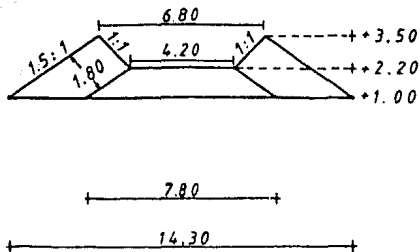
A continuación se presenta la geometría correspondiente a cada una de las cotas y las batimétricas :

SECCION CORRESPONDIENTE A LA COTA +1.00 (CUERPO)

$$A_N = 0.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 7.20 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 12.03 \text{ m}^2$$

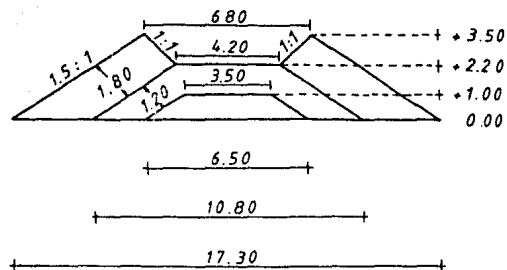


SECCION CORRESPONDIENTE A LA COTA 0.00 (CUERPO)

$$A_N = 5.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 1.150 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 1.853 \text{ m}^2$$

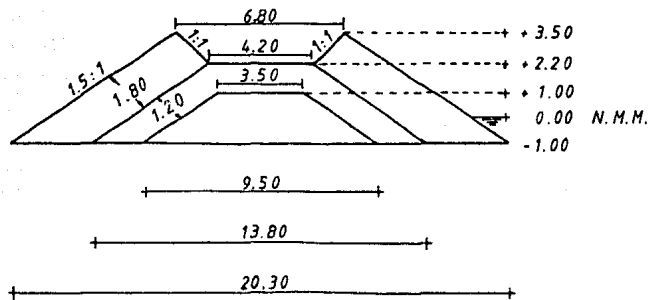


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA - 1.00 (CUERPO)

$$A_N = 13.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 15.80 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 25.03 \text{ m}^2$$

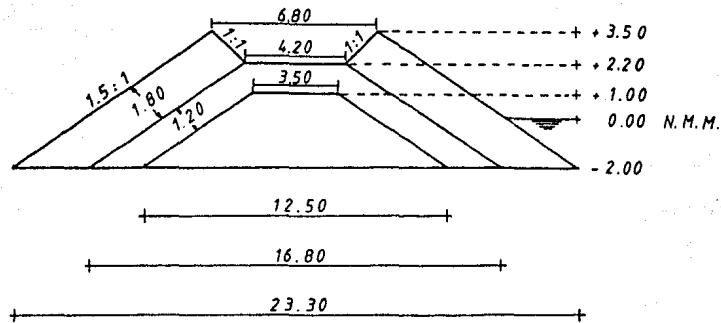


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA -2.00 (CUERPO)

$$A_N = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 20.10 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 31.53 \text{ m}^2$$

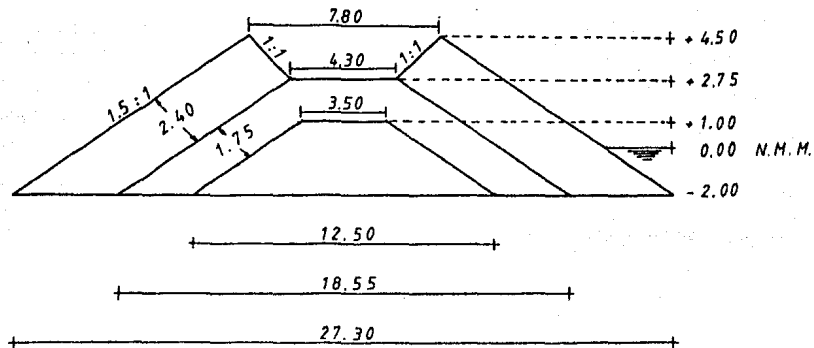


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA -2.00 (CUERPO)

$$A_N = 24.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 30.27 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 49.22 \text{ m}^2$$

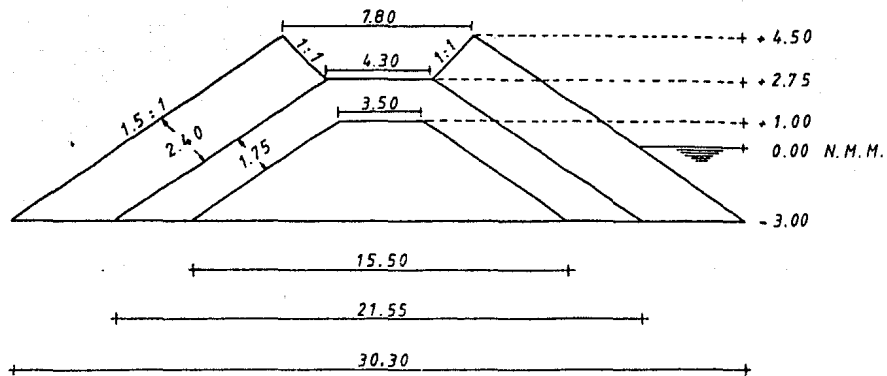


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA -3.00 (CUERPO)

$$A_N = 38.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 36.32 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 57.97 \text{ m}^2$$

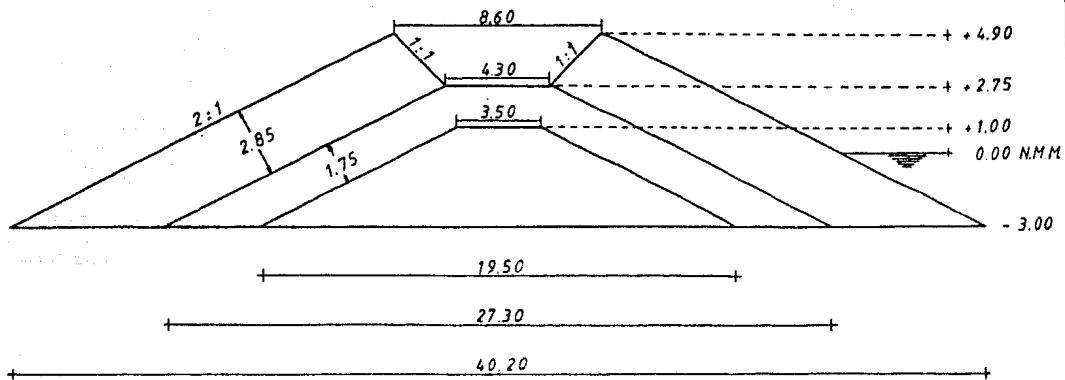


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA -3.00 (CUERPO)

$$A_N = 46.00 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 44.85 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 88.04 \text{ m}^2$$

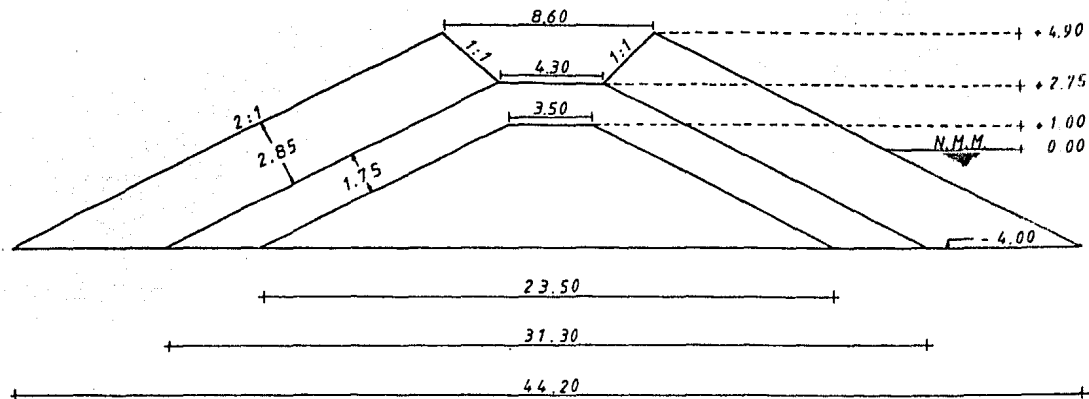


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA -4.00 (CUERPO)

$$A_N = 67.50 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 52.65 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 100.94 \text{ m}^2$$

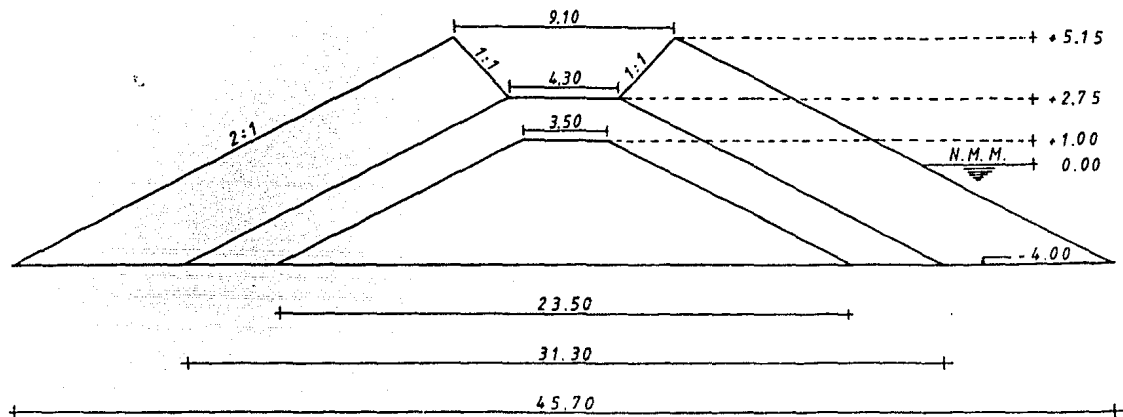


SECCION CORRESPONDIENTE A LA BATIMETRICA -4.00 (MORRO)

$$A_N = 67.50 \text{ m}^2$$

$$A_{CS} = 52.65 \text{ m}^2$$

$$A_{CZ} = 114.48 \text{ m}^2$$



Una vez que se han determinado la geometría de las diferentes secciones tipo , así como sus correspondientes áreas (A_N = área del núcleo , A_{CS} = área de la capa secundaria y A_{CZ} = área de la coraza.) , se puede proceder a la evaluación de los "volúmenes geométricos" de las diferentes capas constitutivas de la estructura . Para ello se procederá a calcular el volumen de material existente entre dos secciones consecutivas , como el promedio de sus áreas , multiplicado por la longitud que guardan entre ellas.

Cálculo de Volúmenes de materiales para Núcleo , Capa Sec. y Coraza.

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 000 a la estación 0 + 050 . Es decir entre la cota + 1.00 a la cota 0.00

$$V_N = \frac{(0.00 + 5.00)}{2} (50) = 125.00 \text{ m}^3$$

$$V_{CS} = \frac{(7.20 + 11.50)}{2} (50) = 467.50 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ} = \frac{(12.03 + 18.53)}{2} (50) = 764.00 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 050 a la estación 0 + 150 . Es decir de la cota 0.00 a la batimétrica - 1.00

$$V_N = \frac{(5.00 + 13.00)}{2} (100) = 900.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(11.50 + 15.80)}{2} (100) = 1365.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.Z.} = \frac{(18.53 + 25.03)}{2} (100) = 2178.00 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 150 a la estación 0 + 200 . Es decir de la batimétrica - 1.00 a la batimétrica - 2.00

$$V_N = \frac{(13.00 + 24.00)}{2} (50) = 925.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(15.80 + 20.10)}{2} (50) = 897.50 \text{ m}^3$$

$$V_{C.Z.} = \frac{(25.03 + 31.53)}{2} (50) = 1414.00 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 200 a la estación 0 + 340 . Es decir de la batimétrica - 2.00 a la batimétrica - 3.00

$$V_N = \frac{(24.00 + 38.00)}{2} (140) = 4340.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(30.27 + 36.32)}{2} (140) = 4661.30 \text{ m}^3$$

$$V_{C.Z.} = \frac{(49.22 + 57.97)}{2} (140) = 7503.30 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 340 a la estación 0 + 625 . Es decir de la batimétrica - 3.00 a la batimétrica - 3.00

$$V_N = \frac{(38.00 + 38.00)}{2} (285) = 10830.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(36.32 + 36.32)}{2} (285) = 10351.20 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ.} = \frac{(57.97 + 57.97)}{2} (285) = 16521.45 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 625 a la estación 0 + 700 . Es decir de la batimétrica - 3.00 a la batimétrica - 2.00

$$V_N = \frac{(38.00 + 24.00)}{2} (75) = 2325.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(36.32 + 30.27)}{2} (75) = 2497.13 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ.} = \frac{(57.97 + 49.22)}{2} (75) = 4019.63 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 700 a la estación 0 + 990 . Es decir de la batimétrica - 2.00 a la batimétrica - 2.00

$$V_N = (24.00)(290) = 6960.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = (30.27)(290) = 8778.30 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ.} = (49.22)(290) = 14273.80 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 0 + 990 a la estación 1 + 040 . Es decir de la batimétrica - 2.00 a la batimétrica - 3.00

$$V_N = \frac{(24.00 + 38.00)}{2} (50) = 1550.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(30.27 + 36.32)}{2} (50) = 1664.75 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ.} = \frac{(49.22 + 57.97)}{2} (50) = 2679.75 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 1 + 040 a la estación 1 + 220 . Es decir de la batimétrica - 3.00 a la batimétrica - 4.00

$$V_N = \frac{(46.00 + 67.50)}{2} (180) = 10215.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = \frac{(44.85 + 52.65)}{2} (180) = 8775.00 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ.} = \frac{(88.04 + 100.94)}{2} (180) = 17008.20 \text{ m}^3$$

- Para las secciones comprendidas entre la estación 1 + 220 a la estación 1 + 270 . Es decir de la batimétrica - 4.00 a la batimétrica - 4.00 (morro)

$$V_N = (67.50)(50) = 3375.00 \text{ m}^3$$

$$V_{C.S.} = (52.65)(50) = 2632.50 \text{ m}^3$$

$$V_{CZ.} = (114.48)(50) = 5724.00 \text{ m}^3$$

- Finalmente para estimar el volumen de la terminación del morro , se emplea la fórmula del semicono truncado , debido al hecho de que el desarrollo geométrico de dicha terminación adopta ésta forma. Para su evaluación se emplea la siguiente fórmula :

$$V = 0.131 H ((D + d)^2 - Dd)$$

donde :

V_{SCT} = Volumen del semicono truncado

H = Altura del semicono truncado , desde la base hasta la corona de la capa deseada.

D = Diámetro mayor

d = Diámetro menor

- Para el cálculo del volumen del Semicono Truncado , correspondiente al Núcleo :

$$V_{SCT N} = (0.131)(5.00)((23.50 + 3.50) - (23.50)(3.50))$$

$$V_{SCT N} = 423.62 \text{ m}^3$$

- Para el cálculo del volumen del Semicono Truncado , correspondiente a la Capa Secundaria :

$$V_{SCT CS} = (0.131)(6.75)((31.30 + 4.30) - (31.30)(4.30)) - V_{SCT N}$$

$$V_{SCT CS} = 578.03 \text{ m}^3$$

- Para el cálculo del volumen del Semicono Truncado , correspondiente a la Coraza :

$$V_{SCT CZ} = (0.131)(9.15)((45.70 + 9.10) - (45.70)(9.10)) - V_{SCT N} - V_{SCT CS}$$

$$V_{SCT CZ} = 2099.46 \text{ m}^3$$

El resumen final de pesos y volúmenes , así como el plano " SAN QUINTIN B.C.N. Proyecto Rompeolas Este " se anexan al final de éste trabajo.

4.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El tema desarrollado en ésta tesis es aún motivo de estudios y constantes inovaciones , por lo que lo expuesto hasta el momento está sujeto a mejoras futuras que permitan salvar todas aquellas incertidumbres que aún se tienen .

Dentro de las conclusiones y recomendaciones que podemos hacer al contexto y desarrollo de éste tema se encuentran las siguientes :

- A.-) Por el momento no se ha podido establecer una diferenciación marcada entre los conceptos que definen a un rompeolas y a una escollera , dado que ambos tipos de estructuras satisfacen condiciones similares de trabajo e incluso en momentos determinados , una de ellas puede satisfacer las funciones correspondientes a la otra . Otro factor determinante de de éste , es el hecho de que el uso popular de la palabra rompeolas o de la palabra escollera se hace indiscriminadamente , confundiendo incluso con --

los terminos espigón , malecón , etc. Por lo cual -- ha sido imposible dar una clara identificación y -- uniformidad a éstos conceptos.

B.-) El hecho de que nuestro país se encuentre en una -- etapa de franco desarrollo , origina que en muchos lugares se cuente apenas con un raquítrico presupuesto para el desarrollo de la infraestructura más elemental , y que además no se cuente con todo el equipo necesario , personal capacitado (técnicos y -- obreros) así como lo reducido de los presupuestos para el desarrollo formal y exácto de estudios y -- proyectos en las localidades donde se requieren . Esto ha obligado en muchos casos a ingenieros y técnicos a auxiliarse de los datos disponibles en poblaciones cercanas a la de estudio , así como a la simplificación de teorías , o suposiciones de algunos datos con los que no se cuenta y se requieren -- para el análisis del problema. Tal es el caso de -- las suposiciones que se tuvieron que hacer en la determinación de la ola de diseño , en donde no fué -- posible hacer el cálculo exácto debido a la carencia total de datos del lugar ; por lo cual se tuvo que asumir una ola semejante a las que se habían registrado en el Sauzal , población cercana a la de -- San Quintín , con los correspondientes errores e incertidumbres que esto puede ocasionar.

Por otra parte , el hecho de que la primera alternativa escogida tuviera un costo por arriba de -- de lo presupuestado , debido a la utilización de --

una ola ciclónica en el diseño , obligó a pensar en una solución más económica en la cual la ola de diseño se redujera , así como la geometría de la estructura variara con objeto de llegar a menores volúmenes y por consiguiente obtener un abatimiento significativo en el costo de la misma.

Lo anterior nos lleva a meditar en los siguientes aspectos :

- El hecho de reducir el tamaño de la ola de diseño y adoptar el criterio de la teoría de la onda solitaria , con ola rompiente , dependiente de la batimetría a la que se encuentra el punto en estudio , nos conduce a disminuir nuestro grado de seguridad sin poder evaluar en forma cuantitativa los riesgos que se puedan presentar , a las instalaciones del puerto , así como a sus usuarios.

Ahora bien , ésto no quiere decir en ningún momento que ésta estructura se haya diseñado en forma equivocada o insegura ; sino únicamente que el primer diseño ofrecía mayor seguridad que el segundo mostrado en este trabajo.

- ¿ Por que se diseño entonces con éste criterio ?

Como ya se ha dicho antes el factor económico motivo la reducción en la ola de diseño y tamaño de la obra . Pero la aceptación de el criterio de la ola rompiente , tiene sus fundamentos teóricos y prácticos ; en las observaciones de los resultados obtenidos en la operación de estructuras similares diseñadas bajo éste criterio .

- ¿ Entonces que seguridad nos ofrece dicha estructura ?

Con certeza podemos decir y asegurar que las estructuras de enrocamiento tienen un comportamiento a la falla de tipo dúctil como a continuación se describe :

a.-) Falla con poco daño .

Aquí la altura de la ola origina el movimiento de algunos elementos , pero sin producir cambios sensibles en el rompeolas , lo cual indica que la estructura fallaría con una ola 1.5 veces más alta.

b.-) Falla sin daño .

En este caso , la definición "sin daño " establece que el número de elementos desplazados -- por el oleaje no sea superior al 1 % del total de elementos dentro de la zona de ataque .

c.-) Falla total .

Este criterio considera que la falla de la zona de ataque del oleaje ocurre cuando casi -- seis filas de elementos de la coraza podrían resbalsarse simultáneamente .

d.-) Falla de perfil ajustado .

En base al perfil de equilibrio producido por la acción del oleaje podría mejorarse la geometría de los rompeolas tradicionales (trapeciales) con el abatimiento respectivo de las fuerzas inducidas por el oleaje .

e.-) Falla con funciones de daño

Este criterio es el más comunmente empleado en la actualidad , acepta que los rompeolas de enrocamiento esten diseñados para soportar condiciones de oleaje de origen ciclónico causando algunos daños o alcanzando el equilibrio de la estructura .

Lo cual en el momento que se presente una ola superior a la de diseño conducirá a un deterioro parcial (de la zona afectada por la ola) en la estructura , y no a una falla total de la misma en forma de colapso .

Por lo anterior, podemos decir que una estructura de enrocamiento dañada durante un temporal , podrá ser facilmente reconstruida sin consecuencias secundarias de trascendencia .

Así mismo podemos observar que aunque no se realizó un análisis cuantitativo , si se tuvo un razonamiento cualitativo que nos permitió tomar una decisión .

C.-) Los levantamientos batimétricos en que se basó éste estudio adolecen de defectos , dado que debido a los acarrees litorales que se presentan en todas las costas , van modificando la configuración del terreno submarino, con la consiguiente variación y divergencia de la batimetría del plano de apoyo y la que se presenta en el momento de realizar el proyecto.

Este fenómeno se considera que no es de marcada importancia dado que se presenta en forma continua y con una semejanza que nos permite aceptar una cierta estabilidad en la batimetría .

D.-) Dentro de los procesos constructivos tambien se presentaron restricciones , a saber ; el ancho mínimo en la corona del núcleo se vió obligado a ser 3.50m con objeto de permitir el acceso de la maquinaria y camiones de volteo para la construcción de los frentes de obra.

Si se observa el ancho de 3.50 m. sólo permite el acceso de frente y en reversa de la maquinaria y camiones , por lo cual para evitar ensanchamientos de la estructura y con objeto de poder realizar maniobras , se construirá en forma simultánea y a nivel de la corona del núcleo , la capa secundaria y la coraza : por lo cuál ésto permitirá ir y venir a los camiones , tractores , grúa , etc ; así como la movilización de toda la maquinaria simultáneamente sin necesidad de esperar a que los camiones vayan , volteen y regresen para poder atacar el frente . Con lo anterior se abaten costos de construcción así como tiempos de ejecución .

Por lo que respecta a la formación de los taludes , éstos generalmente no son construidos con la exactitud que indican los trazos geométricos en los planos , debido a las limitaciones de tipo mecánico , físico y humano que se presentan durante el proceso constructivo.

Finalmente diremos que las bases teóricas empleadas actualmente se han modificado en lo posible , - para ajustarlas a nuestras necesidades y a nuestra realidad . Así como mediante el auxilio de modelos a escala , para verificar las suposiciones , simplificaciones , ajustes de teorías y la estabilidad de las obras por construir.

5.- BIBLIOGRAFIA

- 1.-) INGENIERIA MARITIMA
R. Bustamante Ahumada
Ediciones Temas Marítimos S. de R.L.

- 2.-) ESTUDIO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE BOL_ SACRETO.
José Antonio Meza A.
Instituto de Ingeniería UNAM.

- 3.-) SHORE PROTECTION PLANING AND DESIGN. TECHNICAL REPORT
U.S. Army Costal Engineering Research Center.

- 4.-) ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PROTECOION DE ROMPEOLAS CON ELEMENTOS DE ALTA DENSIDAD.
M. Angel Vergara Sánchez.
IPN.

- 5.-) TABLAS DE PREDICCION DE MAREAS PARA PUERTOS DEL OCEA_ NO PACIFICO.
Instituto de Geofísica , Depto de Oceanografía.
UNAM.

A PARTIR
DE ESTA
PAGINA

FALLA
DE
ORIGEN.

