



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**DISEÑO DE OBRAS DE TALUD PARA
PROTECCION DE COSTAS**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MIGUEL M. JUAREZ VILLARREAL



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-9

Al Pasante señor MIGUEL MARIO JUAREZ VILLARREAL,
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. Antonio Moreno Gómez, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DE OBRAS DE TALUD PARA PROTECCION DE COSTAS"

1. Introducción
2. Tipos de obras de protección
3. Obras de talud
4. Obras de protección en San José del Cabo
5. Conclusiones y recomendaciones

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.

Atenta mente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 9 de enero de 1960
EL DIRECTOR



ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

DISEÑO DE OBRAS DE TALUD PARA PROTECCION DE COSTAS

I N D I C E

Página

| | | Página |
|--------------------|-----------------------------------------|-----------|
| | INTROBUCCION | |
| CAPITULO 1. | TIPÓS DE OBRAS DE PROTECCION | 1 |
| 1.1 | <u>Obras Paralelas a la Costa</u> | 3 |
| 1.1.1 | Muros | 4 |
| 1.1.2 | Revestimientos | 8 |
| 1.1.3 | Rompeolas | 11 |
| 1.2 | <u>Obras Perpendiculares a la Costa</u> | 12 |
| 1.2.1 | Tómbolos Artificiales | 12 |
| 1.2.2 | Espigones | 13 |
| 1.2.3 | Rompeolas | 17 |
| 1.2.4 | Escolleras | 20 |
| CAPITULO 2. | OBRAS DE TALUD | 23 |
| 2.1 | <u>Factores Físicos para Diseño</u> | 23 |
| 2.1.1 | Viento | 23 |
| 2.1.2 | Oleaje | 25 |
| 2.1.3 | Mareas | 31 |
| 2.1.4 | Arrastre Litoral | 36 |
| 2.2 | <u>Análisis Estructural</u> | 40 |
| 2.2.1 | Presiones Ejercidas por el Oleaje | 40 |
| | a) Olas no rompientes | 42 |
| | b) Olas rompientes | 59 |

| | Página |
|-------------|-----------------------------------------------------|
| 2.3 | <u>Diseño</u> 64 |
| 2.3.1 | Estabilidad 67 |
| 2.3.2 | Dimensionamiento 96 |
| | a) Elevación de la corona 96 |
| | b) Elevación del núcleo 98 |
| | c) Ancho de la corona 100 |
| | d) Espesor de las capas 100 |
| | |
| CAPITULO 3. | OBRAS DE PROTECCION EN SAN JOSE DEL CABO 102 |
| 3.1 | <u>Generalidades</u> 102 |
| 3.2 | <u>Protección de Playas Recreativas</u> 103 |
| 3.3 | <u>Estudios Oceanográficos y Metereológicos</u> 104 |
| 3.3.1 | Oleaje normal 104 |
| 3.3.2 | Oleaje ciclónico 112 |
| 3.3.3 | Refracción del oleaje 135 |
| 3.3.4 | Transporte litoral 135 |
| 3.3.5 | Mareas 136 |
| 3.3.6 | Vientos 139 |
| 3.4 | <u>Análisis y Selección de Alternativas</u> 139 |
| 3.4.1 | Rompeolas Dinámicos 140 |
| 3.4.2 | Rompeolas Flotantes 143 |
| 3.4.3 | Rompeolas de Talud 148 |
| 3.5 | <u>Diseño Preliminar</u> 149 |
| 3.6 | <u>Diseño Definitivo</u> 165 |
| | |
| CAPITULO 4. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 173 |

BIBLIOGRAFIA

ÍNDICE DE FIGURAS

| | Página |
|-------------------------------------------------------------------|--------|
| 1.1.1. Tipos de Muros | 6 |
| 1.1.2. Tipos de Revestimientos | 10 |
| 1.2.1. Espigones | 18 |
| 1.2.2. Rompeolas | 21 |
| 2.1.1. Características del Oleaje | 28 |
| 2.1.2. Tipos de Marea | 33 |
| 2.1.3. Mareas Máximas | 35 |
| 2.1.4. Formas de Transporte Litoral | 38 |
| 2.2.1. Oleaje No Rompiente. Terminología | 45 |
| 2.2.2. Diagrama de Presiones | 57 |
| 2.2.3. Oleaje No Rompiente. Distribución de Presiones | 58 |
| 2.2.4. Método de Minikin. Terminología | 61 |
| 2.2.5. Método de Minikin. Distribución de Presiones | 63 |
| 2.3.0. Obras de Talud. Sección Tipo | 65 |
| 2.3.1. Profundidad Relativa vs. Oleaje de Diseño | 68 |
| 2.3.2. Diagrama de Cuerpo Libre para un Elemento de Coraza | 75 |
| 2.3.3. Variación de $\frac{W(s-1)^3}{H^3 s} - \text{Cot } \alpha$ | 88 |

| | Página |
|---------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| 2.3.4. Elementos de Concreto. Tetrápodos y - Cuadrípodos | 92 |
| 2.3.5. Elementos de Concreto. Dolos y Tribarras | 93 |
| 2.3.6. Elementos de Concreto. Hexápodos y Cubos Modificados | 94 |
| 2.3.7. Dimensiones en Secciones Teóricas y Tipo | 97 |
| 2.3.8. Alcance de la Ola (Run-Up) | 99 |
| 3.3.1. Análisis Ciclónico. Huracán "Ilsa" el 2 de Agosto de 1971 a las 18:00 hrs. | 114 |
| 3.3.2. Análisis Ciclónico. Huracán "Ilsa" el 3 de Agosto a las 12:00 hrs. | 115 |
| 3.3.3. Análisis Ciclónico. Huracán "Ilsa" el 3 de Agosto a las 18:00 hrs. | 116 |
| 3.3.4. Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" el 25 de octubre de 1971 a las 12:00 hrs. | 119 |
| 3.3.5. Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" el 28 de octubre a las 18:00 hrs. | 120 |
| 3.3.6. Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" el 29 de octubre a las 12:00 hrs. | 121 |
| 3.3.7. Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" el 29 de octubre a las 18:00 hrs. | 122 |
| 3.3.8. Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" el 30 de octubre a las 12:00 hrs. | 123 |
| 3.3.9. Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" el 31 de octubre a las 6:00 hrs. | 124 |

| | Página |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| 3.3.10. Análisis Ciclónico, Huracán "Hyacinth" el 27 de agosto de 1972 a las 12:00 hrs. | 129 |
| 3.3.11. Análisis Ciclónico, Huracán "Doreen" el 14 de agosto de 1977 a las 12:00 hrs. | 131 |
| 3.3.12. Análisis Ciclónico, Huracán "Doreen" el 15 de agosto a las 0:00 hrs. | 131 |
| 3.3.13. Análisis Ciclónico, Huracán "Doreen" el 15 de agosto a las 12:00 hrs. | 132 |
| 3.4.1. Rompeolas Dinámicos | 141 |
| 3.4.2. Rompeolas Tipo Bombardon | 144 |
| 3.4.3. Rompeolas de Bajo Calado | 144 |
| 3.4.4. Rompeolas de Bolsa | 146 |
| 3.4.5. Rompeolas de Bastidor | 146 |
| 3.5.1. Sección Transversal Tipo de las Obras de Protección | 151 |
| 3.5.2. Distribución en Planta de las Obras de - Protección | 154 |
| 3.5.3.- | |
| 3.5.8 Diagramas de Difracción | 157-162 |

INDICE DE TABLAS

| | Página. | |
|---------|-------------------------------------------------------------------|-----|
| 2.3.1 | Coefficientes de Estabilidad | 84 |
| 2.3.2. | Valores de $H/H_{D=0}$ y H_D en función de daño en la coraza | 86 |
| 2.3.3. | Unidades de concreto | 91 |
| 2.3.4. | Coefficiente de Capa y Porosidad de Varias Unidades | 95 |
| 3.3.1. | Tiempos de Actuación del Oleaje en horas | 106 |
| 3.3.2. | Tiempos de Actuación del Oleaje Distante en horas | 107 |
| 3.3.3. | Horas de Acción del Oleaje Local | 108 |
| 3.3.4. | Horas de Acción del Oleaje Distante | 109 |
| 3.3.5. | Altura de Ola Significante | 110 |
| 3.3.6. | Frecuencia de Períodos de Oleaje | 111 |
| 3.3.7. | Períodos Significantes | 110 |
| 3.3.8. | Análisis Ciclónico. Huracán "Ilsa" | 117 |
| 3.3.9. | Análisis Ciclónico. Huracán "Ilsa" | 118 |
| 3.3.10. | Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" | 125 |
| 3.3.11. | Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" | 126 |
| 3.3.12. | Análisis Ciclónico. Huracán "Ramona" | 127 |
| 3.3.13. | Análisis Ciclónico. Huracán "Hyacinth" | 130 |
| 3.3.14. | Análisis Ciclónico. Huracán "Doreen" | 133 |

| | Página |
|------------------------------------------------------------|---------------|
| 3.3.15. Análisis Ciclónico. Huracán "Doreen" | 134 |
| 3.3.16. Transporte Litoral | 137 |
| 3.4.1. Análisis de Alternativas | 150 |
| 3.5.1. Características Geométricas de las Secciones | 153 |
| 3.5.2. Análisis Económico de las Alternativas | 155 |
| 3.6.1. Análisis Económico por Destrucción | 170 |

LISTAS DE PLANOS

- TP-01 Desarrollo Turístico "San José del Cabo".
 Plano General de la Zona
- TP-02 Desarrollo Turístico "San Jose del Cabo".
 Levantamiento Topohidrográfico Playa San
 José
- TP-03 Desarrollo Turístico "San José del Cabo".
 Diagramas de Refracción
- TP-04 Desarrollo Turístico "San José del Cabo".
 Obras de Protección Playera

INTRODUCCION

Resulta un tanto irónico que nuestros antepasados hayan nombrado a nuestro planeta "Tierra" para diferenciarlo de otros, ya que la mayor parte de su superficie está cubierta por agua y solamente una pequeña parte es tierra, omitimos así el hecho de que el 71% de la superficie del planeta está cubierta por agua salada y que además en el 29% restante se encuentran ríos, corrientes, mares interiores, lagos, etc. De hecho hay gran cantidad de agua y muy poca tierra.

Este nombre que se emplea para designar a nuestro planeta se remonta al tiempo en que éste era considerado plano y terminaba donde comenzaba el océano, por ello la Tierra fué un nombre razonable para denominar la extensión de suelo que comprendía todo lo conocido por el hombre.

Con el paso del tiempo tales conocimientos, y con ello los límites de nuestro propio ambiente, han cambiado. La Biósfera, que antes se nos figuraba prolongada hacia el infinito, ha disminuido hasta una delgada capa y empezamos a hacer frente a problemas am-

bientales de dimensiones definidas.

Por ello es necesario que entendamos plenamente el papel dominante del océano y nos demos cuenta de la creciente importancia que esta destinado a tener para el hombre del mañana, debido a factores tales como la explosión demográfica, el avance tecnológico y la falta en tierra de los espacios verdes.

Sólo cuando comprendamos que la vida en éste planeta es, teóricamente posible sin tierras cultivables, pero imposible sin un océano con vida, sentiremos un ferviente deseo de protegerlo y conservarlo para nosotros mismos y las futuras generaciones.

Es necesario pues, en ésta era tecnológica, no seguir contemplando el medio ambiente igual que el hombre de la antigüedad, pensando en que el suelo seco y la tierra es lo único que merece nuestra debida atención y cuidados, viendo el océano como un receptáculo muy a propósito para llenarlo de desperdicios industriales y urbanos demasiado dañinos para conservarlos en tierra.

Actualmente la humanidad ha empezado a ver seriamente el problema del exceso de población y a cuestionarse sobre la posibilidad de explotar más apropiadamente los amplios recursos que se en-

cuentran en los océanos, aprovechándolos como medio conveniente para el transporte de pesados cargamentos, como fuente importante de proteínas y como lugar de morada para una población en aumento.

Pero también la importancia del océano estriba en su contribución en actividades naturales básicas, como la producción de oxígeno, el efecto del mejoramiento del clima y en la participación en la purificación del planeta, al recibir las aguas sucias de los ríos y de de sagües y devolverla depurada por medio de nubes a nuestra habitat, actividades todas ellas que hacen al área acuática del globo un elemento esencial para la existencia. Por ello corresponde al hombre estudiarlo a fondo, para conservarlo en un estado natural y aprovechar al máximo sus recursos, utilizando para ello los conocimientos asequibles acerca de las características físicas, químicas y biológicas de los océanos, de la naturaleza de su medio y de los instrumentos disponibles para su adecuado control. Una de las ramas de la ciencia que responde en parte a estas necesidades es la Ingeniería de Costas.

En el presente trabajo se trata de establecer brevemente algunos principios sobre el diseño de obras de talud para protección de -

costas, presentando en primer término los diversos tipos de obras que el hombre ha desarrollado para controlar y aprovechar mejor los elementos que intervienen en la configuración de las costas. Se trata también de los factores físicos y de las sollicitaciones a las que se ven sometidas las obras y que son necesarias de considerar para su diseño. Asimismo se presenta un pequeño resumen histórico del desarrollo de los métodos referentes a la estabilidad de las estructuras, para terminar con un ejemplo de aplicación que es el relativo al Diseño de Obras de Protección en San José del Cabo, - Baja California Sur.

CAPITULO 1

TIPOS DE OBRAS DE PROTECCION

Puede decirse que el agua es susceptible de controlarse y regularse, para servir a una amplia variedad de propósitos, por medio de conjuntos de estructuras que integran las llamadas Obras Hidráulicas.

La irrigación de terrenos, el abastecimiento de agua potable a poblaciones, la hidrogenación de energía, son algunas de las aplicaciones de la Ingeniería Hidráulica para la utilización del agua con propósitos benéficos.

Asimismo, el control de avenidas, el sistema de alcantarillado, la creación de zonas de calma en un puerto, son ejemplo del control del agua en forma tal que éste líquido no cause daños o molestias excesivas a propiedades y personas.

Así pues, las obras hidráulicas se pueden clasificar en dos grandes grupos según que su función sea la de aprovechamiento o de defensa.

Las obras que integran ambos grupos pueden ser urbanas, fluviales y lacustres, y marítimas dependiendo de su localización.

Dentro de éstas últimas podemos mencionar las referentes a la desalación del agua de mar para agua potable e irrigación; generación de energía, recreación, transporte, explotación de recursos, etc., como obras de aprovechamiento y como obras de defensa tendremos aquellas encaminadas al control de inundaciones, azolves y erosiones, el control de la contaminación y obras auxiliares para la navegación, etc.

Asimismo dentro de las obras marítimas existe un renglón importante que es el relativo a la protección de costas, inciso a tratarse en ésta tesis.

Los trabajos correspondientes a la protección de costas, están — principalmente encaminados a defender una playa contra la erosión, azolvamiento o ataque excesivo del oleaje, abastecer o formar una playa, diseñar un puerto en zona costera o el mantenimiento de un canal de navegación.

Debido a que la configuración de una costa es el resultado de la acción dinámica de dos fluidos, aire y agua, sobre un cuerpo esen—

cialmente estático, la tierra, la solución a los problemas anteriormente mencionados, consiste generalmente en el manejo del movimiento de arena y materiales similares sobre la playa y en controlar la acción del oleaje.

Estos objetivos son susceptibles de llevarse a cabo mediante el empleo de diversas estructuras creadas por el hombre a través de largos años de lucha contra el mar.

Existen numerosas y variadas técnicas de protección de costas, la elección del tipo a emplearse dependerá de la protección que se desea y de otros factores que serán tratados más adelante.

En términos generales dichos métodos pueden dividirse en dos grandes grupos: obras paralelas y obras perpendiculares a la costa.

1.1 Obras Paralelas a la Costa

Como su nombre lo indica, estas estructuras son paralelas a la orientación general de las curvas batimétricas y pueden estar junto a la playa que protegen como en el caso de muros y recubrimiento o separadas de ella, como los rompeolas.

1.1.1 Muros

Son estructuras diseñadas para detener o prevenir la erosión causada por la acción del oleaje en un punto o zona determinada sirviendo principalmente como contención de los posibles deslizamientos de tierra.

Debido a que estas estructuras solamente brindan protección local, es decir, a la zona que se encuentra inmediatamente detrás de ellas, su uso se halla restringido a lugares donde se necesite mantener la costa en una posición determinada en relación con las playas adyacentes, en donde existe poca o nula aportación de material litoral, donde se desea mantener una profundidad a lo largo de la línea de costa, como en el caso de un embarcadero o bien donde se desee controlar inundaciones debidas a mareas de tormenta o se quiera ganar terreno al mar con fines agrícolas, industriales u otras.

Tienen la ventaja de que pueden detener la erosión en un punto dado y pueden proteger la playa bajo condiciones de marea alta. No pueden acumular material y tienen la desventaja de incrementar la erosión al pie del muro.

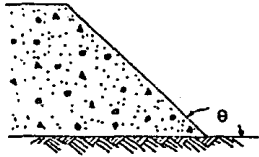
Existen diversos tipos de muros dependiendo de su aplicación fun-

cional, así tenemos que pueden ser verticales o casi verticales, de talud, de curva convexa, de curva cóncava, de reentrada o escalonada, como los mostrados en la figura 1.1.1.

Se ha encontrado que las primeras son menos efectivas contra la acción del oleaje que las últimas, también se ha visto que el uso de una estructura vertical puede ocasionar serios problemas de erosión cuando la base del muro se encuentra en aguas relativamente bajas.

Sin embargo, se puede restringir ésta erosión protegiendo la base de la estructura mediante el uso de una cubierta de piedras de tamaño adecuado para evitar su desplazamiento y de tal graduación que evite pérdidas de material en la cimentación a través de los vacíos entre las piedras y como consecuencia, el asentamiento de las mismas.

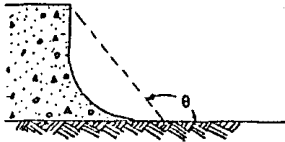
Las estructuras de sección convexa y las de taludes lisos son las menos efectivas para reducir la sobre elevación del oleaje y su uso debe limitarse a aquellas áreas en las cuales la sobre elevación no sea un problema o en lugares donde por consideraciones estéticas, estructurales o de emergencia, impidan el uso de otro tipo de sec



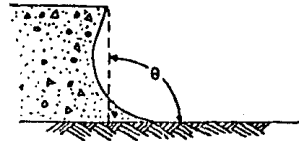
De Talud



Escalonado



No Re-entrante



Re-entrante

FIGURA 1.1. TIPOS DE MUROS

ción.

Las estructuras cóncavas o las reentrantes son los tipos más efectivos en la reducción de la sobreelevación del oleaje al mínimo.

En aquellos lugares donde se diseñe la corona del muro para usar se como parte de un camino, andador, etc., esta clase de muros serán los tipos más adecuados para protegerlos.

Finalmente, un muro de sección escalonada proporciona el acceso más funcional a las zonas de playa desde las áreas protegidas y - además reduce la acción erosiva de la resaca.

La construcción de éste tipo de estructuras de protección generalmente se hace a lo largo de aquella línea a partir de la cual se de sea impedir el avance de la línea de costa. Cuando una zona de - agua se desea ganar, se puede construir un muro a lo largo de los límites de dicha zona.

Un muro, al igual que un revestimiento, protege exclusivamente la tierra y propiedades que se encuentran inmediatamente detrás de éste, no proporcionan protección a las zonas adyacentes y por ello se pueden esperar erosiones en ambos extremos de éste tipo

de estructuras, de modo que debe proporcionarse la liga del muro a la costa, evitando posibles fallas en los extremos. En el diseño deben considerarse los cambios accidentales en la configuración de la playa debido a tormentas, así como los cambios estacionales y los anuales.

1.1.2 Revestimientos

Los revestimientos son estructuras dispuestas paralelamente o casi paralelamente a la línea de costa, y su función es evitar la erosión en una zona y mantener fijos sus límites, por ello la planeación de este tipo de estructuras, al igual que la de muros es relativamente simple. Los factores necesarios para obtener una planeación adecuada de tales estructuras son: uso y forma total de la estructura, localización con respecto a la línea de costa, longitud y altura.

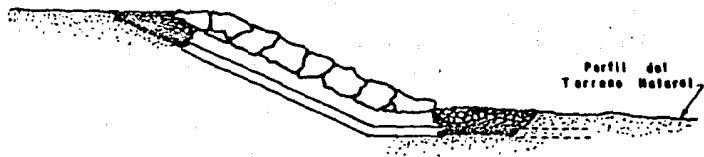
Ocasionalmente pueden funcionar como muros de contención pero por lo general se diseñan para proteger un terraplén contra la erosión debida a corrientes o a la acción moderada del oleaje y por ello son mucho más ligeros que los muros.

Pueden ser permeables o impermeables, las estructuras permeables tienen la ventaja de que, cuando están sujetas a la acción severa del oleaje no están propensas a fallar completamente ya que se llevará a cabo un proceso de disgregación de los elementos que las constituyen más bien que un colapso total, y la estructura dañada será más fácil de reparar que la impermeable ya que sólo será necesario reemplazar material.

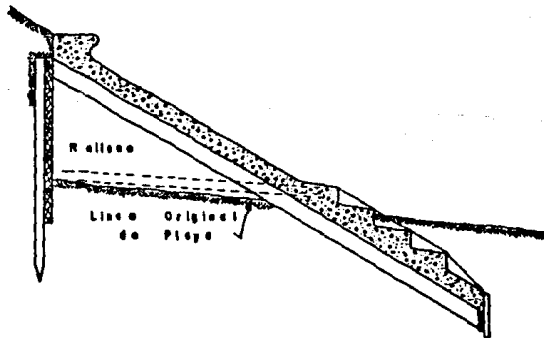
Existen dos tipos generales de revestimientos: el tipo rígido, de concreto colado en el lugar, y el flexible que puede ser de enrocamiento, de bloques de concreto interconectados o de bolsas de concreto (bolsacreto). En la figura 1.1.2 se muestra el arreglo general de estas obras.

El revestimiento de tipo rígido proporciona una excelente protección marginal, aunque tiene la desventaja de no aceptar asentamientos por lo que las condiciones de cimentación deben ser las apropiadas.

Las estructuras flexibles proporcionan una excelente protección marginal con la ventaja de que puede presentarse reacomodamientos causados por asentamientos sin originar grandes fallas estruc



Revestimiento Flexible



Revestimiento Rígido

FIGURA I.12. TIPOS DE REVESTIMIENTO.

turales. Otra de las ventajas de las estructuras flexibles es que alivian la subpresión cuando el revestimiento está sujeto a la acción severa del oleaje.

Los revestimientos del tipo de enrocamiento son muy efectivos en cuanto a la disipación y absorción de la energía del oleaje y reducen al mínimo la sobreelevación o roción del mismo.

1.1.3. Rompeolas

Un rompeolas es una estructura construida paralela a la costa y a cierta distancia de ella, diseñada para absorber y disipar la energía del oleaje, creando así una zona de calma entre el rompeolas y la costa, con el objeto de proporcionar abrigo a un acceso portuario, con fines recreativos o bien para originar un depósito litoral, ya que disminuyen el poder del agente erosivo — las olas — causando el crecimiento de la playa protegida. Cuando se construyen frente a una costa con acarreo litoral, ocasionan un deteni miento local de éste transporte, con el consiguiente aumento de material, tendiendo así a causar un incipiente tómbolo, el cual puede proseguir su crecimiento y llegar a conectar el rompeolas con la playa que protege.

El tipo más eficiente de rompeolas será aquel cuya corona no permita que la sobrepase una cantidad significativa de agua producto del oleaje. La elevación de la corona en un rompeolas depende - considerablemente de la altura de ola, del período del oleaje, la longitud de ola, del talud y la permeabilidad de la estructura.

1.2. Obras Perpendiculares a la Costa

Las estructuras que corresponden a éste renglón están conectadas con la playa que protegen y se localizan transversalmente a la dirección general de las curvas batimétricas.

1.2.1. Tómbolos Artificiales

Puede decirse que los diferentes métodos de protección de costas que existen son modificaciones hechas por el hombre, de la protección proporcionada por la naturaleza. En la formación de tómbolos lo que se busca es cambiar la configuración morfológica de una zona con el objeto de formar una barrera natural y lograr la estabilidad de una playa.

Un tómbolo es una formación costera ocasionada por la presencia

de un obstáculo ya sea natural o artificial en las proximidades de una playa. La orientación de este obstáculo puede ser paralela a la línea de costa pero la formación a la que dá origen es en forma perpendicular a aquella.

Su desarrollo se debe a las tendencias convergentes al transporte que se originan en la playa frente al obstáculo, su eficiencia en la defensa de una playa es creciente y la rapidez con la que crece un tombolo depende del régimen de la playa donde se ubique y la forma de incidir del oleaje.

1.2.2. Espigones

Un espigón es una estructura generalmente construida perpendicular a la línea de costa, cuyo fin es el de atrapar material y evitar la erosión de la costa, ya que interpone una barrera al paso del material sólido que se encuentra en movimiento, actuando como una presa parcial que intercepta una parte del acarreo litoral normal. Conforme el material se acumula en el paramento que intercepta el acarreo litoral (paramento de depósito), el abastecimiento de material al lado contrario (paramento de erosión) se reduce produciendo una regresión de la playa.

Los espigones se pueden usar para estabilizar una playa sujeta a períodos intermitentes de avance y retroceso; para prevenir el movimiento de una playa protectora, para formar o ampliar una playa, para estabilizar una zona específica reduciendo la cantidad de pérdidas de la misma, etc. Sus proporciones dependerán entre otros factores de: tamaño del grano del material costero, el tipo de perfil de la playa, el tipo de oleaje y la intensidad del transporte litoral.

Los espigones pueden ser permeables o impermeables, fijos o ajustables, dependiendo de su funcionalidad.

Los impermeables tienen una estructura cerrada o casi cerrada que evita que el acarreo litoral pase a través de ellos, no así los permeables que tienen huecos en su estructura que permiten el paso de cantidades apreciables del acarreo litoral, evitando con ello un cambio brusco de la línea de playa. El efecto primario de la impermeabilidad es reducir la capacidad de depósito. Una desventaja de los espigones permeables es su relativa ineffectividad para retener una playa bajo condiciones de tormenta.

En lugares donde la acción del oleaje es la causa principal del

transporte, es improbable que los espigones permeables sean totalmente satisfactorios como medida de protección de costas.

La mayoría de los espigones construidos son estructuras fijas, sin embargo en algunos lugares se han construido espigones ajustables con buenos resultados, consisten esencialmente en tablones horizontales que cierran los claros entre pilotes, que pueden desplazarse verticalmente y fijarse a determinada altura sobre el nivel de la arena, permitiendo el paso del material y aportándolo a la zona correspondiente al paramento de erosión. Son efectivos únicamente donde existe un abastecimiento adecuado de material litoral.

También, según los materiales empleados en su construcción, los espigones pueden ser de piedra, concreto, madera, acero u otros materiales, o combinación de ellos.

En la selección del tipo de espigón a emplearse se deben tomar en consideración entre otros factores los siguientes: disponibilidad y costo de materiales de construcción, los costos de mantenimiento, la vida económica y el posible uso de las zonas terrestres, así como las características físicas de la playa como son, la amplitud de marea, el gasto y dirección del transporte litoral, las caracte

rísticas del oleaje, las corrientes de marea y las variaciones estacionales del perfil playero.

También es importante considerar las características del suelo, ya que se puede dar el caso de que el lugar donde sea necesaria la construcción de un espigón presente baja capacidad de carga, teniendo entonces que considerarse una estructura tipo gravedad como puede ser un espigón de enrocamiento o una estructura celular a base de tablestacas; asimismo cuando se tienen buenas características de cimentación, entonces se puede considerar una estructura tipo cantiliver a base de tablestacas de concreto, madera o acero.

Desde luego la elección dependerá de las condiciones de cada sitio particular, por lo que no puede darse un plan general de protección.

Para definir el comportamiento funcional de los espigones, existen diferentes características como son: altura, longitud y, cuando va a utilizarse más de un espigón, en un sistema, el espaciamiento entre ellos.

El perfil del espigón determina la extensión a la cual se interceptará el acarreo litoral. Un espigón mayor a la elevación natural de la berma, actúa como una barrera litoral completa, forzando al acarreo a pasar hasta el extremo mientras que un espigón de poca altura interceptará solo una parte del acarreo disponible, - permitiendo el paso de material sobre la corona de la estructura. La longitud de un espigón influye a la extensión a la cual el perfil de la playa se ajustará en la vecindad de la estructura. De ahí que la longitud y la altura del espigón determinen las dimensiones del acarreo litoral interceptado.

En un sistema de espigones, el espaciamiento entre ellos es un - factor importante en el alineamiento esperado del relleno playero. Con la selección apropiada de dicho espaciamiento, puede esperarse que la orientación de una costa sea perpendicular a la dirección de incidencia de la resultante del oleaje. El efecto neto de esta al ineación es que retarda la cantidad del movimiento del acarreo litoral.

1.2.3. Rompeolas

Un rompeolas es una estructura que sirve para brindar protección

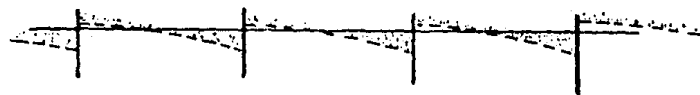
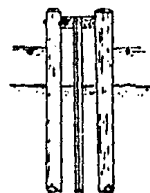
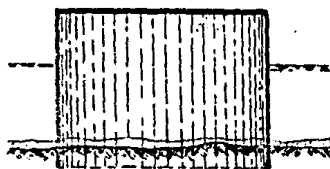
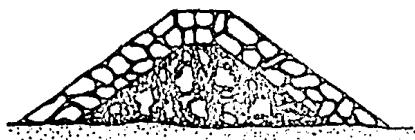
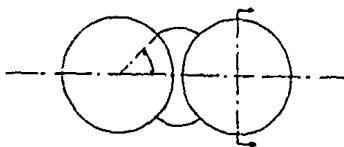


FIGURA 1.13. ESPIGONES.

contra el oleaje a un área costera, su objetivo principal es crear una zona de calma absorbiendo y/o disipando la energía del oleaje para de este modo, proporcionar protección para lograr seguridad en el atraque, operación y manejo de los barcos en un puerto.

Existen básicamente cuatro tipos de rompeolas según su aspecto-funcional, estos son: de talud, verticales, dinámicos y flotantes. Difieren entre sí en la forma de llevar a cabo su cometido, en el primer tipo, se disipa la energía del oleaje al crear artificialmente una profundidad de rompiente por el talud de la estructura, así mismo, como generalmente presentan una irregularidad en su superficie su poder de disipación es mayor.

En las estructuras verticales se obstaculiza el avance de la ola - pero no se disipa su energía, sino que debido a su disposición, se refleja la ola.

En los rompeolas dinámicos lo que se busca es amortiguar la acción del oleaje mediante chorros de aire comprimido (rompeolas - neumático) o agua (rompeolas hidráulico).

Con los rompeolas flotantes se trata de interponer un obstáculo a la transmisión del oleaje para de este modo amortiguarlo, utilizan

do para este fin elementos más ligeros que el agua, para que puedan flotar, existiendo para ello una variedad de elementos.

El uso de estos dos últimos tipos de rompeolas esta en expansión por el empleo de nuevos materiales que ayudan a los fines propues-
tos pero su uso es aún un plan experimental.

Atendiendo a los materiales que los constituyen los rompeolas de los dos primeros tipos, pueden ser de enrocamiento, de elementos prefabricados de concreto, combinación de ambos, encofrados o celdas de tablestacas, etc.

El tipo de estructura a usarse dependerá de la disponibilidad de materiales, la profundidad, de las condiciones del fondo, etc.

1.2.4. Escolleras

Una escollera es una estructura que se construye perpendicularmente a la línea de costa dentro de un cuerpo de agua y que se prolonga en tierra, usándose principalmente para dirigir y confinar una corriente o flujo de marea en la desembocadura de un río o un acceso de marea a una bahía o laguna, y evitar que el acarreo li-

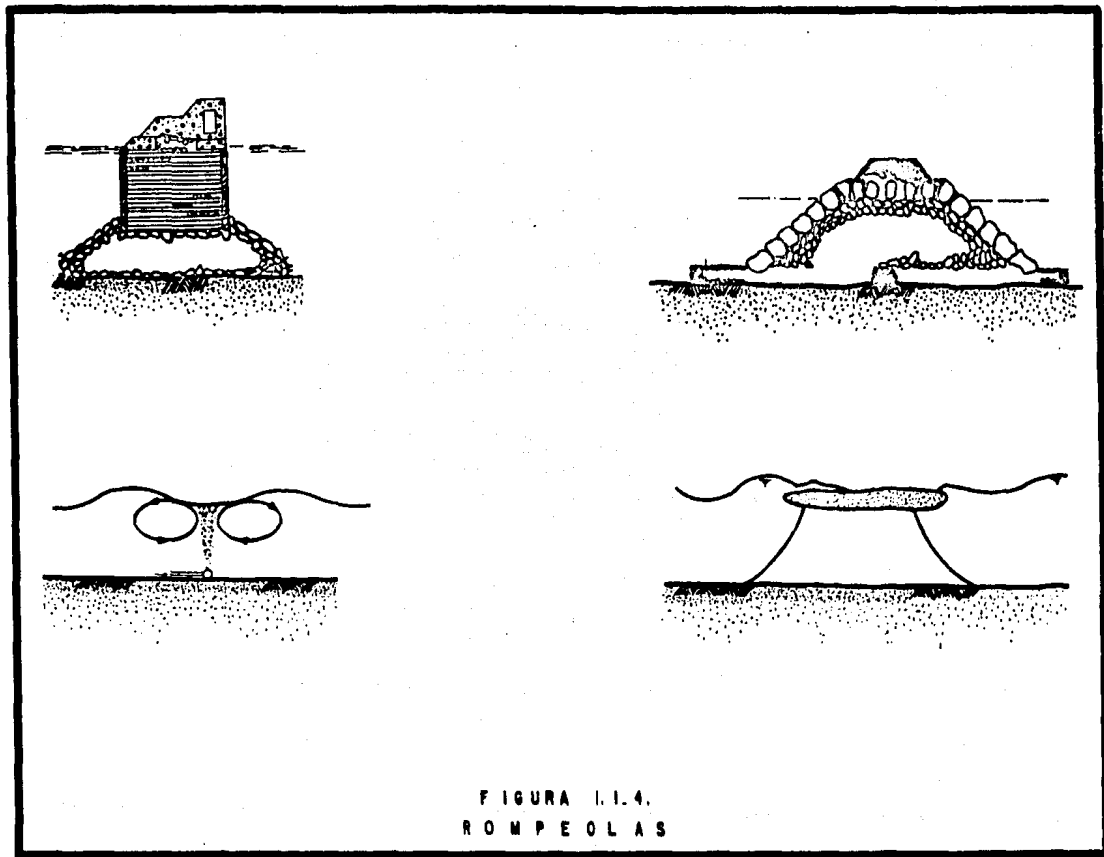
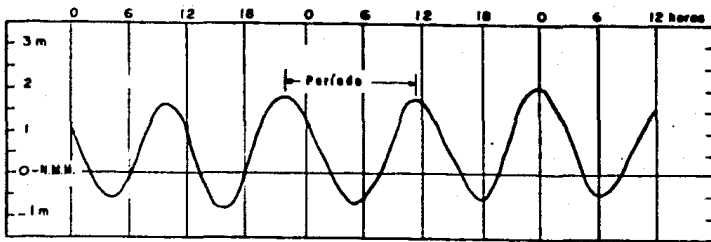


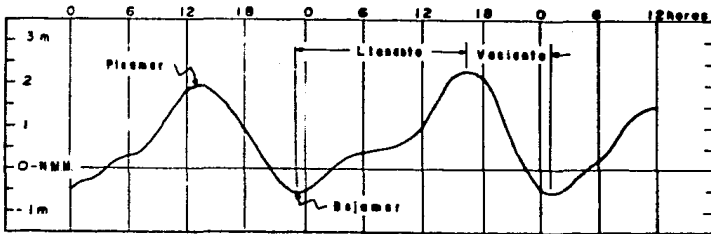
FIGURA 1.1.4.
ROMPEOLAS

total azolve el canal, también sirven para estabilizar las playas adyacentes.

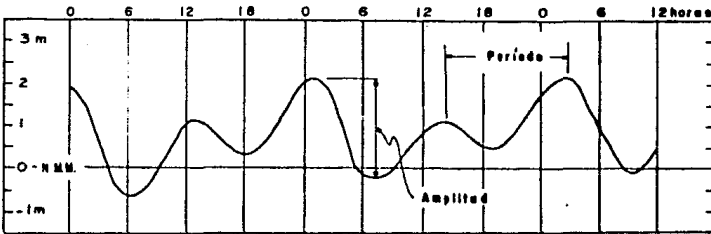
Asimismo como en otros tipos de estructuras existen una variedad de materiales con los cuales pueden construirse las escolleras, - sin embargo el tipo más usado es una estructura de talud formada por enrocamiento o elementos prefabricados de concreto.



Semi-Diurna



Diurna



Mixta

FIGURA 2.1.2. TIPOS DE MAREA

CAPITULO 2

OBRAS DE TALUD

2.1. Factores Físicos para Diseño

Como se mencionaba en el Capítulo anterior, la interacción dinámica de tres elementos — agua, aire y sólidos — determina la configuración de una costa, por ello es esencial la comprensión de la acción de éstos factores para determinar los elementos principales que intervienen en el diseño de las obras de protección en general y de las estructuras de talud en particular.

En los siguientes párrafos se tratará aunque de manera somera — las características y efectos de los elementos necesarios para el diseño de éstas estructuras.

2.1.1. Viento

Es la manifestación del movimiento de masas de aire provocado — por cambios de temperatura y presión en la atmósfera, que dan lugar a un gradiente cuya consecuencia directa es el viento; en su —

formación intervienen también agentes externos como la fuerza de Coriolis — debida a la rotación de la Tierra —, la fuerza ciclostrófica — consecuencia de la fuerza centrífuga — y los efectos de fricción por el contacto con la superficie de la tierra.

Su importancia desde el punto de vista que nos ocupa radica tanto en ser el elemento generador del oleaje, cuya influencia sobre el régimen de costas es definitiva, como por las fuerzas horizontales y verticales que produce sobre estructuras en general, así como su intervención en la formación de dunas.

De acuerdo con las fuerzas actuantes sobre el viento propiamente dicho, se pueden distinguir dos tipos diferentes:

- i) Viento geostrófico
- ii) Viento bórico

El primero es el que se genera en un flujo recto sin fricción en — que el gradiente de presión es igual a la fuerza de Coriolis, no actuando la fuerza ciclostrófica debido a que en este caso las isóbaras son rectas y por lo tanto la dirección del viento se mantiene paralela a éstas.

El viento bórico es aquel en el cual la curvatura de las isóbaras - induce las fuerzas ciclostróficas, de gradiente y la debida al efecto de Coriolis, en éste caso la dirección del flujo es tangente a las isóbaras y la fuerza de fricción actúa, variando la dirección del viento. Debido a éste último efecto, el viento que origina oleaje - es un viento de menor velocidad al que se le denomina viento real o formativo, en cuya obtención hay que considerar factores de co rección como son la curvatura de las isóbaras y la diferencia de temperatura entre el mar y el aire.

El resultado de la acción directa del viento sobre los materiales - de la costa es la formación de dunas, pero la manifestación esencial de la acción de la energía del viento sobre una playa es la generación del oleaje.

2.1.2. Oleaje

El agua en un embalse tan pequeño como un lago o tan inmenso co mo el mar puede manifestar dos movimientos de sus partículas - que conviene distinguir; el primero es un movimiento de traslación de las masas de agua, como son las corrientes y el segundo es - aquel en el cual sólo se transmite el movimiento rotatorio de las

partículas de agua sin que exista traslación de las masas de agua, como generalmente ocurre con las olas.

Las olas son oscilaciones periódicas de la superficie del mar, como las mareas, pero a diferencia de éstas el período de la oscilación es muy breve. Pueden ser generadas por embarcaciones, explosiones, temblores, derrumbes o vientos, siendo las olas originadas por viento las más comunes y susceptibles de determinar sus características y emplearse para el diseño, ya que son las que tienen mayor influencia sobre las estructuras marítimas.

Cuando los vientos soplan sobre una superficie de agua, se crea una diferencia de presiones sobre esta, haciendo que las partículas de la superficie realicen un movimiento aproximadamente circular en un plano vertical orientado en la misma dirección del viento.

En la etapa ascensional del movimiento de la ola, las partículas se mueven hacia adelante y al descender retroceden, así que al final las partículas vuelven a ocupar aproximadamente su lugar de origen. Este movimiento circular se transmite por fricción a las capas subyacentes, pero la trayectoria va disminuyendo con la pro

fundidad, de manera que cuando ésta es igual a aproximadamente la mitad de la longitud de la onda, las partículas se hallarán en reposo. En la figura 2.1.1. se muestran estas características.

La influencia del viento en la generación del oleaje está en función de características tales como longitud del fetch, velocidad, tiempo de duración, dirección, frecuencia, etc.

Dependiendo de la zona en la cual se encuentren, se pueden distinguir dos tipos de olas: olas forzadas y olas libres.

Las primeras se forman por la acción directa del viento y se encuentran dentro de la zona de generación o fetch y las segundas son las que viajan fuera de la zona de generación; puede decirse que son el resultado de las olas producidas por el viento en lugares distantes y que sufren variaciones a causa de factores tales como la viscosidad, fricción, viento, etc., pudiendo presentar características más regulares y mejor definidas.

En una ola se distinguen la altura (H) que es la distancia vertical entre la cresta y el valle; la longitud (L), que es la distancia entre dos crestas sucesivas; y el período (T), tiempo en segundos que separa el paso de dos crestas sucesivas por un mismo punto.

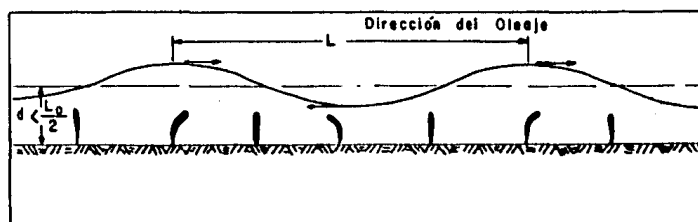
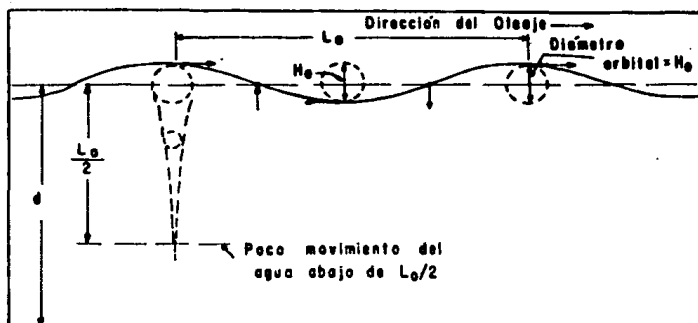
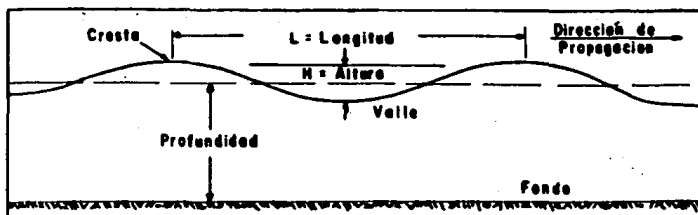


FIGURA 2.1.1. CARACTERISTICAS DEL OLAJE

La presencia de fenómenos atmosféricos tales como los ciclones, llega a provocar alteraciones de la superficie del mar y dá lugar a oleaje ciclónico, que debido a su naturaleza sólo se presentará ocasionalmente pero sus características deben valuarse para prevenir sus efectos destructores sobre estructuras e instalaciones.

Existen varios métodos aplicables para la predicción de las características de la ola ciclónica en aguas profundas, los más comunmente empleados son el Método Analítico de Bretchneider, el Método Gráfico Sverdrup-Munk-Bretchneider y el Método del Espectro del Oleaje.

Sea cual fuere el método empleado, se debe afectar las características de la ola así obtenidas, de los fenómenos respectivos (refracción, difracción, reflexión, rompiente) para determinar la ola ciclónica de diseño.

La irregularidad en las características del oleaje ha llevado a la necesidad de recurrir a un análisis estadístico que permita definir valores representativos del oleaje para estudios específicos, ya que no siempre es económicamente factible el diseñar una estrutura para que resista los efectos de la ola máxima esperada

en un sitio. Puede decirse que para estructuras rígidas la ola de diseño deberá basarse generalmente en la altura promedio del 1% de las olas más altas, para estructuras semirrígidas la altura de la ola de diseño debe seleccionarse dentro de un rango comprendido entre el uno y el 100% de las olas de mayor altura y para estructuras flexibles como son las de enrocamiento, la ola de diseño deberá ser la ola significante H_s , definida como el promedio del tercio de olas más altas de un grupo dado. Este criterio parece ser el más indicado ya que los daños en una estructura de enrocamiento son progresivos y normalmente se requiere de un período amplio de acción del oleaje destructivo para que la estructura deje de proporcionar una protección adecuada; sin embargo, en sitios donde ocurren tormentas de intensidad severa varias veces al año, el uso de H_s puede dar como resultado grandes daños anuales originados por olas mayores que ésta. En tales casos la selección debe basarse en factores tales como disponibilidad de materiales para la coraza, frecuencia de mantenimiento, comparación entre amortización de la inversión inicial y costo de mantenimiento, y localización de la estructura, ya que se debe tomar en consideración si la estructura estará sujeta al ataque de olas en rompientes, olas no rompientes u olas rotas.

Cuando se diseña para condiciones de ola en rompiente, es costumbre despreciar las olas más grandes que rompen antes de alcanzar la estructura, basándose en la suposición de que la fuerza máxima destructiva se deberá a la acción de la ola que rompe completamente sobre dicha estructura. De ahí que cuando la profundidad de diseño frente a ésta sea igual o menor que la correspondiente a la de rompiente, la profundidad predomine en la selección de la ola de diseño.

2.1.3. Mareas

Las mareas son oscilaciones periódicas del nivel del mar ocasionadas por la atracción de los cuerpos celestes sobre la superficie líquida de la Tierra.

Los cuerpos celestes que tienen influencia decisiva son el Sol y la Luna, siendo la acción de ésta mayor que la del Sol, ya que la fuerza de atracción varía en relación directa a las masas de los cuerpos e inversamente al cuadrado de su distancia.

El movimiento vertical de la marea en un punto determinado puede considerarse como la superposición lineal de series de términos -

armónicos, dependiendo los períodos de éstas componentes de los respectivos del Sol y de la Luna.

La observación sistemática de las mareas durante un período grande, permite un análisis adecuado de las características de las componentes, y a la vez permite su utilización para la predicción de las mareas.

La fase ascendente del nivel del mar se denomina flujo y el de descenso reflujo, correspondiendo a los niveles máximos de dichos movimientos los nombres de pleamar y a los niveles mínimos la bajamar.

Entre los tipos de mareas se distinguen las llamadas diurnas, semi-diurnas, y las mixtas, siendo las primeras las que suelen presentar un punto de bajamar y uno de pleamar en veinticuatro horas aproximadamente. Las mareas semi-diurnas son las que presentan dos bajamares y dos pleamares aproximadamente iguales cada día y finalmente las mareas mixtas se caracterizan por tener dos pleamares o bajamares notablemente diferentes en el mismo lapso, tal como se muestra en la figura 2.1.2.

Durante los períodos de luna llena y de luna nueva, los efectos del

Sol y de la Luna se suman de tal manera que las mareas que provocan son mayores, es lo que se denomina mareas vivas o mareas de sicigias; por el contrario, en el cuarto creciente y cuarto menguante la acción del Sol contrarresta a la de la Luna, ocasionando mareas muy pequeñas conocidas como mareas muertas.

A la vez y durante dos ocasiones al año se presentan mareas máximas-maximorum de sicigias, lo cual ocurre de acuerdo con la posición de la Tierra en su órbita (equinoccios de primavera y otoño). Figura 2.1.3.

La variación de niveles del agua motivada por las mareas, ha dado lugar al establecimiento de diferentes planos, que se definen a continuación:

- . Pleamar Máxima Registrada. Es el nivel más alto de un registro dado.
- . Nivel de Pleamar Media. Es el promedio de todas las pleamares durante un lapso considerado.
- . Nivel Medio del Mar. Es el promedio de las alturas horarias durante el período considerado.

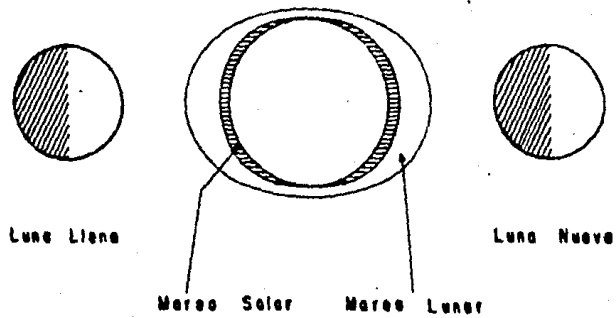


FIGURA 2.13. MAREAS MAXIMAS.

- Nivel de Media Marea. Es el plano equidistante entre la Pleamar Media y la Bajamar Media, obtenido promediando estos - dos valores.
- Nivel de Bajamar Media. Es el promedio de todas las bajamares durante el período considerado.

Bajamar Mínima Registrada. Es el nivel más bajo registrado, debido a las fuerzas de marea periódica, o también que - tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.

El establecimiento de estos planos se realiza en base a las observaciones de las variaciones de las mareas durante un lapso de 18.6 años, en el entendimiento de que el tiempo mínimo que se requiere para establecerlos en algún lugar de interés es de un año, obteniéndose así los niveles mencionados, de una manera imprecisa.

2.1.4. Arrastre Litoral

La energía del oleaje incidente posee una cierta capacidad para poner en suspensión al material granular del fondo y para generar - una corriente litoral. Estos dos hechos resultan en un movimiento

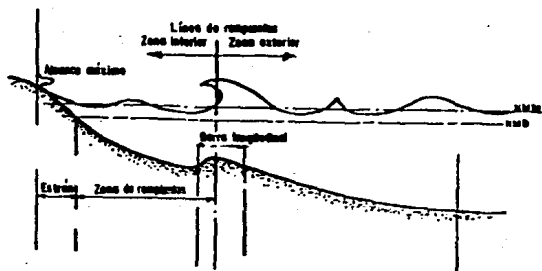
to de material a través de la playa conocido como arrastre litoral.

El inicio de éste movimiento tiene lugar cuando el esfuerzo cortante creado por el movimiento del agua, excede la resistencia de las partículas sólidas del fondo.

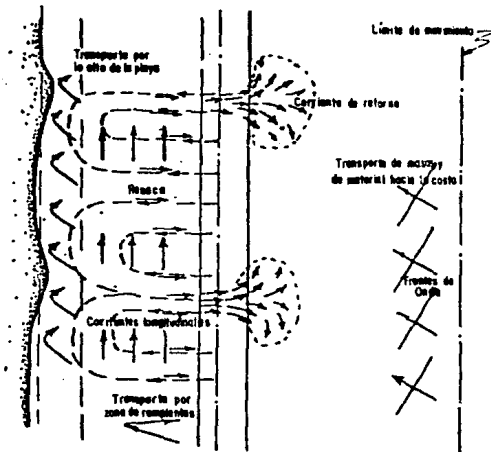
Aunque la mecánica del transporte litoral aún no se conoce con precisión, se puede establecer en general que el material litoral se mueve por alguno de los tres tipos básicos de transporte siguientes:

- a) Material playero movido a lo largo de la zona del estrán bajo una trayectoria en zig-zag o diente de sierra.
- b) material movido en suspensión en la zona de rompientes debido a la turbulencia generada por la rotura de las olas.
- c) Material de fondo movido por las corrientes oscilantes de las moléculas de agua, que someten a los granos de sedimento a fuerzas hidrodinámicas que tienden a ser equilibradas por el peso propio de los granos.

La forma del transporte relativa a los tipos básicos indicados anteriormente se muestra en la figura 2.1.4.



ELEVACION



P L A N T A

FIGURA 2.1.4.
FORMAS DE TRANSPORTE LITORAL

La cuantificación de la cantidad de material que es transportado es un problema complejo que ha llevado a numerosos investigadores - a su estudio en forma tanto teórica como experimental, habiéndose llegado a muy diversos resultados, sin que hasta la fecha se pueda concluir cual de los distintos métodos es más conveniente utilizar.

Existen en términos generales dos tipos de métodos, aquellos que toman en cuenta la velocidad de la corriente litoral y aquellos que hacen partícipe a la energía del oleaje, siendo las fórmulas a las que llegan, de la forma:

$$Q_s = C f(V)$$

$$Q_s = K f(E)$$

donde

$$Q_s = \text{Gasto sólido}$$

$$C, K = \text{Constantes relacionadas con las características del material}$$

$$f(V) = \text{Función de la velocidad de la corriente}$$

$$f(E) = \text{Función de la energía del oleaje}$$

El valor de éstas funciones varía en la consideración de las características del oleaje incidente sobre la playa.

Dentro de las características del material, las más importantes son la granulometría y su densidad, para la cuantificación del arrastre litoral.

Cabe hacer mención que los distintos métodos para la evaluación de este fenómeno, son de tipo empírico y se han desarrollado para lugares específicos y por ello su aplicación a otros sitios da como resultado discrepancias numéricas, por ello es recomendable, siempre que sea posible, efectuar mediciones directas para conocer mejor la forma como son arrastrados los granos, para obtener datos para la calibración de algún modelo matemático que permita estimar en forma confiable la cantidad de material sólido en movimiento.

2.2. Análisis Estructural

2.2.1. Presiones Ejercidas por el Oleaje.

Dentro de los factores más importantes a considerar en el análisis de las estructuras de protección figuran la estabilidad de las mismas y consecuentemente las presiones ejercidas por el oleaje,

que atentan definitivamente sobre aquella.

Diversos investigadores se han evocado a encontrar algún método que permita estimar las presiones ocasionadas por el oleaje pero, debido a la complejidad del fenómeno, es difícil llegar a una base racional para determinar la magnitud y distribución de las fuerzas con suficiente exactitud para obtener un diseño seguro y económico. Existen fórmulas teóricas y empíricas pero aún no hay un método apropiado que haya ganado una completa aceptación. Es posible calcular con una razonable aproximación la altura, longitud y dirección de la ola de diseño y determinar las características de la ola en el sitio propuesto para la ubicación de las obras pero no ha sido posible, y existe una urgente necesidad de ello, de encontrar métodos por los cuales las estructuras puedan ser diseñadas con una seguridad compatible con la de la determinación de las características del oleaje.

Un primer paso en la evaluación de las fuerzas del oleaje es determinar si la estructura estará sujeta a la acción de olas no rompientes, olas en rompiente u olas rotas, debido a que existirán diversas condiciones según sea el caso.

Las fuerzas debidas a olas no rompientes son esencialmente hidrostáticas, en tanto que las olas rompientes y rotas ejercen una sobrepresión debida a los efectos dinámicos del agua en turbulencia y a la compresión de masas de aire atrapado.

a) Olas no rompientes.

Las olas no rompientes se presentan en regiones protegidas o donde el fetch está limitado, y cuando la profundidad en la estructura es mayor que cerca de 1.5 veces la altura de la ola máxima esperada.

Las primeras investigaciones tendientes a determinar las presiones sobre las estructuras que nos ocupan se deben a Thomas — Stevenson (1842-1858) y a D. Gaillard (1890-1903) que hicieron amplias mediciones con dinamómetros, de las fuerzas sobre rompeolas y estructuras costeras. Sin embargo la exactitud de sus equipos de medición no era muy adecuada, y la manera en la cual se obtuvieron los datos no permitieron una determinación exacta de la magnitud y distribución de las presiones o la correlación de las presiones con las dimensiones del oleaje.

En 1890 L. D' Auria calculó las presiones del oleaje sobre un muro vertical aplicando el principio de la cantidad de movimiento. Dividiendo la cantidad de movimiento entre la duración del mismo, él obtuvo la presión media:

$$\frac{P}{\gamma} = \frac{HC^2}{g} \quad (2.2.1)$$

donde:

- P = Presión media del oleaje
- γ = Peso específico del agua
- H = Altura de ola
- C = Celeridad del oleaje
- g = Aceleración de la gravedad

Esta presión aceptada como uniformemente distribuida hasta la altura de la ola sobre el nivel de aguas tranquilas. A ésta presión fué sumada la presión hidrostática correspondiente para el alcance máximo de la ola. La suma de éstos dos conceptos es tomada como la presión máxima actuando sobre la estructura.

Un método similar al propuesto por D'Auria, pero utilizando un poco las teorías del oleaje de Gerstner y St. Venant y Flamant, fue propuesta en 1926 por Jorge Lira Orrego. En su teoría Lira

establece los siguientes principios:

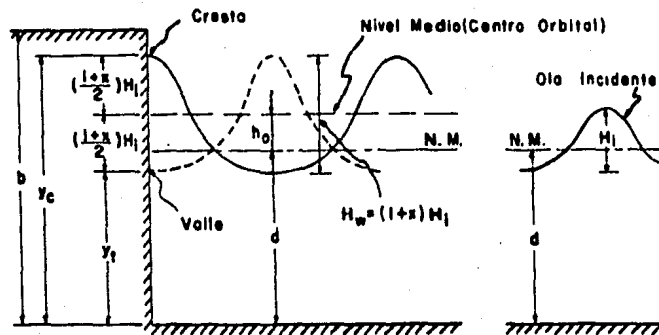
En el instante en que el punto más alto de la cresta entre en contacto con el muro, existe una presión del tipo estático debida a la altura de la cresta sobre el nivel de aguas tranquilas, y una presión dinámica que se extiende de la cresta hasta el fondo, causada por las partículas que en ese instante están en la parte superior de sus órbitas elípticas y tienen las correspondientes velocidades orbitales dadas por:

$$V_{zc} = \frac{\pi H}{T} \frac{\text{Cosh} \frac{2\pi}{L} (d + y_0)}{\text{Senh} \frac{2\pi d}{L}} \quad (2.2.2)$$

en la cual:

- V_{zc} = Velocidad orbital de la ola
- T = Período del oleaje
- π = constante = 3.1416
- d = Profundidad correspondiente al N.M.
- y_0 = Ordenada al origen (N.M.) de una partícula en reposo

Lira dice que la elevación de la cresta sobre el nivel de aguas tranquilas es $H/2 + h_0$, (figura 2.2.1), en la cual de:



d = Profundidad

H_1 = Altura de Ola Incidente

x = Coeficiente de Reflexión

h_o = Elevación del Centro Orbital del Clapote Sobre el N. M.

y_c = Profundidad de la Cresta = $d + h_o + \left(\frac{1+x}{2}\right) H_1$

y_t = Profundidad del Valle = $d + h_o - \left(\frac{1+x}{2}\right) H_1$

b = Altura del Muro

FIGURA 2.2.1. OLAJE NO ROMPIENTE. TERMINOLOGIA.

$$h_z = \frac{\pi r^2}{L}$$

$$r = (H/s) \frac{\cosh \frac{2\pi}{L} (d + y_0)}{\sinh \frac{2\pi d}{L}}$$

Se obtiene:

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{4L} \coth^2 \frac{2\pi d}{L} \quad (2.2.3)$$

en estas expresiones:

h_z = Distancia del eje orbital de una partícula al plano de reposo.

r = radio de la orbita

h_0 = distancia del eje orbital de las partículas superficiales al N.M.

La presión dinámica creada por la ola, de acuerdo con Lira, está dada por la ecuación:

$$\frac{P_z}{\gamma} = \frac{K V_c^2}{2g} \quad 6$$

$$\frac{P_z}{\gamma} = \frac{4 V_c^2}{2g} \quad (2.2.4)$$

sustituyendo en la expresión anterior la correspondiente a V_c , (v_e locidad orbital a cualquier profundidad):

$$V_c = \frac{2 \pi r}{T} \quad (2.2.5)$$

$$\frac{P_z}{\gamma} = \frac{2 \pi^2 H^2}{g T^2} \frac{\cosh^2 \frac{2 \pi}{L} (d+y_o)}{\sinh^2 \frac{2 \pi d}{L}}$$

Cuando $y_o = 0$, en la superficie:

$$\frac{P_o}{\gamma} = \frac{2 \pi^2 H^2}{g T^2} \coth^2 \frac{2 \pi d}{L} \quad (2.2.6)$$

y cuando $y_o = -d$ en el fondo:

$$\frac{P_d}{\gamma} = \frac{2 \pi^2 H^2}{g T^2 \sinh^2 \frac{2 \pi d}{L}} \quad (2.2.7)$$

En 1938 Ramón Iribarren Cavanilles modificó partes de las teorías de St. Venant y Flamant y obtuvo ecuaciones para calcular las presiones estática y dinámica causadas por el oleaje. Las presiones estáticas se calcularon en base al movimiento trocoidal para cualquier tirante, resultando menores que las obtenidas por Lira. Las ecuaciones para presión dinámica de Iribarren, introducen la celeridad de la onda en vez de la velocidad orbital y las presiones resultantes son mayores que aquellas encontradas por la fórmula de Lira.

Las presiones dinámicas $(\frac{P}{\gamma})_{dy}$ que se considera actúan en crestas orbitales, a distancias:

$$y = y_0 + h_z + H \frac{\text{Senh } \frac{2\pi}{L} (d + y_0)}{\text{Senh } \frac{2\pi d}{L}} \quad (2.2.8)$$

Sobre el N.M., están dadas por la ecuación:

$$\left(\frac{P}{\gamma}\right)_{dy} = \left(\frac{H}{2}\right) \frac{\text{Cosh } \frac{2\pi}{L} (d + y_0)}{\text{Cosh } \frac{2\pi d}{L}} \quad (2.2.9)$$

Las presiones estáticas correspondientes, son:

$$\frac{P}{\gamma} = \left(\frac{P}{\gamma}\right)_{dy} \frac{\pi}{L} \text{Co th } \frac{2\pi d}{L} + \left(\frac{P}{\gamma}\right)_{dy} \quad (2.2.10)$$

Las soluciones de D'Auria, Lira e Iribarren han sido llamados los métodos estático-dinámicos. La principal objeción a éstos métodos es que están basados en el cálculo de las velocidades de las partículas sobre sus órbitas elípticas, órbitas que se ven afectadas por la estructura, es decir, los métodos consideran que la estructura no modifica el movimiento de la ola y que las presiones son aquellas que se producirían contra un plano súbitamente insertado en la cresta de la ola, y además éstos métodos no consideran

las grandes cantidades de agua que pasan sobre las obras, y las velocidades considerables que se obtienen en la base de los muros durante el ataque del oleaje.

En 1923, Víctor Benezit introdujo un método que fué el primero en considerar los efectos de ondas estacionarias o clapotis, basándo-se en la teoría de oleaje de Gerstner. El fenómeno se presenta - cuando series de ondas progresivas son reflejadas por una superficie vertical perpendicular a las ondas, produciendo así éste tipo de ondas estacionarias.

Las ecuaciones del movimiento se obtuvieron de la superposición de trenes opuestos de ondas progresivas. La altura de ola del clapotis se encontró de $2H$ siendo la presión a una profundidad $-d = L/2$ de $\gamma d = \gamma L/2$.

La ecuación para encontrar la presión resulta ser:

$$\frac{P}{\gamma} = z + \frac{\pi H^2}{2L} (e^{4\pi z/L} - 1/2) \quad (2.2.11)$$

Estas presiones están aplicadas a una distancia r sobre y bajo el eje orbital, donde:

$$r = H e^{2 \pi z/L}$$

que es dos veces el radio de la órbita descrita por las partículas.

En 1928 George Sainflou publicó una teoría para calcular presiones sobre muros verticales situados en profundidades finitas. Sainflou superpuso dos trenes opuestos de ondas progresivas elípticamente trocoidales para obtener ondas estacionarias elípticamente trocoidales cuyo tipo de movimiento, según él, ocurre frente al muro. Esta superposición no es posible, rigurosamente, y mayores aproximaciones como aquellas inherentes en las ondas progresivas en aguas bajas fueron necesarias. En el tipo de movimiento resultante, conocido como clapotis, una partícula de coordenadas (X_0, y_0) describe una órbita representada por las ecuaciones:

$$X = X_0 + 2r \operatorname{Sen} \frac{2 \pi t}{T} \operatorname{Cos} \frac{2 \pi X_0}{L} \quad (2.2.12)$$

$$y = y_0 + \frac{4 \pi r r'}{L} \operatorname{Sen}^2 \frac{2 \pi t}{T} + 2 r' \operatorname{Sen} \left(\frac{2 \pi t}{T} \operatorname{Sen} \frac{2 \pi X_0}{L} \right)$$

Las ordenadas máximas y mínimas de la partícula inicialmente en

reposito en X_0, y_0 difieren de $4 r' \cos \frac{2 \pi X_0}{L}$. Por consiguiente, la altura del clapotis es $4 r'$, o dos veces la altura de la ola no obstruida. Las crestas de las órbitas del clapotis están a una altura $\frac{4 \pi r r'}{L} + 2 r'$ sobre el nivel y_0 . El primer término de esta expresión representa el valor máximo del nivel medio de la órbita sobre la partícula en reposo, o

$$h_z = \frac{4 \pi r r'}{L}$$

Para la superficie libre, $y_0 = 0$, $r' = \frac{H}{2}$, y $r = \frac{H}{2} \left(\operatorname{Co th} \frac{2 \pi d}{L} \right)$

$$\left(\operatorname{Co th} \frac{2 \pi d}{L} \right)$$

y

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \operatorname{Co th} \frac{2 \pi d}{L}$$

Que es cuatro veces el valor correspondiente de h_0 para la ola no obstruida según la teoría de Gerstner. La expresión de Sainflou para presiones sobre muros verticales es:

$$\frac{P}{\gamma} = y_0 + \frac{H \operatorname{Sen} \frac{2 \pi t}{T}}{T} \left[\frac{\operatorname{Cosh} \frac{2 \pi}{L} (d + y_0)}{\operatorname{Cosh} \frac{2 \pi d}{L}} - \frac{\operatorname{Senh} \frac{2 \pi}{L} (d + y_0)}{\operatorname{Senh} \frac{2 \pi d}{L}} \right] \quad (2.2.13)$$

Cuando $\text{Sen } \frac{2 \pi t}{T} = \pm 1$, la expresión anterior da presiones pa ra puntos situados a una distancia $2 r'$ sobre y bajo el eje orbital $y_0 + h_z$. Cuando la cresta está sobre el muro, esta ecuación re- presenta una curva con una presión de cero a la altura $H + h_0$ so bre el N.M.M., y una presión en el fondo ($y_0 = -d$) de:

$$\frac{P}{\gamma} = d + \frac{H}{\text{Cosh } \frac{2 \pi d}{L}} \quad (2.2.14)$$

Cuando el clapotis esta en el valle, la ecuación general anterior re presenta una curva con una presión de cero a la profundidad $(H-h_0)$ bajo el N.M.M., y una presión en el fondo de:

$$\frac{P}{\gamma} = d - \frac{H}{\text{Cosh } \frac{2 \pi d}{L}} \quad (2.2.15)$$

Las curvas de presiones resultantes pueden ser aproximadas con un factor adicional de seguridad por líneas rectas, que simplifican el cálculo de presiones sobre el muro.

En 1935, M. Gourret publicó un artículo donde trata sobre las ondas estacionarias en aguas de profundidad finita, en el cual analiza las aproximaciones introducidas por Benezit y Sainflou. Gourret

enfatisa en que este método así como el de Benezit y Sainflou - son aplicables, teóricamente, sólo para oleajes pequeños, y que las aproximaciones introducidas son menos confiables a medida que las presiones decrecen. Las ecuaciones obtenidas por Gourret dan resultados comparables con los obtenidos por Sainflou.

La altura de ola del clapotis se consideró como $2H$, como en el método anterior y en la superficie libre, la altura del eje orbital sobre el nivel de aguas tranquilas esta dado como:

$$h_o = \frac{\pi H^2}{L} \left(\operatorname{Tanh} \frac{2\pi d}{L} - \operatorname{Coth} \frac{4\pi d}{L} \right) + \frac{\pi H^2}{2L} \left(\frac{\operatorname{Coth} \frac{4\pi d}{L}}{\operatorname{Senh}^2 \frac{2\pi d}{L}} \right) \quad (2.2.16)$$

que dá valores menores que los obtenidos por el método de Sainflou excepto para valores pequeños de d/L . Gourret determinó la presión sobre un muro para las posiciones de cresta y valle del clapotis. Las curvas de presiones resultantes pueden reemplazarse - por líneas rectas sin caer en errores grandes. La presión es cero a una altura $(H + h_o)$ sobre el nivel del mar cuando se considera la cresta y cero también a una altura $(H + h_o)$ bajo el N.M.M. -

para el valle. La presión en el fondo, a una profundidad d , es:

$$\frac{P}{\gamma} = d - \frac{\pi H^2}{L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \pm \frac{H}{\text{Coth} \frac{2\pi d}{L}} \quad (2.2.17)$$

el último término de la ecuación anterior es positivo cuando la on
da ataca con la cresta y negativo para el valle.

En 1934 David A. Molitor desarrolló un método empírico para cal
cular presiones sobre estructuras verticales. Completando los re
gistros de Gaillard, él obtuvo una curva de presión cuya forma se
ajusta a la envolvente de presiones máximas a diferentes elevacio
nes.

De acuerdo con la curva envolvente de Molitor, la presión es cero
a $H + \frac{4H^2}{L}$ sobre el N.M.M. y a una distancia $H - \frac{2H^2}{L}$ bajo el -
mismo nivel. La presión máxima, que se supone actúa a $h_0 =$
 $\frac{2H^2}{L}$ sobre el nivel de aguas tranquilas esta dado por:

$$\frac{P_m}{\gamma} = \frac{K}{2g} (C + V_{oc})^2 \quad (2.2.18)$$

en la cual C y V_{oc} representan la celeridad y la velocidad orbital
respectivamente y valen:

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

$$V_{oc} = \frac{\pi H}{T} \coth \frac{2\pi d}{L}$$

Molitor evaluó el factor K de las observaciones de Gaillard y llegó a valores que varían de 1.3 a 1.7 dependiendo de la velocidad del viento.

Observaciones experimentales hechas por Rundgren en 1958 han indicado que el método de Sainflou sobreestima las fuerzas de olas no rompientes para olas grandes. La teoría de Miche (1944), modificada por Rudgren, considera el coeficiente de reflexión de la estructura, parece ser que así esta en mayor concordancia con las fuerzas medidas experimentalmente.

La altura de la ola que existiría si la estructura no estuviera presente sería la altura de la ola incidente H_i . Ya con la estructura la altura de la ola resulta ser la suma de H_i y la altura de la ola reflejada H_r .

$$H_w = H_i + H_r = (1 + X) H_i$$

Siendo X el coeficiente de reflexión.

Así, la cresta y el valle del clapotis se localizan a distancias.

$$Y_c = d + h_0 + \frac{1+X}{2} H_i$$

Sobre el fondo, respectivamente.

Este método considera que para la cresta, la presión se incrementa de cero en la superficie libre, a un valor $Y_d + p_i$ en el fondo,

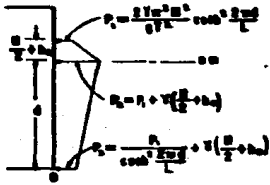
$$P_i = \left(\frac{1+X}{2} \right) \frac{H_i}{\text{Cosh} (2 \pi d/L)} \quad (2.2.19)$$

Para el valle la presión varía de cero en la superficie libre a $Y_d - P_i$ en el fondo.

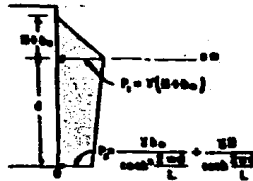
En las figuras 2.2.1, 2.2.2 y 2.2.3 se muestran la magnitud y distribución de las presiones causadas por el oleaje según los diversos métodos explicados anteriormente.

Los métodos aquí presentados, pueden clasificarse en tres categorías:

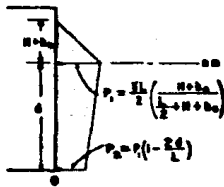
- 1) Los métodos estático - dinámicos de d'Auria, Lira, e Iribarren;
- 2) Los métodos de oleaje estacionario o de clapotis de Benezit, Saïnflou, Gourret y Rundgren; y
- 3) El método empírico de Molitor.



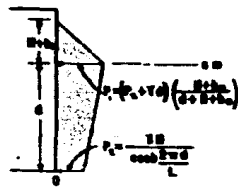
LIRA



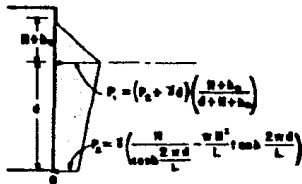
IRIBARREN



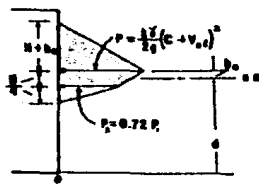
BENEZIT



SAINFLOU



GOURRET



MOLITOR

FIGURA 222. DIAGRAMAS DE PRESIONES.

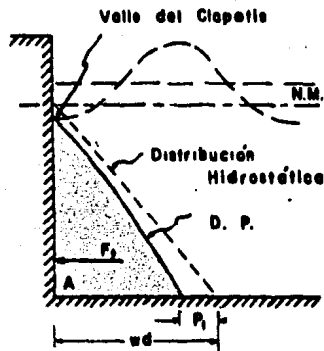
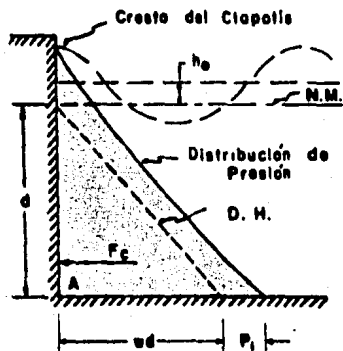


FIGURA 2.2.3. OLEAJE NO ROMPIENTE. DISTRIBUCION DE PRESIONES.

Las objeciones a las teorías estático-dinámicos fueron mencionadas con anterioridad y sólo cabe subrayar que el método de Lira da presiones más pequeñas que con los otros y el de Iribarren es un poco más confiable. En los del segundo tipo, el método de Benazit puede descartarse, aunque da presiones muy parecidas a las de Sainflou, ya que trata sólo con olas en aguas profundas. El método de Miche - Rundgren da valores bastante confiables ya que está apoyado en observaciones. El método empírico de Molitor da resultados concordantes con las mejores teorías, pero la validez de éste método depende de la selección apropiada de los coeficientes correspondientes a diferentes velocidades y duraciones del viento.

b) Olas en Rompiente.

Si las estructuras están situadas a profundidades aproximadamente iguales a la altura de la ola, resulta que las ondas son orbitalmente destruidas y rompen sobre la estructura con presiones de impacto mayores que las provocadas por ondas estacionarias o de clapotis.

Este fenómeno ha sido estudiado por diversos investigadores entre

los que destacan J. R. Morison, D.F. Denny, de Rouville y otros, sin embargo las contribuciones más importantes se deben sin duda a los experimentos llevados a cabo por Ralph A. Bagnold en 1939, en que encontró que no todas las olas en rompiente provocan presiones de impacto, debido a que es necesario un sistema crítico de presiones, antes de que el fenómeno de presiones altas pueda ocurrir. De acuerdo con Bagnold, la condición crítica necesaria es el atrapamiento de pequeñas bolsas de aire entre el repliegue frontal de la ola y el muro. Debido a ésta dependencia crítica en la geometría del oleaje, presiones de impacto grande no son frecuentes contra las estructuras. Sin embargo, la posibilidad de presiones de impacto grande deben reconocerse, y considerarse en el diseño.

R. Minikin desarrolló un procedimiento de diseño basado en observaciones de rompeolas y en los resultados del estudio de Bagnold.

El método de Minikin puede dar fuerzas extremadamente altas, hasta de 15 a 18 veces las calculadas para oleaje no rompiente. Por lo tanto, el siguiente procedimiento debe ser usado con reservas, y solo hasta que un método de cálculo más exacto sea desa-

rollado.

La presión máxima que se supone actúa en el nivel de aguas tranquilas esta dado por:

$$P_m = 101 w \frac{H_b}{L_D} \frac{ds}{D} (D + ds) \quad (2.2.20)$$

donde P_m es la presión dinámica máxima, H_b es la altura de ola rompiente, ds es la profundidad al pie de la estructura, D es la profundidad de la ola frente al muro, y L_D es la longitud de ola en aguas de profundidad D , figura 2.2.4.

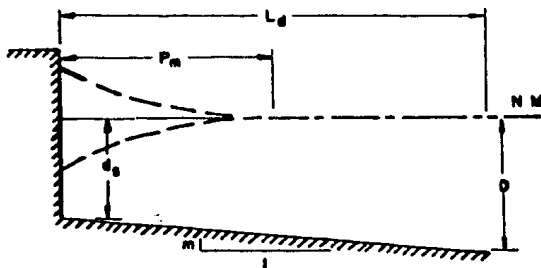


FIGURA 2.2.4. METODO DE MINIKIN. TERMINOLOGIA.

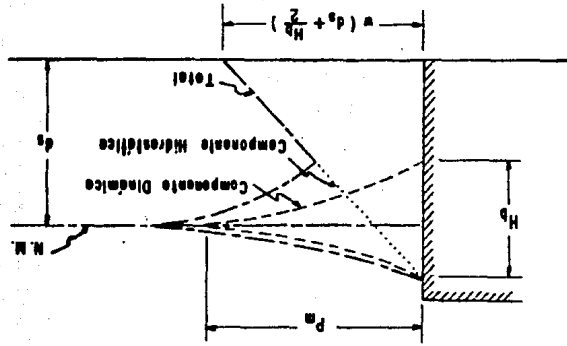
La distribución de presiones dinámicas es como la mostrada en la figura 2.2.5. La presión decrece parabólicamente de P_m en el nivel de aguas tranquilas hasta cero a una distancia de $H_D/2$ sobre y bajo el N.M.

A esta presión dinámica debe además agregarse la presión hidrostática resultante para tener la presión total y poder obtener las fuerzas y los momentos respectivos.

Todas las teorías y fórmulas presentadas anteriormente fueron deducidas para estructuras verticales, sin embargo son aplicables para estructuras de talud reduciendo la componente dinámica de la presión del oleaje aplicando como factor a $\text{Cos}^2 \alpha$, donde α es el ángulo que la estructura forma con la vertical. También los anteriores métodos atañen oleajes que inciden normalmente al alineamiento del rompeolas. No se considera necesario ajustar los valores recomendados para ángulos de incidencia del oleaje mayores - de cero grados, ya que J. Larras mostró tanto en análisis teórico como en modelos de prueba, que la presión del oleaje no varía - apreciablemente con respecto al ángulo de incidencia.

La estabilidad de las estructuras en su conjunto se ve afectada por

FIGURA 2.2.5. METODO DE MINIKIN. DISTRIBUCION DE PRESIONES.



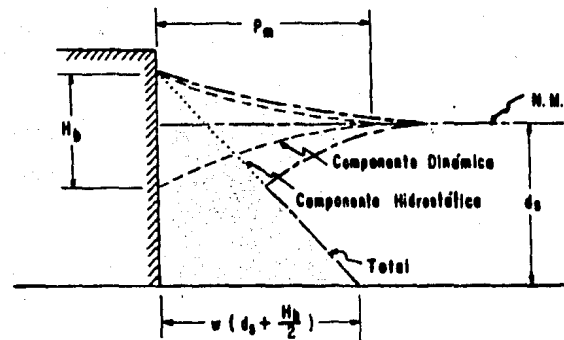


FIGURA 2.2.5. METODO DE MINIKIN. DISTRIBUCION DE PRESIONES.

las presiones que ejerce el oleaje sobre aquellas, por lo que teniendo conocidas éstas fuerzas es posible llevar a cabo un análisis de estabilidad por los métodos conocidos de círculo de falla o cualquier otro para determinar los coeficientes de seguridad de la estructura, sin embargo, en la práctica esta revisión sólo se efectúa en casos muy particulares y lo que prevalece en el diseño es la determinación del peso y tamaño de los elementos que forman la estructura de la manera que a continuación se indica.

2.3. Diseño

Las estructuras de protección playera de talud, pueden ser construidas de diversos materiales, sin embargo generalmente están compuestas de varias capas de elementos colocados al azar, protegidas con una cubierta de unidades seleccionadas que forman la coraza y que pueden ser piedras de banco o bien unidades de concreto. Estas unidades pueden colocarse de una manera ordenada para obtener una buena acción de trabazón entre ellas o pueden colocarse al azar.

La disposición general de dichas capas es como la mostrada en la figura 2.3.0.

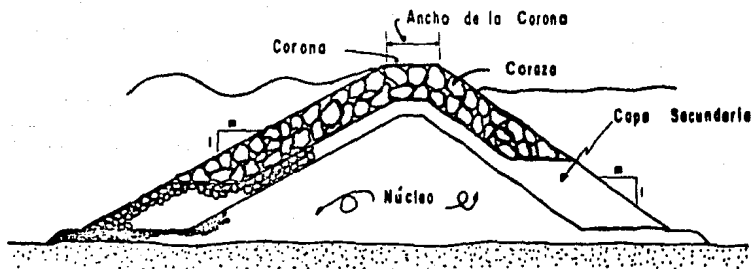


FIGURA 2.3.0. OBRAS DE TALUD. SECCION TIPO.

El diseño de este tipo de estructuras consiste generalmente en la determinación de los siguientes puntos:

- . Elevación de la corona de la obra
- . Elevación de las capas subyacentes
- . Ancho de las coronas
- . Espesores de las capas
- . Peso de los elementos constitutivos de la coraza y rangos aceptables
- . Peso de los elementos interiores y rangos aceptables
- . Espesores de las capas

Los cuatro primeros puntos se pueden encuadrar dentro de lo que se podría llamar dimensionamiento de la estructura, en tanto que los dos últimos caerían dentro de lo que es la estabilidad de la misma.

Un primer paso en el diseño consiste en la selección de la ola de diseño, en la que hay que combinar el aspecto estructural con el

económico. Una obra puede diseñarse para que resista el embate de cualquier ola que pudiera presentarse pero esto traería con - ello un aspecto negativo desde el punto de vista económico. Generalmente conviene aceptar una ola con una frecuencia de ocurrencia mayor, pensando que se podrían tener daños leves. Por ello es recomendable el uso de la ola significativa o un oleaje de frecuencia mayor aunque en algunas ocasiones cuando la profundidad de diseño frente a la estructura es semejante a la profundidad de rompiente, esta predomine en la selección de la ola de diseño, la figura 2.3.1. puede usarse para esta situación, conociendo la pendiente de la playa y la profundidad de diseño.

2.3.1. Estabilidad

Hasta el comienzo del segundo cuarto del presente siglo, las características de los rompeolas de talud, estuvieron determinadas por métodos enteramente empíricos aunque se haya tratado con este problema durante siglos.

Usualmente se comparaba el caso bajo estudio con estructuras existentes, prescribiendo obras más firmes, más resistentes, cuando aquellas localizadas en lugares con una exposición similar no re-

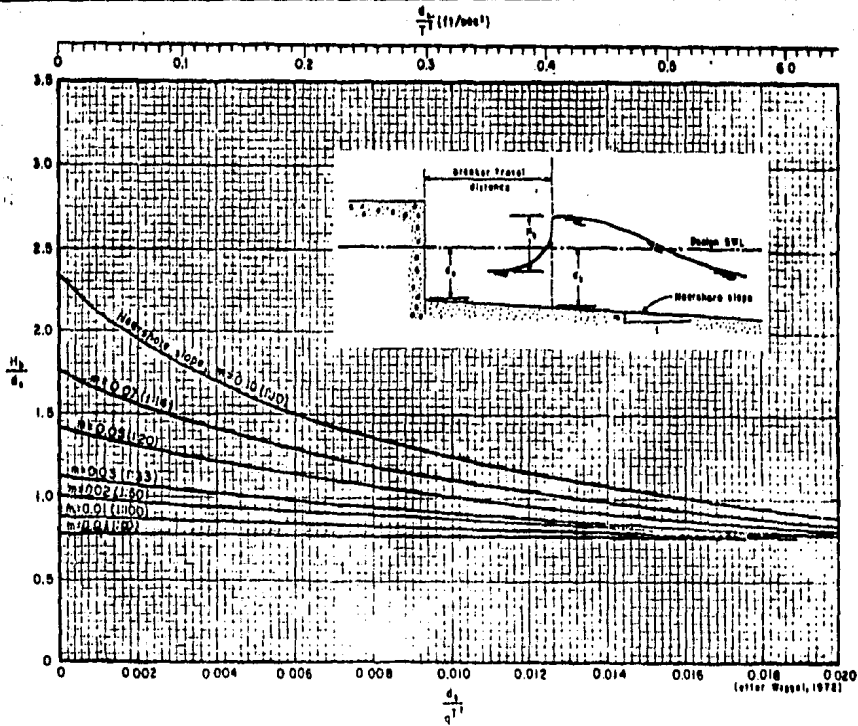


FIGURA 2.3.1. PROFUNDIDAD RELATIVA-OLEAJE DE DISEÑO.

sistían las tormentas más violentas actuando sobre ellas.

La primera fórmula empírica para el diseño de rompeolas no apareció antes de 1933, pero esta y otras fórmulas subsecuentes no fueron más allá en el ordenamiento y reducción del uso de métodos arbitrarios para la elección de los elementos componentes de los taludes más directamente sujetos a la acción del oleaje. Aún ahora queda mucho por conocer sobre la estabilidad de las estructuras pero son indudables los grandes cambios logrados en éste - campo gracias al enorme avance en el campo teórico que ha colocado los conocimientos en la mayoría de las materias de la Hidráulica Marítima en un nivel satisfactorio, a la ayuda invaluable de pruebas en modelos reducidos y a un mejor conocimiento de los fenómenos naturales que hacen posible una estimación satisfactoria de las características de las olas esperadas.

La primera fórmula utilizada, que permitió el cálculo de los taludes y peso de las unidades componentes de la coraza para este tipo de estructuras fué presentada en 1933 por el Ingeniero Español Eduardo Castro, y esta basada en las siguientes consideraciones teóricas:

- a) La acción destructiva de la ola es proporcional a su longitud, ya que, la altura de la ola de tormenta es proporcional a su longitud, y la energía del oleaje es proporcional a H^3 ;
- b) El peso del elemento necesario para resistir la acción del oleaje es directamente proporcional a su densidad en el aire e inversamente proporcional al cubo de su densidad en el agua.
- c) La estabilidad de los elementos sujetos a la acción del oleaje es inversamente proporcional a una función del ángulo del talud o sea:

$$W = 0.704 \frac{H^3 s}{(\cot \alpha + 1)(s - 1)^3 \sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{s}}} \quad (2.3.1)$$

donde:

- W - peso de un elemento de coraza en toneladas
- H - altura de la ola en metros
- s - densidad relativa de los elementos
- α - ángulo del talud medido desde la horizontal

Esta fórmula dá valores pequeños para W y al hacer al ángulo de -

reposito dependiente de la gravedad específica de las unidades, va en contra de lo conocido en mecánica de suelos. Esta fórmula no es del todo aceptada e incluso se sabe que permanece sin aplicación práctica.

La segunda fórmula se debe también a un Ingeniero Español — Iri barren Cavanilles — y es de especial interés, tan es así que se encuentra en uso sistemático en Portugal desde 1946. La fórmula fue presentada por primera vez en 1938 en la forma:

$$W = K \frac{H_b^3 s}{(\cos \alpha - \text{Sen } \alpha)^3 (s - 1)^3} \quad (2.3.2)$$

en donde:

H_b = altura de ola rompiente

K = 0.015 para piedra de banco

K = 0.019 para bloques artificiales

De acuerdo con el autor, la siguiente fórmula puede usarse cuando la profundidad d al pie de la estructura no exceda del seis por ciento de la longitud de onda:

$$W = K \frac{H^3 s}{(\cos \alpha - \text{Sen } \alpha)^3 (s - 1)^3} \quad (2.3.3)$$

donde:

H = altura de la ola que se tendría sin la estructura

K = 0.023 para piedra de banco

K = 0.029 para elementos artificiales

Los valores del coeficiente K no son adimensionales y fueron obtenidos por Iribarren de sus observaciones en rompeolas.

Una forma más general para la ecuación anterior, que incluye un coeficiente de fricción y que es además dimensionalmente homogénea es:

$$W = K' \frac{\gamma_r \mu^3 H^3}{(\mu \cos \alpha - \text{Sen} \alpha)^3 (s-1)^3} \quad (2.3.4)$$

en la cual:

W = peso de un elemento de coraza

H = altura de ola

K' = coeficiente adimensional indeterminado

γ_r = peso específico del elemento

μ = coeficiente de fricción

α = ángulo que forma el talud con la horizontal

Estas fórmulas presentadas por Iribarren son similares a la de Castro, de la cual difieren en el coeficiente y en la función que toma en cuenta la influencia del ángulo del talud. La aplicación de estas fórmulas a taludes grandes conduce a valores muy altos del peso de los elementos de la coraza, que en la mayoría de los casos impide la adopción de esos taludes. Este es uno de los aspectos negativos de la fórmula.

Un análisis de los coeficientes indicados por el autor muestra que, si los demás factores son iguales, el peso de las unidades necesario para una estructura es mayor para bloques artificiales que para piedras naturales, lo cual es contrario a los resultados observados en pruebas de laboratorio.

Los coeficientes $K = 0.015$ y $K = 0.019$ fueron determinados por Iribarren a partir de los daños ocasionados en dos diferentes rompeolas; el hecho de que los valores de estos coeficientes se confirmara para un sólo rompeolas de cada tipo y a algunas condiciones peculiares en ambos (profundidades bajas comparadas con la máxima altura de ola que se presenta en el sitio, así como la naturaleza del fondo) parece indicar que los coeficientes así determinados pueden, en las mejores circunstancias, aplicarse a es-

estructuras en condiciones similares. Consecuentemente la generalización de ésta fórmula puede sólo confirmarse por casualidad. - De hecho K varía ampliamente con los diferentes factores que intervienen en el fenómeno.

Las fórmulas de Iribarren están basados en la suposición de que - las fuerzas dinámicas que tienden a desplazar a los elementos del talud son proporcionales a la altura de la ola, al área del elemento sobre el cual actúan las fuerzas, y al peso específico del líquido ($F_{dy} = k A \gamma_r H$).

También el análisis está basado en un diagrama de fuerzas como el mostrado en la figura 2.3.2. Por equilibrio, la fuerza de fricción R debe balancear a la componente del peso sumergido W' .

La fuerza dinámica (F_{dy}) se supone que actúa hacia arriba, perpendicular al talud. Esta suposición se apoya en las siguientes premisas:

- 1) Las olas rompen sobre la estructura y mandan chorros de agua hacia abajo, perpendicularmente al talud; y
- 2) Al inicio y al final de este fenómeno, los chorros crean fuer

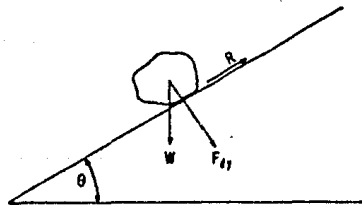
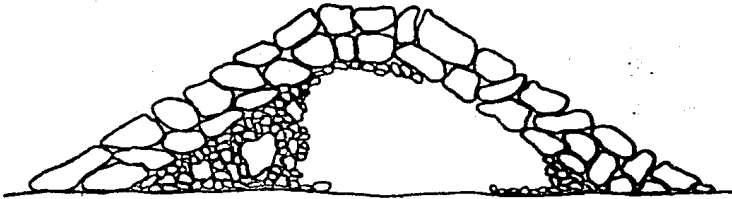


FIGURA 2.3.2. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA UN ELEMENTO DE CORAZA.

zas opuestas en dirección al flujo de agua en dichos chorros.

Aunque ésta última premisa sea probablemente correcta, la suposición de que la ola rompe completamente y dirige un chorro hacia abajo en forma perpendicular al talud esta sujeto a crítica, experimentos llevados a cabo en el Waterways Experiment Station indican que el oleaje en rompiente tiende a alguna de estas tres cosas:

- a) Pueden realizar un rompimiento completo con la dirección - del chorro aproximadamente perpendicular al talud;
- b) Pueden ser reflejadas y establecer un sistema estacionario de oleaje o clapotis; o
- c) Pueden efectuar un rompimiento parcial, con el chorro resultante pobremente definido, y con una parte de la energía del oleaje reflejada.

La fórmula puede también ser cuestionada debido a que no toma en cuenta la inherente estabilidad o inestabilidad del oleaje incidente (que es función de H , L y d), los vacíos (o huecos) en la piedra, forma del elemento y rugosidad relativa. Los efectos de éstas variables, las cuales no están incluidas en la fórmula, y los efectos

de inexactitud en las suposiciones de partida, deben considerarse en el coeficiente K' . Si la fórmula de Iribarren quiere hacerse su ficientemente exacta con propósitos de diseño, aún con el rango de variables encontradas en la práctica, será necesario determinar, ya sea experimentalmente o por medio de un gran número de observaciones, las variables contenidas en K' y las variaciones de éste coeficiente con respecto a estas variables importantes.

En 1948, Mathews presentó una fórmula, la cual, conservando la notación anterior, se puede escribir en la forma:

$$W = 0.00149 \frac{H^2 T s}{(\cos \alpha - 0.75 \operatorname{Sen} \alpha)^2 (s-1)^3} \quad (2.3.5)$$

en donde:

T = Período del oleaje en segundos.

También, en el XVII Congreso Internacional de Navegación de 1949, Epstein y Tyrrell presentaron los primeros resultados de sus investigaciones sobre el tipo de estructuras que nos ocupa, llegando a determinar la siguiente fórmula:

$$W = K_t \frac{H^3 s}{(s-1)^3 (\mu - \tan \alpha)^3} \quad (2.3.6)$$

en donde:

K_t = Coeficiente función de α , μ y d/L incluyendo tres coeficientes adicionales definidos en función del tamaño de los elementos.

μ = Coeficiente de fricción, elemento sobre elemento, prácticamente igual a la unidad.

Esta fórmula también está basada en un diagrama de fuerzas similar al de Iribarren, sólo que incluyendo además una fuerza tangencial, atribuida al movimiento del agua. Los autores de esta fórmula suponen que la componente vertical de la presión dinámica sobre el elemento es proporcional al cuadrado de la componente vertical de la velocidad orbital del oleaje, y que la componente horizontal de la presión dinámica es proporcional al producto de la celeridad por la componente horizontal de la velocidad orbital. También la fórmula se obtuvo suponiendo que la ola no rompe. Aunque resulta difícil de interpretar racionalmente las suposiciones sobre las cuales la fórmula Epstein-Tyrrell está basada, resulta ser de la misma forma que la de Iribarren e incluso es la misma expresión si:

$$K_t = \frac{K' \delta_t \mu^3}{\cos^3 \alpha} \quad (2.3.7)$$

Los autores de esta expresión determinaron una fórmula para K_t en términos de α , μ y d/L , pero la fórmula es un poco complicada e implica tres coeficientes desconocidos, alguno de los cuales sea posiblemente variable, por ello Epstein y Tyrrell sugieren pruebas de laboratorio para determinar los valores de K_t y sus variaciones respecto a los parámetros α , μ y d/L .

Debido a las dificultades presentes en el análisis de las diferentes fórmulas basadas en el comportamiento de las obras existentes y a la imposibilidad de considerar la influencia de los diferentes parámetros que intervienen en la estabilidad de estas estructuras, y sobre todo a las enormes ventajas que ofrece el uso de modelos físicos para tener una mejor idea respecto a la influencia de cada parámetro, ha conducido a ensayos de laboratorio en diversas partes del mundo. Así tenemos que en Francia, en el Laboratoire Dauphinois d'Hydraulique (L.D.H.) se han realizado investigaciones para fijar un criterio de diseño, encontrándose lo siguiente:

El oleaje se suministró al modelo hasta formar un perfil de equilibrio en un pedraplén homogéneo, al perfil así obtenido se le llamó

"perfil característico de equilibrio" ya que, de acuerdo a las pruebas, resultó estable para oleajes no mayores al que lo formó e - inestable para oleajes mayores, bajo los cuales se observó desplazamiento de las unidades componentes. Algunos elementos pueden ser inestables, efectuando movimientos alternos con el mismo período que la ola.

De estas pruebas se obtuvo la siguiente fórmula:

$$W = K \frac{H^3 s}{(s-1)^3} \left(\frac{1}{\cot \alpha - 0.8} - 0.15 \right) \quad (2.3.8)$$

con los siguientes valores de K:

$$K = 0.10 \text{ para piedra de banco}$$

$$K = 0.05 \text{ para cubos}$$

Además los autores de esta fórmula recomiendan un factor de seguridad de 2.5, modificando entonces los valores de K a:

$$K = 0.25$$

$$K = 0.12$$

Las mismas pruebas también muestran que, para evitar que las unidades sean movidas por oleajes que incidan oblicuamente sobre

la estructura, una condición debe ser introducida, con la cual puede alcanzarse una "estabilidad absoluta". Esta condición está dada por la expresión:

$$W > K' \frac{H^3 s}{(s-1)^3}$$

en la cual $K' = 0.03$ para piedra de banco.

También en los Estados Unidos en el Waterways Experiment Station (W.E.S.) según pruebas realizadas desde 1951 y con un criterio diferente, se determinó una nueva fórmula de diseño.

Durante los ensayos se permitió que la ola moviera algunas unidades pero sin que produjera cambios considerables en la estructura.

Por medio de este criterio, llamado de daño leve, se concluyó que las estructuras diseñadas con la fórmula de Iribarren que regía en aquel entonces, podrían resistir el ataque de olas 50% mayores a la ola de diseño, sin ocasionar daños grandes.

Esto condujo a modificar el criterio existente, que era muy estricto, ya que el desplazamiento de algunas unidades no se debe a una estabilidad deficiente de la obra sino al hecho de que esas unidades

fueran colocadas en una posición peculiarmente inestable durante su construcción.

En el criterio adoptado, la oía de diseño tiene un valor que puede inducir algunos daños pero el número de unidades movidas no excederá el 1%.

De las conclusiones obtenidas de las pruebas, Hudson presentó una nueva fórmula para diseño:

$$W = \frac{H^3 \gamma_r}{K_D (S_r - 1)^3 C_o t \alpha} \quad (2.3.9)$$

en donde:

K_D = Coeficiente de estabilidad

$S_r = \gamma_r / \gamma_w$

La introducción de éste criterio numérico objetivo fue uno de los mejores logros alcanzados en modelos de estabilidad. Sin embargo la sección de prueba no es la más usual en estructuras de este tipo. De hecho las unidades son colocadas normalmente en dos o tres capas en vez de en un montículo. Por eso es probable que, aun cuando los resultados aplicables al caso "sin daño" sean los mismos,

no sean correctos en cuanto a las pruebas para determinar el factor de seguridad en casos "con daño". De hecho es posible que en muchos casos la estructura falle para valores de $H/H_{D_{\text{máx}}}$ que en las pruebas realizadas en el W.E.S. producían daños de sólo 15 a 40%.

En cuanto a la forma, esta fórmula presenta la ventaja de contener un coeficiente (K_D) que depende exclusivamente del tipo de elemento y es fácil de manejar ya que la función que expresa la influencia del ángulo del talud es muy simple.

El coeficiente de estabilidad K_D toma en cuenta algunos factores como: número de capas en la coraza, forma de las unidades, grado de trabazón de las unidades, modo de colocación, tipo de oleaje incidente, etc.

Los valores obtenidos de las pruebas para este coeficiente se muestran en la tabla 2.3.1. Estos valores, debido a algunas limitaciones en las pruebas, dan un factor de seguridad mínimo por lo que se debe ajustar el valor de K_D según la experiencia y el juicio del proyectista. Si se acepta algún grado de daño a la coraza, valores un poco mayores de K_D se pueden usar para el diseño, ya que al presentarse

TABLA 2.3.1
COEFICIENTE DE ESTABILIDAD K_D

| Criterio "Sin Daño" y Sobre-elevación Mínima | | | | | | | |
|----------------------------------------------|----|------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|------------|
| Unidad | n* | Colocación | Cuerpo | | Morro | | Talud |
| | | | K_D | | K_D | | |
| | | | Oleaje Romplente | Oleaje no Romplente | Oleaje Romplente | Oleaje no Romplente | Cot |
| Piedra | | | | | | | |
| Lisa redondeada | 2 | al azar | 2.1 | 2.4 | 1.7 | 1.9 | 1.5 a 3.0 |
| Lisa redondeada | 3 | al azar | 2.8 | 3.2 | 2.1 | 2.3 | De 1 a 1.5 |
| Rugosa angular | 1 | al azar | | 2.9 | | 2.3 | a 1 a 3 |
| Rugosa angular | 2 | al azar | 3.5 | 4.0 | 2.9 | 3.2 | 1.5 |
| | | | | | 2.5 | 2.8 | 2.0 |
| Rugosa angular | 3 | al azar | 3.9 | 4.5 | 3.7 | 4.2 | De 1 a 1.5 |
| Rugosa angular | 2 | especial | 4.9 | 5.5 | 3.5 | 4.5 | a 1 a 3 |
| Tetrápodo y Cuadrípodo | 2 | al azar | 7.2 | 8.3 | 5.9 | 6.6 | 1.5 |
| | | | | | 5.5 | 6.1 | 2.0 |
| Tribarra | 2 | al azar | 9.0 | 10.4 | 4.0 | 4.4 | 3.0 |
| | | | | | 8.3 | 9.0 | 1.5 |
| Dolos | 2 | al azar | 22.0 | 25.0 | 7.8 | 8.5 | 2.0 |
| | | | | | 7.0 | 7.7 | 3.0 |
| Cubo modificado | 2 | al azar | 6.8 | 7.8 | 15.0 | 16.5 | 2.0 |
| | | | | | 19.5 | 15.0 | 3.0 |
| Hexápodo | 2 | al azar | 8.2 | 9.5 | - | 5.0 | De 1 a 1.5 |
| Tribarra | 1 | uniforme | 12.0 | 15.0 | 5.0 | 7.0 | a 1 a 3 |
| Piedra (K_{RR}) Graduada angular | - | al azar | 2.2 | 2.5 | 7.5 | 9.5 | |

* n es el número de unidades en el espesor de la coraza.

hundimientos de la estructura y efectuarse un reacondicionamiento entre las unidades, puede dar como resultado una estructura más estable - que la original.

Esto puede redundar en un costo de mantenimiento menor que si se considerará en el diseño una estructura completamente estable para oleajes mayores, o sea que si se acepta que la estructura sufra daños sin llegar a su destrucción completa durante alguna tormenta por ejemplo, el costo inicial será menor y el costo de mantenimiento bajo dando con ello una economía mayor que haciendo otras consideraciones.

Se han llegado a determinar valores de K_D en función del porcentaje de daños, que junto con datos estadísticos referentes a la frecuencia de ocurrencia de oleaje de distinto tamaño, determinarán el costo anual de mantenimiento en función del daño aceptable sin que se haga peligrar las características funcionales de la estructura.

Estos valores de K_D se muestran en la tabla 2.3.2 en la cual H es la altura de ola significativa correspondiente al daño D . $H_D = 0$ representa la altura de ola significativa correspondiente a un daño de

TABLA 2.3.2

VALORES DE $H/H_{D=0}$ Y K_D EN FUNCION DEL DAÑO EN LA CORAZA

| Unidad | | Porcentaje de Daño (D) | | | | | | |
|-----------------------------|-------------|------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | | 0 a 5 | 5 a 10 | 10 a 15 | 15 a 20 | 20 a 30 | 30 a 40 | 40 a 50 |
| Piedra (lisa) | $H/H_{D=0}$ | 1.00 | 1.08 | 1.14 | 1.20 | 1.29 | 1.41 | 1.54 |
| | K_D | 2.4 | 3.0 | 3.6 | 4.1 | 5.1 | 6.7 | 8.7 |
| Piedra (rugosa) | $H/H_{D=0}$ | 1.00 | 1.08 | 1.19 | 1.27 | 1.37 | 1.47 | 1.56 |
| | K_D | 4.0 | 4.9 | 6.6 | 8.0 | 10.0 | 12.4 | 15.0 |
| Tetrápodos y cuadrípodos | $H/H_{D=0}$ | 1.00 | 1.09 | 1.17 | 1.24 | 1.32 | 1.41 | 1.50 |
| | K_D | 8.3 | 10.8 | 13.4 | 15.9 | 19.2 | 23.4 | 27.8 |
| Tribarra | $H/H_{D=0}$ | 1.00 | 1.11 | 1.25 | 1.36 | 1.50 | 1.59 | 1.64 |
| | K_D | 10.4 | 14.2 | 19.4 | 26.2 | 35.2 | 41.8 | 45.9 |

Estos valores se obtuvieron para el cuerpo, $n=2$, oleaje no rompiente, colocación de las unidades al azar y rotación mínima. Ref. (6).

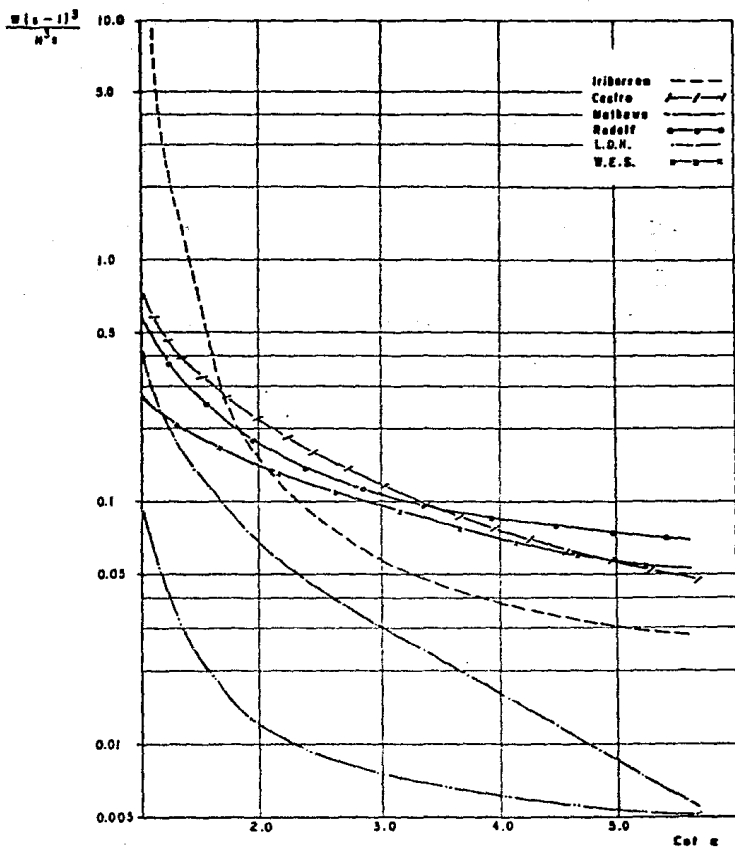
0 a 5%, generalmente referido como condición sin daño, y K_D es el coeficiente de estabilidad para el elemento y condición de daño respectivos.

Este porcentaje de daño está basado en el volumen de unidades desplazadas de su lugar por una altura de ola específica. Dicha zona se extiende desde la mitad de la corona hasta una profundidad equivalente al correspondiente a una altura de ola cuyo daño sea nulo $H_D=0$.

Una comparación entre las diferentes fórmulas presentadas muestra que la diferencia principal entre ellas consiste en el tipo de función usada para expresar la influencia del talud. De hecho el término $\frac{W (s-1)^3}{H^3 s}$ puede decirse que es común a todas las fórmulas.

La variación de éste término en relación a la función del talud, en las diferentes fórmulas se muestra en la figura 2.3.3.

Las diferencias observadas entre los resultados obtenidos en el W.E.S. y el L.D.H. son debidas a los diferentes criterios de estabilidad usados y a la altura de ola de diseño adoptado en el W.E.S. De la manera en que se efectuaron las pruebas en el W.E.S.,



Notas: Los parámetros considerados fueron, en la fórmula de Castro $S=2.5$, en la de Iribarren $K=0.015$ y $p=1$, en la de Malbois $T=2.5H$, en la del L.D.H. $K=0.10$, en la del W. E.S. $K=3.5$.

FIGURA 2.3.3. VARIACION DE LA RELACION $\frac{W(g-1)^3}{H^3}$ — $\text{Cot } \alpha$.

los rompeolas no estuvieron sujetos a la acción de trenes de oleaje de altura uniforme como en el L.D.H., sino que una sucesión de olas, en las cuales las primeras y las últimas fueron mayores que las otras debido a las condiciones del generador de oleaje.

Sin embargo, las diferencias entre los parámetros de los trenes de oleaje en la naturaleza, por un lado, y los mismos parámetros como se analizaron en laboratorio son notables y este hecho debe tenerse en cuenta en la elección de la ola de diseño y el factor de seguridad.

Uno de los mayores problemas en la construcción de estructuras sujetas a la acción del oleaje y que debe considerarse en el diseño es la erección y colocación de unidades grandes.

En un esfuerzo para brindar unidades de coraza grandes para este tipo de estructuras en lugares donde no es posible económicamente obtener piedra de peso y durabilidad deseados, se han desarrollado algunos tipos de unidades prefabricadas de concreto.

Entre estas unidades, quizá la primera de valor significativo es el tetrápodo, desarrollado y patentado en Francia, que consiste en un elemento de concreto simple con tres ramas cónicas truncadas un

das a la parte central en forma radial. Otras unidades similares a la anterior son las tribarras, los cuadrípodos, los dolos, los domos, los cubos, los hexápodos, etc. que se han desarrollado en años posteriores.

En la tabla 2.3.3 y en las figuras 2.3.4, 2.3.5 y 2.3.6 se muestran los diversos tipos de elementos ideados para el fin indicado anteriormente.

El diseño de corazas usando componentes de concreto se hace en forma semejante a como se efectúa para piedra de banco. Para la fórmula de Hudson — o W.E.S. — los correspondientes valores — del coeficiente de estabilidad K_D se indican en la tabla 2.3.1.

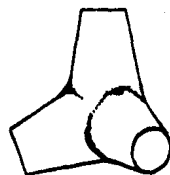
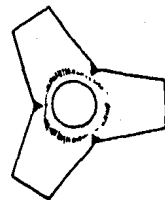
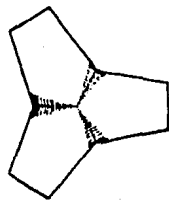
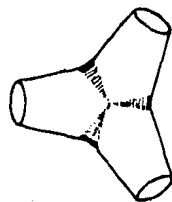
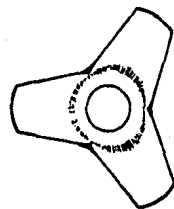
Con éstas unidades se obtiene una mayor porosidad, lo cual permite una mayor disipación de la energía del oleaje incidente y además el volumen total de concreto a utilizarse será menor. El valor de la porosidad para algunos elementos, determinados en modelos, — se muestra en la tabla 2.3.4.

Para dar una idea de la magnitud de los elementos llegados a usar, podemos citar entre otros, los utilizados en el espigón construido en 1971 en la bahía de Humboldt en California en el que se utiliza-

TABLA 2.3.3

UNIDADES DE CONCRETO

| Unidad | Desarrollo de la Unidad | |
|-----------------------|-------------------------|-------|
| | País | Año |
| Akmon | Países Bajos | 1962 |
| Bípedo | Países Bajos | 1962 |
| Cob | Inglaterra | 1969 |
| Cubo | ----- | |
| Cubo (modificado) | Estados Unidos | 1959 |
| Dolos | Sudáfrica | 1963 |
| Dom | México | 1970 |
| Bloque Gassho | Japón | 1967 |
| Grabbelar | Sudáfrica | 1957 |
| Bloque Hexaleg | Japón | ----- |
| Hexápodo | Estados Unidos | 1959 |
| Cubo Hueco | Japón | 1960 |
| Tetraedro Hueco | Japón | 1959 |
| Bloque en N | Japón | 1960 |
| Pelican Stool | Estados Unidos | 1960 |
| Quadrípodo | Estados Unidos | 1959 |
| Bloque Rectangular | ----- | |
| Stabilópodo | Rumania | 1965 |
| Stabit | Inglaterra | 1961 |
| Sta-Barra | Estados Unidos | 1966 |
| Sta-Podo | Estados Unidos | 1966 |
| Cubo Stolk | Países Bajos | 1965 |
| Bloque Svee | Noruega | 1961 |
| Tetraedro (sólido) | ----- | |
| Tetraedro (perforado) | Estados Unidos | 1959 |
| Tetrápodos | Francia | 1950 |
| Toskame | Sudáfrica | 1966 |
| Tribarra | Estados Unidos | 1958 |
| Trigon | Estados Unidos | 1962 |
| Tri-Long | Estados Unidos | 1968 |
| Trípodo | Países Bajos | 1962 |

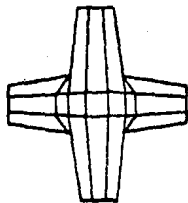
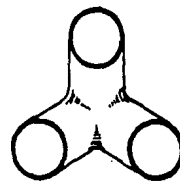
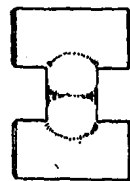
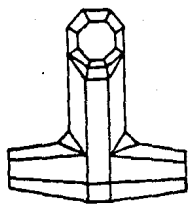
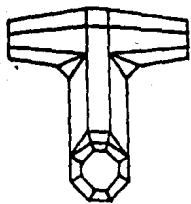


Tetrápodo

Cuadrípodo



FIGURA 2.3.4. ELEMENTOS DE CONCRETO.



Dolos

Tribarra

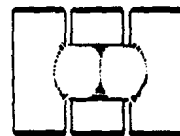
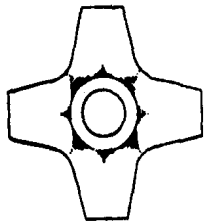
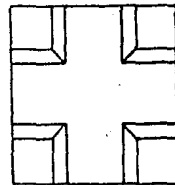
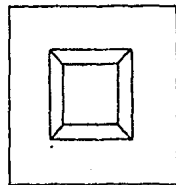
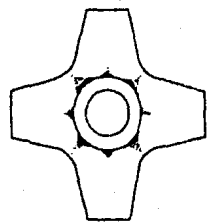
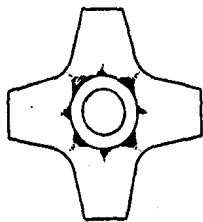


FIGURA 2.3.5. ELEMENTOS DE CONCRETO.



Hexápoda

Cubo Modificado

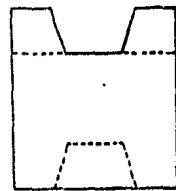


FIGURA 2.3.6. ELEMENTOS DE CONCRETO.

TABLA 2.3.4

COEFICIENTE DE CAPA Y POROSIDAD DE VARIAS UNIDADES*

| Unidad de coraza | n | Colocación | Coefficiente de capa K_{Δ} | Porosidad (P) en % |
|-------------------|----------|------------|-----------------------------------|--------------------|
| Piedra (lisa) | 2 | al azar | 1.02 | 38 |
| Piedra (rugosa) | 2 | al azar | 1.15 | 37 |
| Piedra (rugosa) | 3 | al azar | 1.10 | 40 |
| Cubo (modificado) | 2 | al azar | 1.10 | 47 |
| Tetrápodo | 2 | al azar | 1.04 | 50 |
| Cuadrípodo | 2 | al azar | 0.95 | 49 |
| Hexápodo | 2 | al azar | 1.15 | 47 |
| Tribarra | 2 | al azar | 1.02 | 54 |
| Dolos | 2 | al azar | 1.00 | 63 |
| Tribarra | 1 | uniforme | 1.13 | 47 |
| Piedra | graduada | al azar | ---- | 37 |

* Según referencia (6).

n indica el número de unidades que llene el ancho de la capa de coraza.

ron dolos de 42 a 43 toneladas de peso, en el rompeolas de Kahu-
lui, Hawaii de 1957 con tetrápodos de 33 toneladas de peso, en el
rompeolas de Santa Cruz, California con cuadrípodos de 28 tone-
ladas de peso, etc.

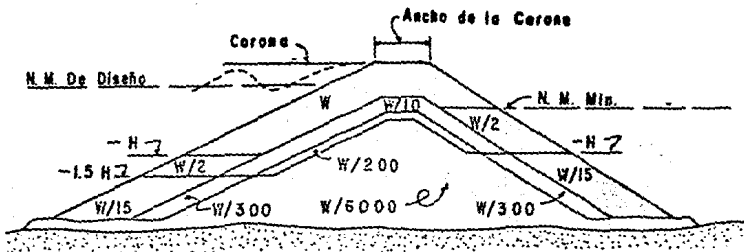
2.3.2 Dimensionamiento

Otra de las fases importantes en el diseño es el dimensionamiento
de la estructura, que esta muy ligada al concepto del inciso ante-
rior; entre los aspectos que interesa conocer, relacionados a la fi.
gura 2.3.7, tenemos:

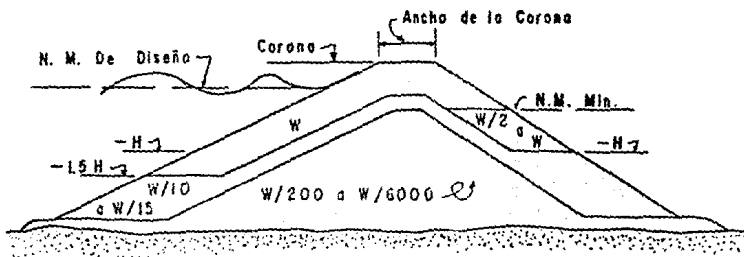
a) Elevación de la corona.

Uno de los efectos provocados por el talud de la estructura -
es el ocasionar la rotura de la ola, al hacer que las trayectoo
rias orbitales se destruyan y con ello que la energía de la ola
incidente se disipe, pero parte de esta energía hace que la -
ola despues de rota trepe por el talud hasta una distancia que
es función de la inclinación y rugosidad de aquel y de carac-
terfísticas propias de la ola.

La elevación de la corona deberá ser tal que garantice que -



SECCION TEORICA



SECCION TIPO DE TRES CAPAS.

FIGURA 2.3.7. DIMENSIONES EN SECCIONES TEORICAS Y TIPO.

en la zona interior — aquella a la que se pretenda dar protección — se tenga la suficiente calma para que la estructura — cumpla con los fines propuestos, puede tolerarse cierta roci^on sólo si no causa agitación del agua en el interior, que — pudiera detr^ominar las operaciones o el tránsito de embarcaciones.

La sobreelevación o roci^on máxima del oleaje esta en función, según Saville, de las relaciones H_o'/T^2 y d/H_o' , en las — que H_o' es la altura de ola equivalente en aguas profundas, — T es el período de la ola y d es la profundidad al pie de la — estructura. Con estas relaciones se determina el valor R_v — del alcance vertical de la ola. El cálculo de este puede hacer — se con ayuda de la figura 2.3.8.

b) Elevación del núcleo

La elevación del núcleo estará determinada básicamente por — los requerimientos de construcción ya que deberá ser tal que — permita que la maquinaria de construcción opere libremente — durante la colocación de los diversos elementos integrantes.

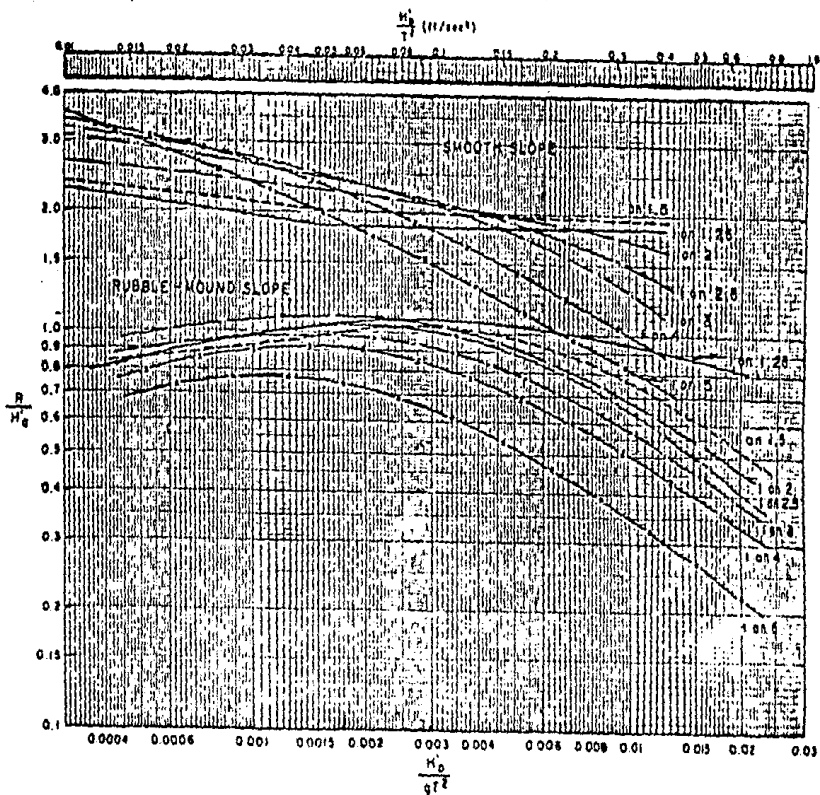


FIGURA 2.3.8 ALCANCE DE LA OLA (RUN - UP)

c) Ancho de la corona.

El ancho de la corona depende del grado de roci6n permitida y del tama1o de las piedras en la coraza, como una gu1a general en casos de acci6n de oleaje relativamente severa, y especialmente si se piensa que existir1 roci6n, el ancho debe ser tal que permita la colocaci6n de tres elementos ($n=3$) y adem1s debe permitir el rodaje de los equipos de construcci6n y mantenimiento. Como un valor inicial, el ancho puede estimarse con la siguiente expresi6n:

$$B = n K_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3} \quad (2.3.10)$$

en la cual:

B = ancho de la corona, en metros.

n = n1mero de elementos. (Se recomiendan 3 como m1nimo).

K = coeficiente de capa. (Tabla 2.3.4).

W = peso de unidad de coraza, en kg.

γ_r = peso espec1fico de la unidad, en kg/m^3

d) Espesor de las capas.

El espesor de las diferentes capas componentes de una sección típica como la mostrada en la figura 2.3.7, se puede determinar de la fórmula anterior.

En esa misma figura se indican los valores recomendados - para el peso de los elementos de la capa secundaria y del núcleo.

CAPITULO 3

OBRAS DE PROTECCION EN SAN JOSÉ DEL CABO

3.1 Generalidades

El turismo es hoy por hoy una de las industrias más importantes en nuestro país y la captación de divisas por este renglón asciende a varios miles de millones de pesos cada año.

Pero para estar en posibilidades de ofrecer al turista tanto nacional como extranjero las facilidades y comodidades que se esperan, resulta básico dotar a lugares que por sus propias condiciones naturales constituyen en sí polos de atracción, de las debidas obras de infraestructura que permitan acrecentar dicha atracción.

Por ello en los Centros de Desarrollo Turístico se debe contar - además de accesos, alojamientos y restaurantes, de lugares de recreación y diversión.

México, con más de 10,000 kilómetros de litorales, encuentra en sus costas lugares adecuados como balnearios y centros propios para la práctica de deportes acuáticos que con la adecuada infraes

estructura pueden desarrollarse turísticamente.

Es por este motivo que FONATUR, el organismo nacional encargado del fomento del turismo en nuestro país, ha contemplado la necesidad de dotar al Centro Turístico de San José del Cabo, además de otras obras, de una playa lo suficientemente calma que permita ser aprovechada como balneario.

Para tales fines y con objeto de definir las soluciones económica y técnicamente factibles, es necesario elaborar un estudio de las condiciones oceanográficas que prevalecen en la zona así como las características físicas de la misma, para proyectar y diseñar los elementos adecuados que cumplan con los objetivos planteados.

3.2 Protección de Playas Recreativas

La zona objeto del estudio se localiza a los 23° 05' de latitud norte y a los 109° 40' de longitud oeste, en el extremo más meridional de la península de Baja California, a 190 km. de La Paz, capital del Estado.

El frente marítimo del Plan Maestro para el Desarrollo Turístico

de San José del Cabo, en donde se encuentran concentradas las playas recreativas, gran parte de las zonas hoteleras y condominiales, se localizan en una playa de unos 1,500 metros aproximadamente frente al mar abierto del Océano Pacífico; dicha playa según se ha observado parece estar sujeta en cierta época del año a oleaje de tal magnitud que resta atractivos para su aprovechamiento como balneario.

Es por ello que FONATUR, en su planeación ha contemplado brindar un máximo de seguridad en esta zona, protegiendo estas playas con estructuras que disipen la energía del oleaje.

3.3 Estudios Oceanográficos y Meteorológicos

Para determinar los parámetros de diseño de las obras es necesario realizar un estudio de las condiciones oceanográficas y meteorológicas que prevalecen en la zona en estudio, siendo los conceptos de interés en este caso, los presentados a continuación.

3.3.1 Oleaje Normal.

Se recopiló y procesó la información referente a los datos estadís

ticos mensuales de las alturas de ola en las distintas direcciones que ocurren dentro de un cuadrante que comprende la zona de San José del Cabo publicada en el Atlas of Sea and Swell de la oficina Hidrográfica de los Estados Unidos.

Los resultados mensuales se resumen en las tablas 3.3.1 y 3.3.2 que corresponden respectivamente al oleaje producido por viento local y por viento distante, y en las tablas 3.3.3 y 3.3.4 se resumen los datos de las horas de acción del oleaje en las distintas direcciones agrupados estacional y anualmente.

De dichas tablas se puede observar que el oleaje que predomina para el cuadrante correspondiente a la zona de San José del Cabo es el proveniente del NW, sin embargo, esta dirección de oleaje diffcilmente alcanzará la zona en estudio, debido a la posición de la playa. Los oleajes que más pueden afectar el sitio de interés son los provenientes del SE, S, SW y W, siendo relativamente bajas las hora de acción en estas direcciones.

A partir de estos datos, se calcularon las alturas de ola significante para cada dirección de incidencia a la playa en estudio, obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 3.3.5.

TABLA 3.3.1

TIEMPOS DE ACTUACION DEL OLEAJE EN HORAS
SAN JOSE DEL CABO

| Dirección | S | | | W | | | NE | | | SE | | | SW | | |
|------------|-------|----|----|-------|-------|------|-------|-------|----|-------|----|----|----|----|-------|
| Mes | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 |
| Enero | | | | | | | 51.27 | | | | | | | | |
| Febrero | | | | | | | 39.04 | | | | | | | | |
| Marzo | | | | 35.30 | | | | | | | | | | | |
| Abril | | | | 49.01 | 17.22 | | | | | | | | | | |
| Mayo | | | | 62.33 | 24.58 | 0.68 | | | | | | | | | |
| Junio | | | | 72.16 | 34.47 | 1.08 | | | | | | | | | |
| Julio | | | | 51.91 | 15.71 | 0.68 | | | | | | | | | 25.93 |
| Agosto | | | | 75.40 | 15.44 | | | | | | | | | | 19.07 |
| Septiembre | 25.76 | | | 51.92 | | | | | | 40.60 | | | | | 25.98 |
| Octubre | | | | 34.04 | | | | | | | | | | | |
| Noviembre | | | | | | | 43.14 | | | | | | | | |
| Diciembre | | | | | | | 40.67 | 21.89 | | | | | | | |

H1 = 0,3 - 0,90 m

H2 = 0,90 - 2,40 m

H3 = 2,40 - 3,60 m

TABLA 3.3.2
 TIEMPOS DE ACTUACION DEL OLEAJE DISTANTE EN HORAS
 SAN JOSE DEL CABO B.C.S.

| Dirección | S | | | W | | | NE | | | SE | | | SW | | |
|------------|-------|-------|-------|--------|-------|------|-------|----|----|-------|----|----|-------|-------|------|
| Mes | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 |
| Enero | 2.41 | | | | | | | | | | | | | | |
| Febrero | | | | 30.53 | | | | | | | | | | | |
| Marzo | | | | 47.23 | | | | | | | | | | | |
| Abril | | | | | | | | | | | | | | | |
| Mayo | | | | 81.72 | 17.15 | 2.02 | | | | | | | | | |
| Junio | | 20.70 | | 77.27 | 18.35 | 0.97 | | | | | | | 27.60 | | |
| Julio | 49.36 | 8.98 | 5.77 | 57.52 | 8.80 | 1.35 | | | | 28.49 | | | 39.18 | | |
| Agosto | 49.44 | 10.55 | 5.93 | 68.58 | 15.82 | 3.52 | | | | | | | 39.00 | 10.99 | 4.94 |
| Septiembre | 32.93 | 13.42 | 14.64 | 116.80 | 33.14 | 7.89 | | | | 28.70 | | | 50.22 | | |
| Octubre | 42.16 | | | 50.17 | 7.17 | 2.39 | | | | | | | 24.60 | | |
| Noviembre | | | | 30.37 | | | | | | | | | | | |
| Diciembre | | | | 37.65 | | | 23.96 | | | | | | | | |

H1 = 0.30/1.80

H2 = 1.80/3.60

H3 = 3.60

TABLA 3.3.3

HORAS DE ACCION DEL OLEAJE LOCAL
SAN JOSE DEL CABO

| Ho | N | NE | SE | S | SW | W | NW | Calmas | Indeter- minadas |
|-----------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|----------|--------|---------------------|
| Invierno | | | | | | | | | |
| 0.30/0.90 | 214.24 | 88.52 | - | - | - | 36.16 | 285.37 | | |
| 0.90/2.40 | 174.99 | - | - | - | - | - | 182.04 | | |
| 2.40/3.60 | 6.96 | - | - | - | - | - | 6.90 | | |
| | | | | | | | | 81.65 | 89.67 |
| Primavera | | | | | | | | | |
| 0.30/0.90 | 45.79 | - | - | - | 26.71 | 199.64 | 373.07 | | |
| 0.90/2.40 | - | - | - | - | - | 59.10 | 224.59 | | |
| 2.40/3.60 | - | - | - | - | - | 1.98 | 8.27 | | |
| | | | | | | | | 99.69 | 111.26 |
| Verano | | | | | | | | | |
| 0.30/0.90 | 29.38 | - | 40.99 | 28.70 | 55.46 | 180.51 | 264.65 | | |
| 0.90/2.40 | - | - | - | - | - | 31.82 | 78.97 | | |
| 2.40/3.60 | - | - | - | - | - | 0.68 | 1.82 | | |
| | | | | | | | | 119.55 | 209.01 |
| Otoño | | | | | | | | | |
| 0.30/0.90 | 229.63 | 84.55 | - | - | 34.82 | - | 295.26 | | |
| 0.90/2.40 | 133.81 | 28.50 | - | - | - | - | 116.26 | | |
| 2.40/3.60 | 7.00 | - | - | - | - | - | 2.60 | | |
| | | | | | | | | 129.40 | 121.31 |
| Anual | | | | | | | | | |
| 0.30/0.90 | 519.04 | 173.07 | 40.99 | 28.70 | 118.99 | 418.91 | 1 218.35 | | |
| 0.90/2.40 | 308.80 | 22.50 | - | - | - | 90.62 | 601.66 | | |
| 2.40/3.60 | 13.96 | - | - | - | - | 2.64 | 19.79 | | |
| Suma | 841.80 | 195.57 | 40.99 | 28.70 | 118.99 | 509.57 | 1 840.00 | 430.29 | 612.25 |

Total Local

4 612.56

TABLA 3.3.4
HORAS DE ACCION DEL OLEAJE DISTANTE
SAN JOSE DEL CABO

| H _e | N | NE | SE | S | SW | W | NW | Calmas | Indeter- minada |
|----------------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|----------|----------|--------------------|
| Invierno | | | | | | | | | |
| 0,30/1,60 | 130,64 | - | - | - | - | 75,73 | 314,69 | | |
| 1,60/3,60 | 46,49 | - | - | - | - | - | 112,92 | | |
| > 3,60 | 4,81 | - | - | - | - | - | 15,77 | | |
| | | | | | | | | 169,72 | 93,63 |
| Primavera | | | | | | | | | |
| 0,30/1,60 | - | - | - | 27,07 | 27,07 | 220,08 | 333,05 | | |
| 1,60/3,60 | - | - | - | - | - | 46,27 | 104,53 | | |
| > 3,60 | - | - | - | - | - | 3,02 | 7,76 | | |
| | | | | | | | | 175,21 | 89,86 |
| Verano | | | | | | | | | |
| 0,30/1,60 | - | - | 32,68 | 133,12 | 86,78 | 243,38 | 218,96 | | |
| 1,60/3,60 | - | - | - | 33,10 | 11,16 | 57,66 | 74,51 | | |
| > 3,60 | - | - | - | 26,34 | 5,02 | 12,72 | 10,24 | | |
| | | | | | | | | 102,97 | 40,70 |
| Otoño | | | | | | | | | |
| 0,30/1,60 | 86,18 | 23,96 | - | 42,85 | 25,00 | 118,45 | 269,36 | | |
| 1,60/3,60 | 46,30 | - | - | - | - | 7,29 | 96,17 | | |
| > 3,60 | 5,63 | - | - | - | - | 2,43 | 4,96 | | |
| | | | | | | | | 1 176,21 | 123,77 |
| Anual | | | | | | | | | |
| 0,30/1,60 | 216,82 | 23,96 | 36,68 | 203,04 | 136,85 | 657,64 | 1 136,06 | | |
| 1,60/3,60 | 92,79 | - | - | 33,10 | 11,16 | 111,24 | 388,13 | | |
| > 3,60 | 10,44 | - | - | 26,34 | 5,02 | 18,17 | 38,73 | | |
| Suma | 320,05 | 23,96 | 32,68 | 262,48 | 155,03 | 787,05 | 1 562,92 | 655,11 | 348,16 |

Total anual

4 147,44

Tabla 3.3.5

Altura de Ola Significante (H_s)
San José del Cabo

| Dirección | SE | S | SW | W | E | NE |
|------------|------|------|------|------|---|------|
| H_s (m.) | 1.05 | 2.33 | 1.40 | 1.73 | 0 | 1.07 |

En cuanto a los períodos del oleaje, la información pertinente se obtuvo de las cartas del "Ocean Wave Statistics", en las que se reportan los rangos de períodos, asociados a distintas frecuencias y direcciones, estos valores se reportan en la tabla 3.3.6.

Con estos datos, los períodos significantes calculados para las distintas direcciones son los indicados en la tabla 3.3.7.

Tabla 3.3.7

Períodos Significantes (T_s)
San José del Cabo

| Dirección | SE | S | SW | W | E | NE |
|--------------|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| T_s (seg.) | 10.2 | 9.3 | 7.8 | 7.0 | 7.8 | 7.2 |

TABLA 3.2.6
 FRECUENCIA DE PERIODOS DE OLEAJE
 SAN JOSE DEL CABO

| Periodo en segundos | | | | | | | | | | |
|---------------------|-----|-----|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Dirección | 0-5 | 6-7 | 8-9 | 10-11 | 12-13 | 14-15 | 16-17 | 18-19 | 20-21 | >21 |
| N | 15 | 5 | 3 | 1 | | | | | | |
| NE | 26 | 12 | 3 | 1 | | | | | | |
| E | 11 | 3 | 4 | | | | | | | |
| SE | 28 | 21 | 15 | 10 | 3 | 3 | 1 | | | |
| S | 14 | 13 | 5 | | 1 | | | | | 1 |
| SW | 24 | 9 | 2 | | 2 | | | | | |
| W | 16 | 33 | 2 | 1 | | | | | | |
| NW | 25 | 10 | 3 | 1 | 1 | | | | | 1 |

3.3.2 Oleaje Ciclónico.

Para determinar las condiciones máximas de oleaje, fué necesario hacer un análisis ciclónico retrospectivo, debido a la escasa información de registros de oleaje en la zona. Este análisis es necesario ya que generalmente las obras se diseñan bajo estas condiciones.

Este análisis se hizo a partir de las configuraciones isobáricas de los ciclones que han afectado la zona en estudio. Los registros isobáricos fueron proporcionados por la Dirección General de Geografía y Meteorología, seleccionándose para el análisis los ciclones siguientes:

| Nombre | Fecha |
|----------|--------------------|
| Ilsa | 2-3 Agosto 1971 |
| Ramona | 25-31 Octubre 1971 |
| Hyacinth | 27 Agosto 1972 |
| Doreen | 14-15 Agosto 1977 |

El análisis se hizo aplicando el método Sverdrup-Munk-Bretchneider (S-M-B) según se indica en la referencia (6). Los resultados fueron los siguientes:

En cuanto al Huracán Ilsa, este alcanzó vientos alrededor de 90 nudos, pudiendo generar olas hasta de 6.2 m. de altura, con períodos de 19 segundos, propagándose el oleaje de Sur a Norte. La configuración isobárica a las distintas horas se presenta en las figuras 3.3.1, 3.3.2 y 3.3.3, en los que se pueden apreciar, el fetch, distancia de decaimiento y espacio isobárico; los cálculos correspondientes a cada diagrama como resultado de la aplicación del método se presentan en las tablas 3.3.8 y 3.3.9.

El Huracán Ramona alcanzó vientos hasta de 210 nudos, pudiendo generar olas hasta de 6.8 m. con períodos de 21 segundos debido a las características propias, propagándose de Sureste a Noroeste. Los datos relativos a presiones, espacios isobáricos, longitudes de fetch y decaimiento pueden apreciarse en las figuras 3.3.4 a la 3.3.9 y el resumen de resultados correspondientes a los cálculos se consignan en las tablas 3.3.10, 3.3.11 y 3.3.12, en las que se pueden observar las características del oleaje que se genera en cada condición.

Con relación al Ciclón Hyacinth, sólo se detectó una posición de generación que ocurrió a las 12 horas del día 27 de agosto de 1972, pudiendo generar olas de 3.15 m. y períodos de 14 segundos; con-

FIGURA 3.3.1
ANALISIS CICLONICO HURACAN "ILSA"

FECHA : 2 de agosto de 1971

HORA : 18:00 hrs.

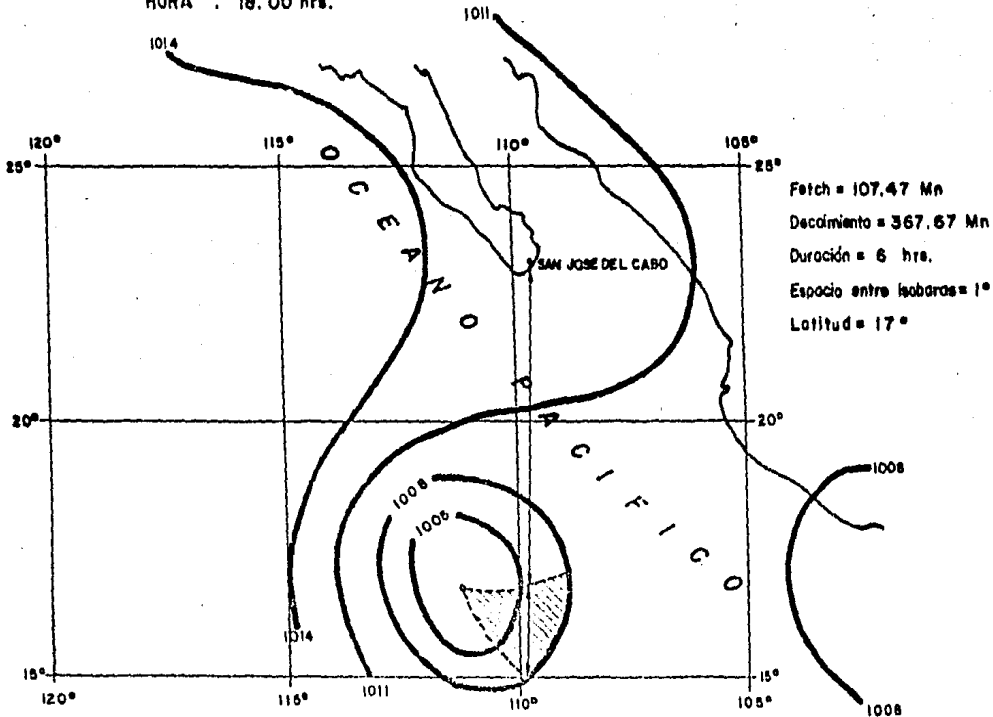


FIGURA 3.3.2
ANALISIS CICLONICO HURACAN "ILSA"

FECHA : 3 de agosto de 1971

NORA : 12 hrs.

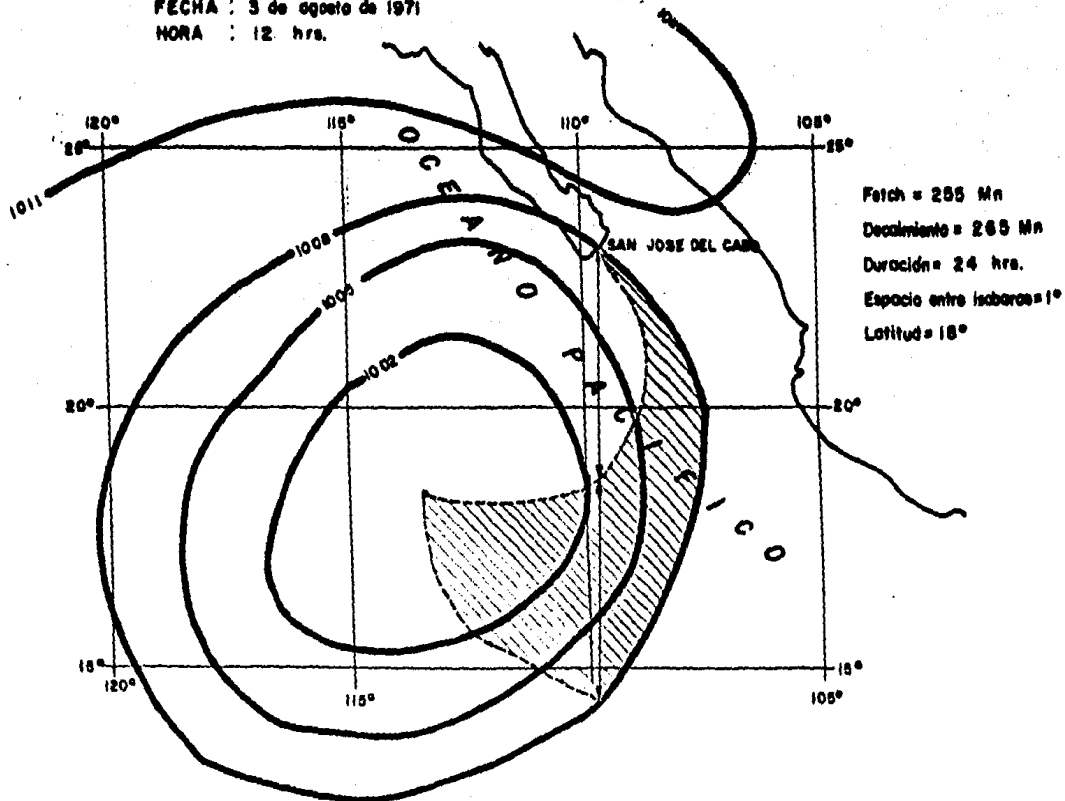


FIGURA 3.3.5
ANALISIS CICLONICO HURACAN "ILSA"

FECHA : 3 de agosto de 1971

HORA : 18 hrs.

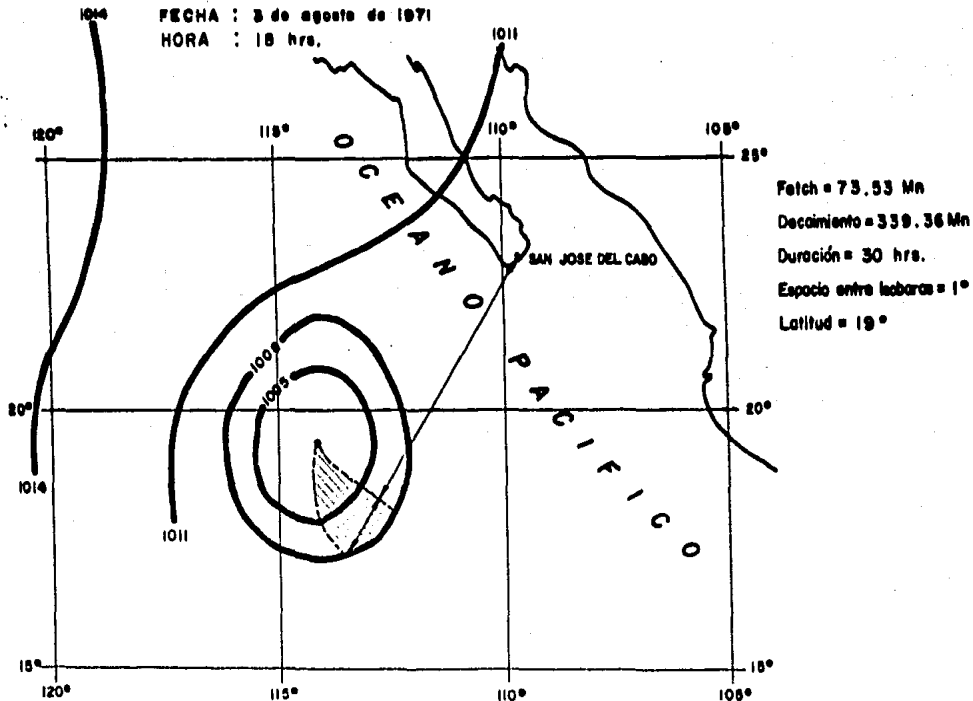


TABLA 3.3.8
ANALISIS CICLONICO

HURACAN "ILSA"

FECHA : 2 y 3 de Agosto de 1971

| 1ª FECHA | 2/VIII/71 | 3/VIII/71 |
|---------------------------------------------------------------|-----------|-----------|
| 2ª HORA | 18 | 12 |
| 3ª ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 1 | 1 |
| 4ª LATITUD EN GRADOS | 17 | 18 |
| 5ª "V _g " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 97.14 | 91.90 |
| 6ª DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FAHRENHEIT) | 0-10 | 0-10 |
| 7ª CURVATURA ISOBARICA | Gran | Gran |
| 8ª u/V_g | 0.65 | 0.65 |
| 9ª VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "u" (NUDOS) | 63.14 | 59.74 |
| 10ª LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 107.47 | 255 |
| 11ª DURACION "t _d " (HORAS) | 6 | 24 |
| 12ª "D _c " DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 367.67 | 265 |
| 13ª T _F (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 11 | 13 |
| 14ª H _F (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 25 | 37 |
| 15ª DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 6 | 16 |
| 16ª FECHT MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 75 | 255 |
| 17ª TD/TF | 1.4 | 1.2 |
| 18ª HD/HF | 0.34 | 0.55 |
| 19ª T _d PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 15.40 | 19.2 |
| 20ª H _d ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 2.59 | 6.20 |
| 21ª DIRECCION DE PROPAGACION | Sur | Sur |

INDICES :

F : Zona de generacion

d : Sitio de estudio

TABLA 3.3.9
ANALISIS CICLONICO

HURACAN ILSA

FECHA - 3 Agosto de 1971

| | | |
|---------------------------------------------------------------------------|-----------|--|
| 1 ^o FECHA | 3/VIII/71 | |
| 2 ^o HORA | 18 | |
| 3 ^o ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 1 | |
| 4 ^o LATITUD EN GRADOS | 19 | |
| 5 ^o "V _g " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 87.23 | |
| 6 ^o DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FARENHEIT) | 0 - 10 | |
| 7 ^o CURVATURA ISOBARICA | Gran | |
| 8 ^o u/V_g | 0.65 | |
| 9 ^o VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "u" (NUDOS) | 76.70 | |
| 10 ^o LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 73.53 | |
| 11 ^o DURACION "t _d " (HORAS) | 30 | |
| 12 ^o "D _c " DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 339.36 | |
| 13 ^o T _F (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 10 | |
| 14 ^o H _F (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 21 | |
| 15 ^o DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 6.5 | |
| 16 ^o FETCH MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 73.53 | |
| 17 ^o T _d /T _F | 1.38 | |
| 18 ^o H _d /H _F | 0.4 | |
| 19 ^o T _d PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 13.80 | |
| 20 ^o H _d ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 2.58 | |
| 21 ^o DIRECCION DE PROPAGACION | SW | |

INDICES :

F : Zona de generacion

d : Sitio de estudio

FIGURA 3.3.4
ANALISIS CICLONICO
HURACAN "RAMONA"

FECHA : 25 de Octubre de 1971

HORA: 12:00 Hrs.

GOLFO
DE
CALIFORNIA

SAN JOSE DEL CABO

OCEANO
PACIFICO

Fetch = 80m. n.

Distancia de decaimiento = 714 m.n.

Duración = 6 hrs.

Espacio entre isobaras = 0.65° lat.

Latitud = 12°

15° -

14° -

13° -

12° -

11° -

10° -

1011

1008

1005

1002

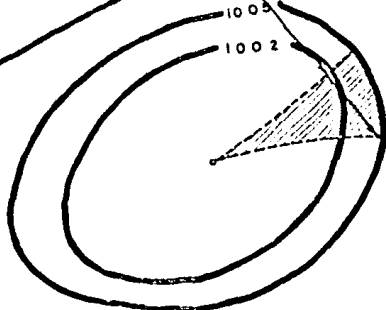
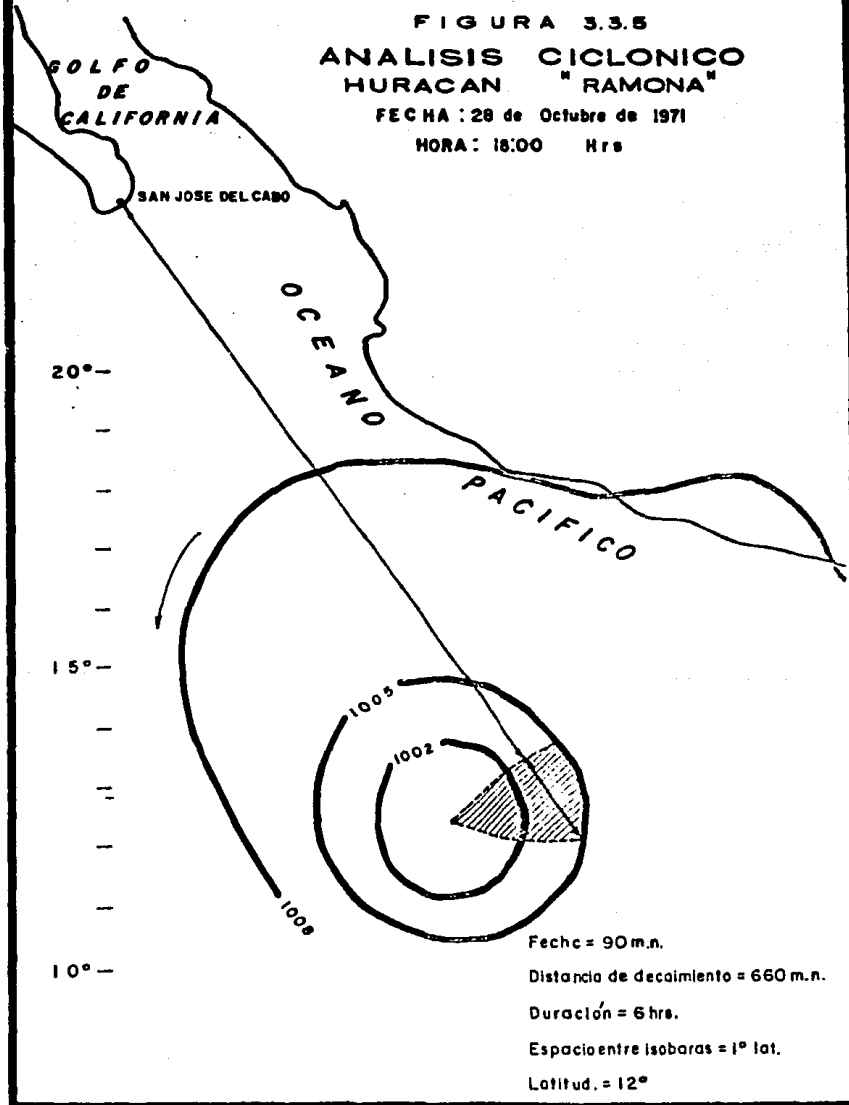


FIGURA 3.3.5
ANÁLISIS CICLÓNICO
HURACAN "RAMONA"

FECHA : 28 de Octubre de 1971

HORA : 18:00 Hrs



Fecha = 90 m.n.

Distancia de decaimiento = 660 m.n.

Duración = 6 hrs.

Espacio entre isobaras = 1° lat.

Latitud. = 12°

FIGURA 3.3.6
ANÁLISIS CICLÓNICO
HURACAN "RAMONA"

FECHA: 29 de Octubre de 1971

HORA: 12:00 Hrs.

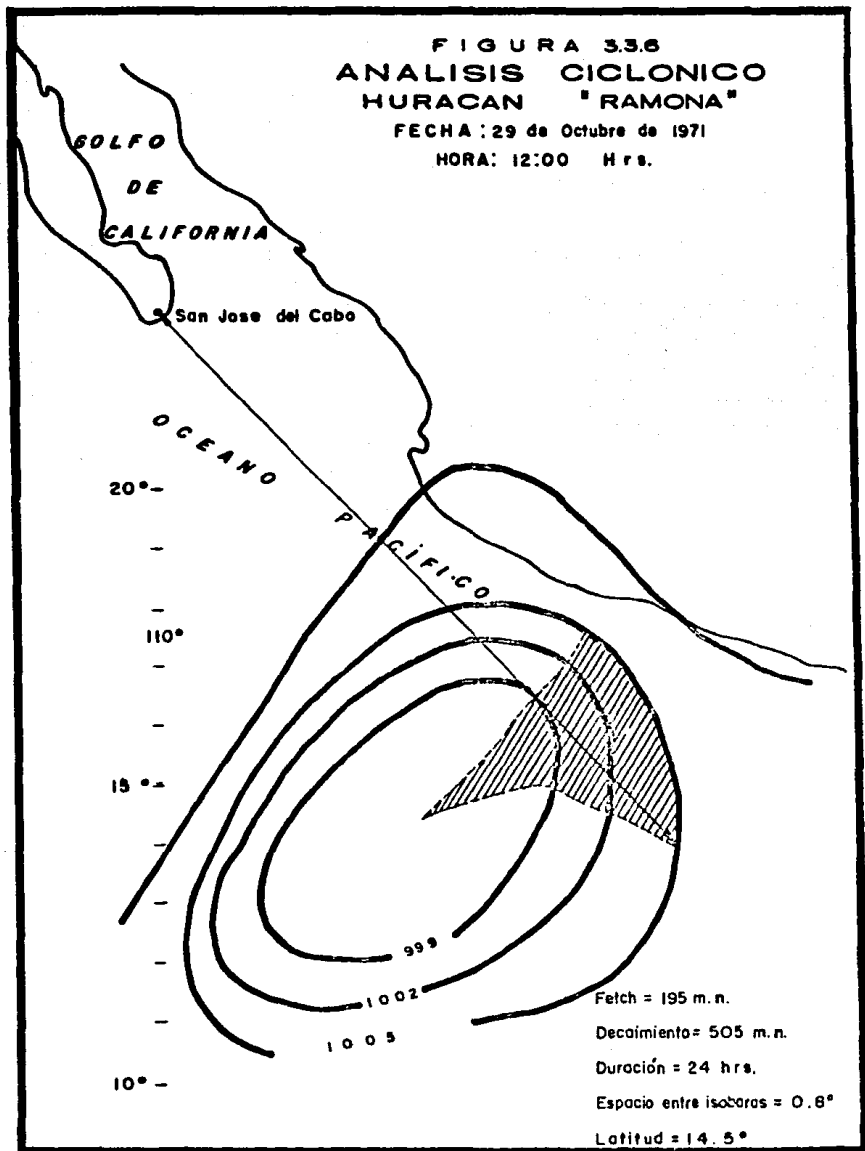
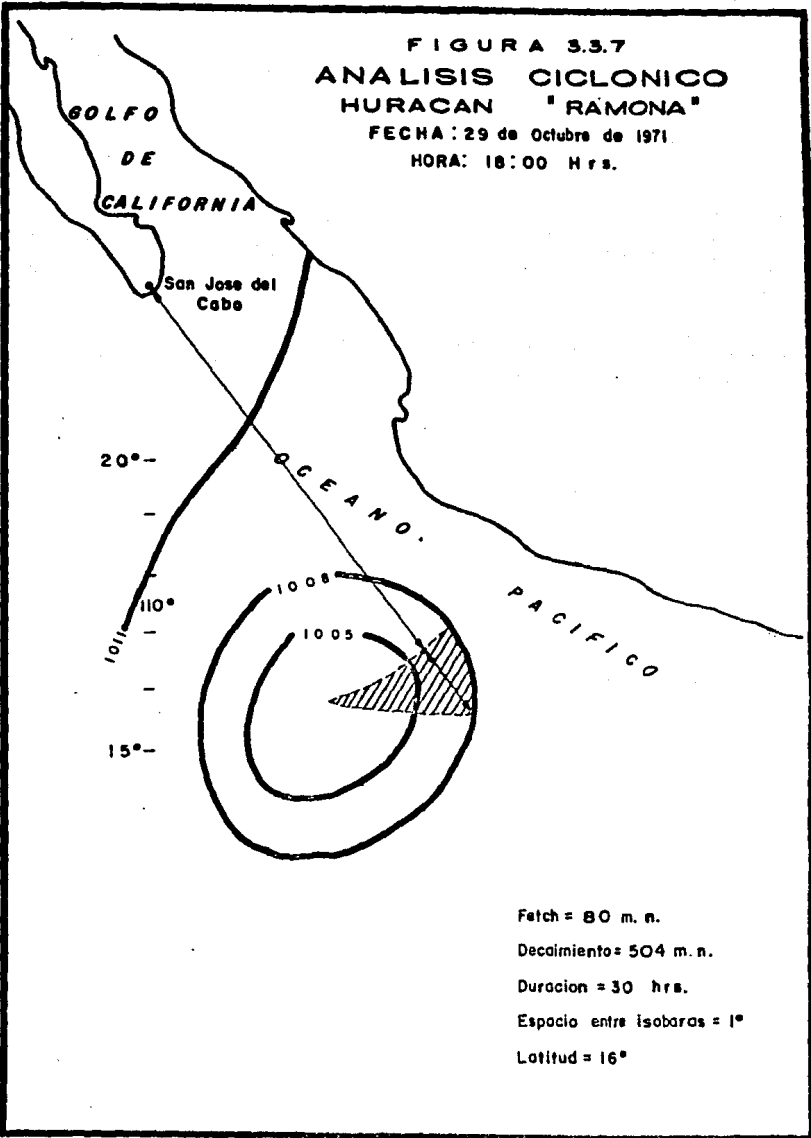


FIGURA 3.3.7
ANÁLISIS CICLÓNICO
HURACAN "RAMONA"

FECHA: 29 de Octubre de 1971

HORA: 18:00 Hrs.



Fetch = 80 m. n.

Decaimiento = 504 m. n.

Duracion = 30 hrs.

Espacio entre isobaras = 1°

Latitud = 16°

FIGURA 3.38
ANALISIS CICLONICO
HURACAN "RAMONA"

FECHA: 30 de Octubre de 1971

HORA: 12:00 Hrs.

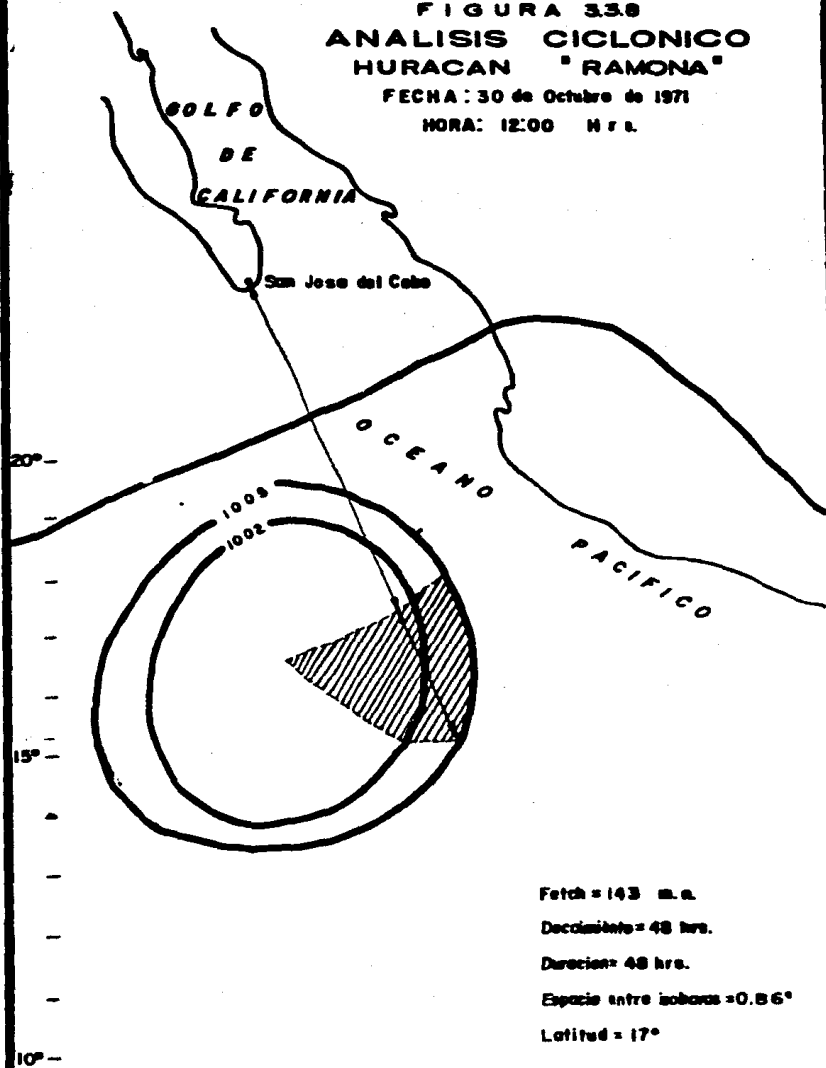
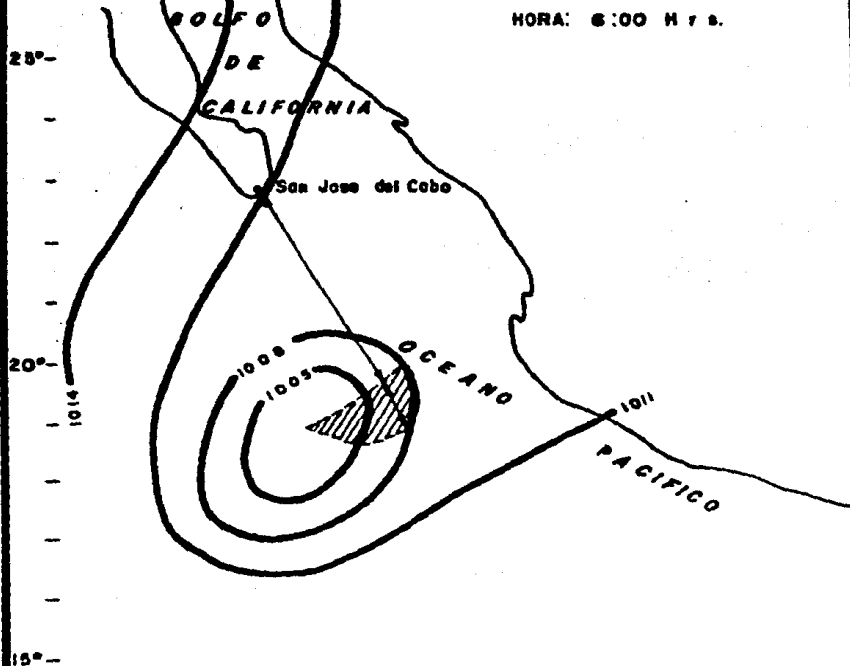


FIGURA 3.3.9
ANÁLISIS CICLÓNICO
HURACAN "RAMONA"

FECHA: 31 de Octubre de 1971

HORA: 6:00 H r s.



Fetch = 56 m. n.

Decaimiento = 216 m. n.

Duración = 66 hrs.

Espacio entre isobaras = 0.7°

Latitud = 19°

TABLA 3.3.10

ANÁLISIS CICLÓNICO

HURACAN "RAMONA"

FECHA : 25 y 28 de Octubre 1971

| 1ª FECHA | 25/X/71 | 28/X/71 |
|---------------------------------------------------------------|---------|---------|
| 2ª HORA | 12 | 18 |
| 3ª ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 0.65 | 1 |
| 4ª LATITUD EN GRADOS | 12 | 12 |
| 5ª "V ₀ " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 210 | 136 |
| 6ª DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FAHRENHEIT) | 0-10 | 0-10 |
| 7ª CURVATURA ISOBARICA | Gran | Gran |
| 8ª $\frac{1}{V_0}$ | 0.65 | 0.65 |
| 9ª VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "u" (NUDOS) | 136.5 | 88.4 |
| 10ª LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 80 | 90 |
| 11ª DURACION "td" (HORAS) | 6 | 6 |
| 12ª "Dc" DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 714 | 660 |
| 13ª T _F (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 16.7 | 13.5 |
| 14ª H _F (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 63 | 40 |
| 15ª DURACION MINIMA "1m" (HORAS) | 6 | 6 |
| 16ª FETCH MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 80 | 90 |
| 17ª T _D /T _F | 1.55 | 1.44 |
| 18ª H _D /H _F | 0.27 | 0.27 |
| 19ª T _d PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 25.9 | 19.44 |
| 20ª H _d ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 5.18 | 3.29 |
| 21ª DIRECCION DE PROPAGACION | SE | SE |

INDICES :

F : Zona de generacion

d : Sitio de estudio

TABLA 3.3.11
ANALISIS CICLONICO
HURACAN "RAMONA"
FECHA : 29 de Octubre 1971

| 1ª FECHA | 29/X/71 | 29/X/71 |
|---------------------------------------------------------------|---------|---------|
| 2ª HORA | 12 | 18 |
| 3ª ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 0.8 | 1 |
| 4ª LATITUD EN GRADOS | 14.5 | 16 |
| 5ª "V ₀ " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 142 | 103 |
| 6ª DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FARENHEIT) | 0 - 10 | 0 - 10 |
| 7ª CURVATURA ISOBARICA | Gran | Gran |
| 8ª u/v_g | 0.65 | 0.65 |
| 9ª VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "u" (NUDOS) | 92.3 | 66.95 |
| 10ª LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 195 | 80 |
| 11ª DURACION "t _d " (HORAS) | 24 | 30 |
| 12ª "D _c " DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 505 | 504 |
| 13ª T _f (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 16 | 11.5 |
| 14ª H _f (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 57 | 28 |
| 15ª DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 11 | 6.5 |
| 16ª FECHT MIHIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 195 | 80 |
| 17ª T _D /T _F | 1.33 | 1.40 |
| 18ª H _D /H _F | 0.39 | 0.28 |
| 19ª T _d PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 21.28 | 16.1 |
| 20ª H _d ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 6.78 | 2.39 |
| 21ª DIRECCION DE PROPAGACION | S-E | S-E |

INDICES :

F : Zona de generacion

d : Sitio de estudio

TABLA 3.3.12
ANALISIS CICLONICO
HURACAN "RAMONA"
FECHA - 30 y 31 de Octubre 1971

| 1ª FECHA | 30/X/71 | 31/X/71 |
|---------------------------------------------------------------|---------|---------|
| 2ª HORA | 12 | 6 |
| 3ª ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 0.86 | 0.7 |
| 4ª LATITUD EN GRADOS | 17 | 19 |
| 5ª "V ₀ " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 113 | 125 |
| 6ª DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FARENHEIT) | 0-10 | 0-10 |
| 7ª CURVATURA ISOBARICA | Gran | Gran |
| 8ª u/v_0 | 0.65 | 0.65 |
| 9ª VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "u" (NUDOS) | 73.45 | 81.25 |
| 10ª LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 143 | 56 |
| 11ª DURACION "t _d " (HORAS) | 48 | 66 |
| 12ª "D _c " DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 346 | 216 |
| 13ª T _f (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 13.4 | 11.5 |
| 14ª H _f (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 38 | 29 |
| 15ª DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 9 | 4.5 |
| 16ª FECHT MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 143 | 56 |
| 17ª T _D / T _F | 1.3 | 1.39 |
| 18ª H _D / H _F | 0.41 | 0.38 |
| 19ª T _d PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 17.42 | 15.99 |
| 20ª H _d ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 4.75 | 3.36 |
| 21ª DIRECCION DE PROPAGACION | S - E | S - E |

INDICES :

F : Zona de generacion

d : Sitio de estudio

signándose los datos de este ciclón en la figura 3.3.10 y los resultados en la tabla 3.3.13.

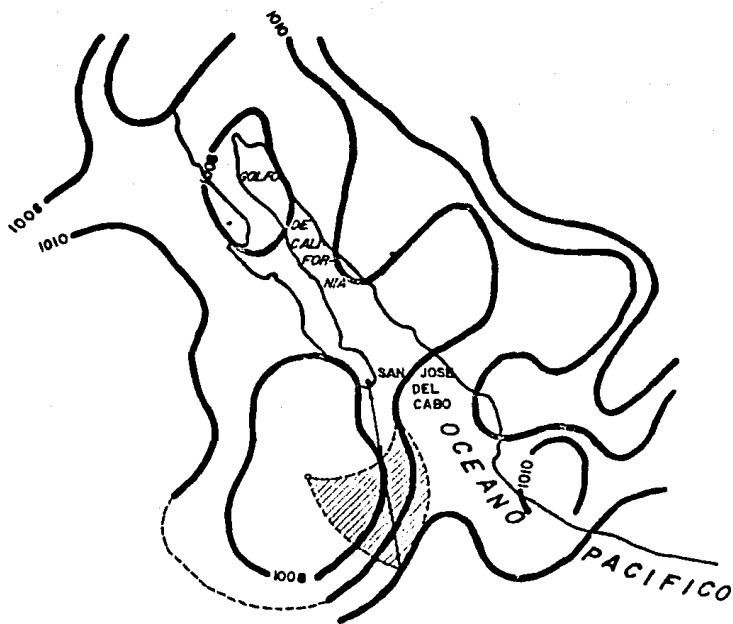
En el caso del Huracán Doreen, parece ser el de condiciones más críticas dentro de los analizados ya que su posición, dada la escasa distancia de decaimiento, cuenta con energía suficiente para generar olas hasta de 11 m. con períodos de 14 segundos que se propagaría en la dirección Sureste, alcanzando velocidades de viento de 115 nudos. Los datos de las configuraciones isobáricas a las distintas horas se presentan en las figuras 3.3.11, 3.3.12 y 3.3.13 y los resultados respectivos de dichas formaciones se consignan en las tablas 3.3.14 y 3.3.15.

De este análisis se puede resumir que la máxima altura de ola en aguas profundas puede alcanzar hasta 11 m. y el período que puede llegar a presentarse es hasta de 21 segundos, lográndose una longitud de ola de 690 m., vale la pena hacer hincapié en que estas características son en aguas profundas, características que se verán afectadas por fenómenos tales como refracción, difracción y rompiente, que se analizarán más adelante y que se manifiestan por el rompimiento de la ola antes de alcanzar la playa o las obras.

FIGURA 3.3.10
ANÁLISIS CICLÓNICO
CICLÓN "HYACINTH"

FECHA : 27 de Agosto de 1972

HORA 12:00 Hrs.



Fetch. = 80m.n.

Distancia de decaimiento = 714 m.n.

Duración = 6 hrs.

Espacio entre isobaras = 0.65 lat.

Latitud = 12°

TABLA 3.3.13

ANALISIS CICLONICO

HURACAN "HYACINTH"

FECHA - 27 de Agosto de 1972

| | | |
|------------------------------------------------------------------|------------|--|
| 1ª FECHA | 27/VIII/72 | |
| 2ª HORA | 12:00 | |
| 3ª ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 0.92 | |
| 4ª LATITUD EN GRADOS | 20 | |
| 5ª "V _g " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 96 | |
| 6ª DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FAHRENHEIT) | 0 -10 | |
| 7ª CURVATURA ISOBARICA | Gran | |
| 8ª u/v_g | 0.65 | |
| 9ª VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "u" (NUDOS) | 62.40 | |
| 10ª LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 226 | |
| 11ª DURACION "t _d " (HORAS) | 6 | |
| 12ª "D _c " DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 154 | |
| 13ª T _F (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 10.5 | |
| 14ª H _F (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 23 | |
| 15ª DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 6 | |
| 16ª FECHT MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 73 | |
| 17ª TD/TF | 1.3 | |
| 18ª HD/HF | 0.45 | |
| 19ª T ₀ PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 13.7 | |
| 20ª H ₀ ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 3.15 | |
| 21ª DIRECCION DE PROPAGACION | Sur | |

INDICES :

F : Zono de generaci3n

d : Sitio de estudio

FIGURA 3.3.11
ANÁLISIS CICLÓNICO
CICLÓN "DOREEN"

FECHA: 14 de agosto de 1977
HORA: 12:00 hrs.

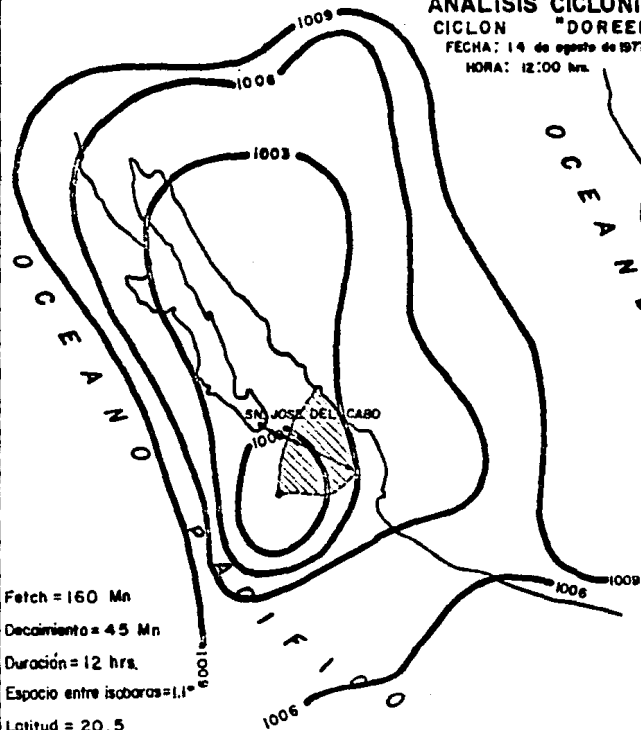


FIGURA 3.3.12
ANÁLISIS CICLÓNICO
CICLÓN "DOREEN"

FECHA: 15 de agosto de 1977
HORA: 0:00 hrs.

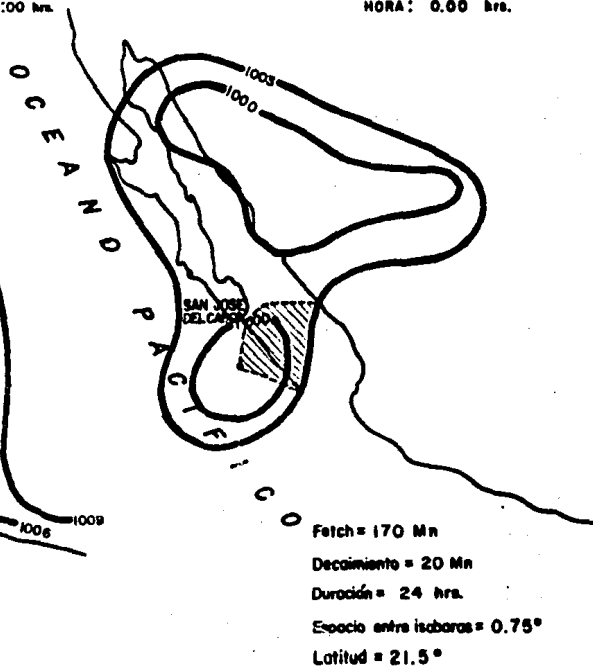
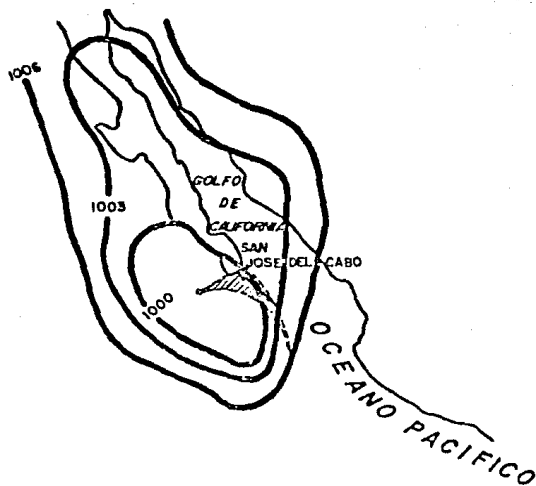


FIGURA 3.3.13
ANALISIS CICLONICO
HURACAN "DOREEN"

FECHA: 15 de Agosto de 1977

HORA: 12:00 Hrs.



Fecha = 90 m.ñ.

Distancia de decalimiento = 0

Duración = 36 hrs.

Espacio isobaras = 0.65° lat.

Latitud = 23°

TABLA 3.3.14

ANALISIS CICLONICO

HURACAN "DOREEN"

FECHA = 14 y 15 de Agosto de 1977

| | | |
|------------------------------------------------------------------------------|---------|---------|
| 1 ^o FECHA | 14/8/77 | 15/8/77 |
| 2 ^o HORA | 12:00 | 0.00 |
| 3 ^o ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 1.10 | 0.750 |
| 4 ^o LATITUD EN GRADOS | 20.50 | 21.50 |
| 5 ^o "V _g " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 78 | 110 |
| 6 ^o DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FAHRENHEIT) | 0 - 10 | 0 - 10 |
| 7 ^o CURVATURA ISOBARICA | Gran | Gran |
| 8 ^o u/V_g | 0.65 | 0.65 |
| 9 ^o VELOCIDAD DEL VIENTO FOR- MATIVO "u" (NUDOS) | 50.70 | 71.5 |
| 10 ^o LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 160 | 170 |
| 11 ^o DURACION "t _d " (HORAS) | 12 | 24 |
| 12 ^o "D _c " DISTANCIA DECAIMIENTO (MILLAS NAUTICAS) | 45 | 20 |
| 13 ^o T _F (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 11 | 13.75 |
| 14 ^o H _F (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 25 | 37 |
| 15 ^o DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 12 | 11 |
| 16 ^o FETCH MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 150 | 170 |
| 17 ^o T _D /T _F | 1.12 | 1.05 |
| 18 ^o H _D /H _F | 0.85 | 0.93 |
| 19 ^o T _d PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 12.32 | 14.44 |
| 20 ^o H _d ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 6.48 | 11.06 |
| 21 ^o DIRECCION DE PROPAGACION | SE | SE |

INDICES :

F : Zona de generacion

d : Sitio de estudio

TABLA 3.3.15
ANALISIS CICLONICO
HURACAN "DOREEN"
FECHA - 15 Agosto de 1977

| | | |
|------------------------------------------------------------------------------|---------|--|
| 1 ^o FECHA | 15/8/77 | |
| 2 ^o HORA | 12:00 | |
| 3 ^o ESPACIO ENTRE ISOBARAS (GRADOS DE LATITUD) | 0.65 | |
| 4 ^o LATITUD EN GRADOS | 23 | |
| 5 ^o "V _g " VELOCIDAD DEL VIENTO GEOSTROFICO (NUDOS) | 115 | |
| 6 ^o DIFERENCIA DE TEMPERATURAS MAR/AIRE (°FAHRENHEIT) | 0-10 | |
| 7 ^o CURVATURA ISOBARICA | Gran | |
| 8 ^o %/V _g | 0.65 | |
| 9 ^o VELOCIDAD DEL VIENTO FORMATIVO "v" (NUDOS) | 74.75 | |
| 10 ^o LONGITUD DEL FETCH (MILLAS NAUTICAS) | 90 | |
| 11 ^o DURACION "t _d " (HORAS) | 36 | |
| 12 ^o "D _c " DISTANCIA DECAMENTO (MILLAS NAUTICAS) | 0 | |
| 13 ^o T _f (SEGUNDOS) PERIODO SIGNIFICANTE | 12.3 | |
| 14 ^o H _f (PIES) ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE | 32.5 | |
| 15 ^o DURACION MINIMA "t _m " (HORAS) | 6.5 | |
| 16 ^o FETCH MINIMO "F _m " (MILLAS NAUTICAS) | 90 | |
| 17 ^o TD/TF | 1 | |
| 18 ^o HD/HF | 1 | |
| 19 ^o T ₀ PERIODO SIGNIFICANTE (SEGUNDO) | 12.3 | |
| 20 ^o H ₀ ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE (METROS) | 9.91 | |
| 21 ^o DIRECCION DE PROPAGACION | SE | |

INDICES :

F : Zona de generación

d : Sitio de estudio

3.3.3 Refracción del Oleaje.

Para conocer la incidencia del oleaje y la alteración que sufre la ola por el efecto de fondo, se elaboraron los planos de refracción del oleaje para cada dirección de incidencia. Estos diagramas se elaboraron aplicando la teoría de Swell al conocido método de los rayos de oleaje.

En el plano TP-03 se pueden apreciar los diagramas de refracción para las distintas direcciones, y en el mismo se anotan los coeficientes de refracción y ángulos de incidencia, siendo la dirección SE la que puede incidir sobre la playa en estudio.

3.3.4 Transporte Litoral.

Para cuantificar el volumen de material sólido que puede transportar el oleaje, se aplicaron tres métodos empíricos, conocidos por los nombres de sus autores como Cadwell, C.E.R.C. y Larras. - Estos métodos consideran para la cuantificación del arrastre parámetros tales como altura de ola, longitud de onda, período, ángulo de incidencia, coeficiente de refracción, tiempo de acción del oleaje y características del material.

Los resultados de este análisis se resumen en la tabla 3.3.16, en la cual en las zonas identificadas como B — playa próxima al trailer park — , C — playa Central del Desarrollo Turístico — y D — playa próxima a la marisma — , existe una tendencia de transporte del orden de 20,000 , 38,000 y 28,000 m³/año respectivamente, siendo predominante el transporte de SW a NE.

3.3.5 Mareas

En base a observaciones de campo, estudios anteriores y el conocimiento acerca de la latitud del sitio en estudio, fue factible verificar el hecho de que las mareas que ocurren en San José del Cabo tienen características similares a las de las costas de Mazatlán en donde se tienen registros completos de varios años de medición y se han establecido los planos de marea que caracterizan el fenómeno. Siendo estos planos los siguientes:

| | |
|-----------------------------------|------------|
| • Pleamar máxima registrada | 1.128 m. |
| • Nivel de pleamar media superior | 0.553 m. |
| • Nivel de pleamar media | 0.452 m. |
| • Nivel medio del mar | 0.000 m. |
| • Nivel de bajamar media | - 0.460 m. |

TABLA 3.3.16
TRANSPORTE LITORAL (m³/año)
SAN JOSE DEL CABO

| Z o n a | C | | | D | | | |
|----------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|--------|
| | Método Volumen | Cadwell | C.E.R.C. | Larras | Cadwell | C.E.R.C. | Larras |
| Total Positivo | 8,879.81 | 78,082.13 | 21,678.48 | 6,698.40 | 49,366.75 | 11,645.42 | |
| Total Negativo | - 769.31 | -3,721.50 | -1,804.71 | -1,887.48 | -10,165.89 | -4,482.92 | |
| Neto Total | 8,110.49 | 74,340.63 | 19,873.75 | 4,810.92 | 39,199.86 | 7,202.50 | |
| Bruto Total | 9,649.12 | 81,783.56 | 23,483.16 | 8,585.88 | 59,531.64 | 16,088.34 | |
| Promedio | | 38,305.28 | | | 28,068.62 | | |

Notas: La zona C corresponde a la playa Central del Desarrollo Turístico.
La zona D corresponde a la playa próxima a la marisma.

TABLA 3.3.16
TRANSPORTE LITORAL (m³/año)
SAN JOSE DEL CABO

| Z o n a | A | | | B | | |
|----------------|-----------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Método | Cadwell | C.E.R.C. | Larras | Cadwell | C.E.R.C. | Larras |
| Volumen | | | | | | |
| Total Positivo | 409.91 | 1,933.78 | 588.47 | 4,240.75 | 29,308.53 | 8,908.75 |
| Total Negativo | -1,944.27 | -11,983.73 | -2,591.95 | -1,849.31 | -9,959.02 | -5,560.85 |
| Neto Total | -1,534.36 | -10,049.95 | -2,003.47 | 2,391.44 | 19,347.50 | 3,345.90 |
| Bruto Total | 2,354.18 | 13,917.51 | 3,180.42 | 6,090.06 | 39,265.55 | 14,467.59 |
| Promedio | 6,484.04 | | | 19,941.07 | | |

Notas: La zona A corresponde a la playa en Punta Palmillas.
La zona B corresponde a la playa próxima al trailer park.

(Continúa)

- . Nivel de bajamar media inferior - 0.607 m.
- . Bajamar mínima registrada - 1.250 m.

3.3.6 Vientos.

En cuanto a los vientos es difícil establecer una correlación con registros de observación largos, ya que la estación más cercana de donde se cuenta con datos es La Paz, B.C.S., y en esta zona parece predominar la dirección NE, mientras que en la costa de San José del Cabo según se observó, el viento dominante es en las direcciones S, SE y SW, siendo la velocidad máxima registrada de 6.88 m/seg.

3.4 Análisis y Selección de Alternativas.

Para los fines propuestos, proporcionar una zona de calma en la playa central para brindar un máximo de seguridad y un aprovechamiento pleno como balneario, y con la gama de estructuras de protección con las que se cuenta como posibles soluciones, se presentan las siguientes alternativas:

- . Rompeolas dinámicos

- . Rompeolas flotantes
- . Rompeolas de talud

3.4.1 Rompeolas dinámicos.

Es un método utilizado para controlar las alturas de ola por medio de chorros de agua o aire comprimido que ofrecen resistencia a la propagación del oleaje, amortiguando la energía de este, denominándose hidráulico cuando se emplea agua o neumático cuando se utiliza aire, la disposición de este tipo de elementos sería como la mostrada en la figura 3.4.1.

Aunque este método data de 1915 su utilización es en casos muy especiales debido a los grandes volúmenes de agua y aire que se requieren para amortiguar el oleaje.

Las características de este tipo de rompeolas es que comparado con los otros, sin instalación es más sencilla y económica, sin embargo, requiere de una operación y mantenimiento constante; operación que puede ser muy costosa en caso de oleaje constante y fuerte, y ventajosa cuando no existe oleaje muy fuerte — calmas estacionales— que puede considerarse en este caso.

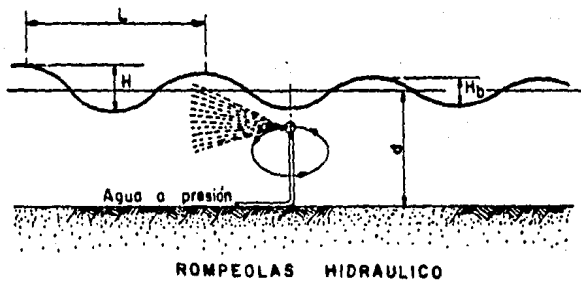
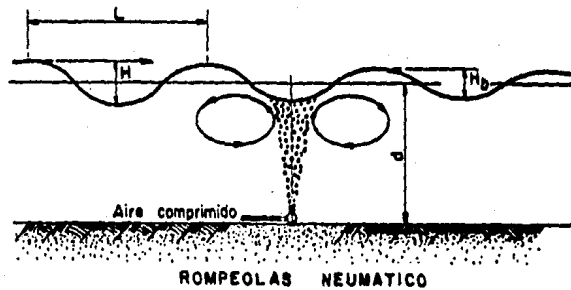


FIGURA 3.4.1. ROMPEOLAS DINÁMICOS.

Otra importante desventaja la representa su mantenimiento ya que la tubería submarina está sujeta a corrosión, incrustaciones de especies marinas que pueden obstruir los orificios, e inclusive queda la obra sepultada por los procesos litorales y pasada una tormenta acarree volúmenes de arena que la obstruyan, teniéndose que reponer el equipo.

Para el anteproyecto, con las condiciones de oleaje existentes, según los antecedentes que se tienen y según el reporte Engineering News-Record para el rompeolas neumático de la Bahía de Dover, Inglaterra, se concluye la necesidad de utilizar dos líneas paralelas que conduzcan y distribuyan el aire a presión, siendo de las siguientes características:

- | | |
|------------------------------------------------|-------------------------------|
| . Amortiguamiento para olas hasta de 3.66 m.: | 50 % |
| . Separación entre líneas: | 30 m. |
| . Diámetro de las tuberías: | 1.5 pulg. |
| . Diámetro de los orificios: | 0.5 pulg. |
| . Compresores para suministro de gasto: | 15 lt/seg/m. |
| . Presión de trabajo: | 100 a 30 lb/pulg ² |
| . Costo de instalación (Incluyendo compresor): | \$12,500/m/línea |

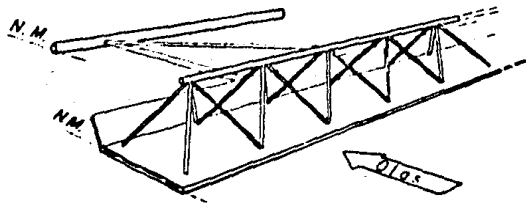


FIGURA 3.4.3. ROMPEOLAS DE BAJO CALADO.

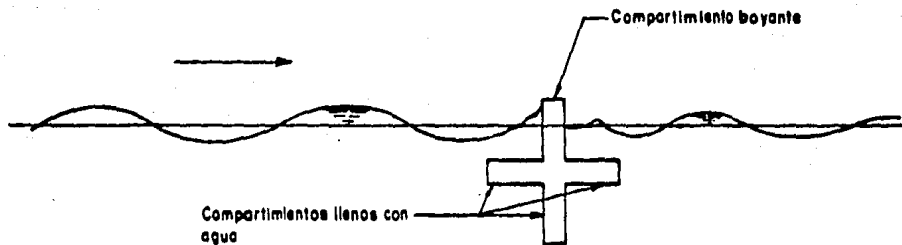


FIGURA 3.4.2. ROMPEOLAS TIPO BOMBARDON.

movimiento orbital superior de la onda, alcanzándose amortiguamientos del 35 al 66%. La ventaja de este tipo de rompeolas flotante radica en que está sujeto a esfuerzos más bajos y en consecuencia sus atraques son más pequeños.

- Bolsas llenas de Fluido (Fluid Filled Bags). Consiste en una serie de bolsas flexibles llenas con fluidos de menor densidad que el agua para que flote — como se muestra en la figura 3.4.4 —. El amortiguamiento se logra por la interferencia del movimiento de las partículas del agua, produciendo el rompimiento de la ola, obteniéndose una eficacia del 40 al 80 %, sin embargo presentan una desventaja importante que es su durabilidad, que contrarresta su bajo costo inicial, ya que fácilmente se pueden picar las unidades y perderse.
- Bastidor (A-Frame). Consta esencialmente de una pantalla vertical con dos cilindros flotantes colocados simétricamente a ambos lados de la placa, como se muestra en la figura 3.4.5. Su principio de amortiguamiento es similar al caso del Bombardon, pudiendo lograrse amortiguamientos del 35 al 70%.

Aunque se podrían enumerar más tipos, estos podrían ser aplica-

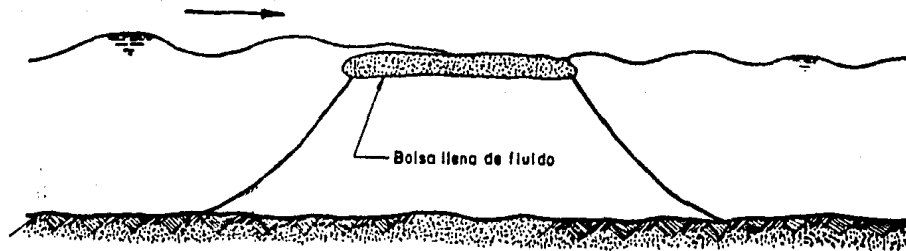


FIGURA 3.4.4. ROMPEOLAS DE BOLSA.

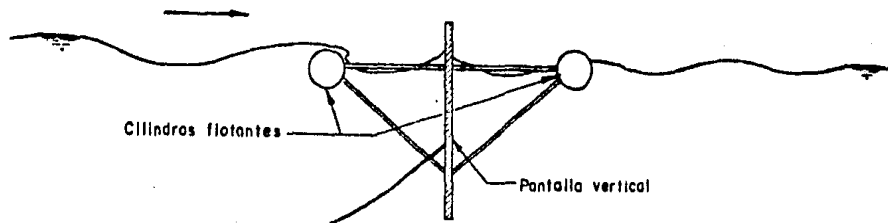


FIGURA 3.4.5. ROMPEOLAS DE BASTIDOR.

bles al problema en cuestión, considerándose en general las siguientes características para los rompeolas flotantes:

- La instalación del rompeolas debe estar a una profundidad - más grande que la altura de olas (5 a 20 veces).
 - No son recomendables para alturas de ola significantes mayores de 1.5 m.
 - No son aconsejables para períodos grandes — entre 14 y 20 segundos —, ya que requieren decenas de metros de ancho - para amortiguar las ondas.
 - Puesto que su diseño es para condiciones normales de oleaje, el oleaje extraordinario ciclónico puede dañar la estructura o hacerla muy costosa, por lo que no es aconsejable en zonas ciclónicas.
- Su mantenimiento es costoso.
- Sólo amortigua la energía del oleaje, no disipándola por completo.
 - No se incrementa su costo por instalarlo a grandes profundidada

des por lo que es competitivo cuando hay que construir un rompeolas a grandes profundidades.

Según reportes al respecto, el costo de estas estructuras es de - aproximadamente \$35,000.00/m., y su mantenimiento anual del orden de \$500.00 M.N.

3.4.3 Rompeolas de talud.

Este tipo de estructura esta constituido por elementos sólidos graduados en distintas capas, siendo la capa exterior o coraza de elementos que pueden ser de roca o de concreto, que soporten la acción del oleaje.

Entre sus principales ventajas se pueden mencionar la seguridad de la obra debido a la experiencia que se tiene al respecto, teniendo un mantenimiento mínimo y el amortiguamiento de la energía del oleaje casi total.

Dado que en la zona existe roca, esta puede emplearse para la construcción del rompeolas, siendo este elemento, cuando se encuentra en la zona, el más económico.

Para este análisis preliminar de alternativas, se considera un diseño similar a las obras cercanas y conservador como la de Cabo Bello, en la cual la corona tiene una elevación de 3.80 m., taludes 2:1 y el desplante de la estructura se considerará a la batimétrica -5.00, considerando un costo unitario de \$250.00/m³. De lo anterior resulta que el volumen total por metro de longitud es de 190 m³/m como volumen geométrico.

Con base en las características anteriores de los rompeolas, se procedió a hacer un análisis para seleccionar la más económica, siendo los resultados los que se consignan en la tabla 3.4.1; de la que puede resumirse que la alternativa más económica es el rompeolas de talud que ofrece además una seguridad más amplia.

3.5 Diseño Preliminar

Para definir el área protegida se procedió a efectuar un diseño preliminar de las obras de protección considerando distintas profundidades y basándose en el criterio W.E.S., según puede observarse en la figura 3.5.1 en la que se consideran las variables del problema y la utilización de dos tipos de elementos en la coraza — roca y tetrápodos — dependiendo de que el tamaño del elemento utilizan

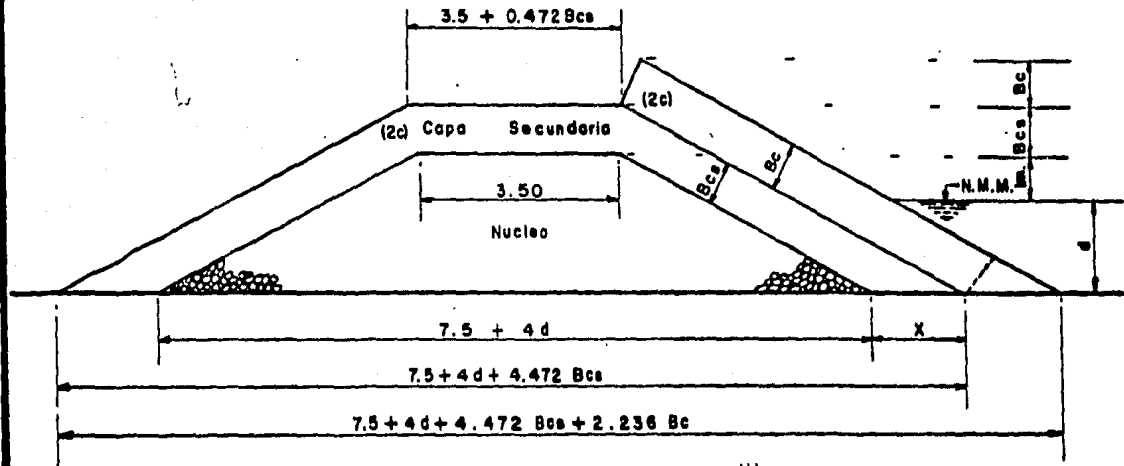
TABLA 3.4.1
ANALISIS DE ALTERNATIVAS
SAN JOSE DEL CABO

| Tipo de rompeolas | Volumen de obra | Unidad | Costo unitario | Inversión total | Costo Mantenimiento | Costo Operación | Costo total de la alternativa |
|-------------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|---------------------|-----------------|-------------------------------|
| NEUMATICO | 1 500 | m | 25,000 | 37'500,000 | 4'694,250 | 48'003,650 | 88'197,900 |
| FLOTANTE | 1 500 | m | 35,000 | 52'500,000 | 4'694,250 | - | 57'194,250 |
| DE TALUD | 114 000 | m ³ | 250 | 28'500,000 | - | - | 28'500,000 |

Notas: Los costos de operación y mantenimiento, son valores presentes considerando una tasa del 15% y un período de 20 años, por lo que el factor es 6.259

El cálculo del volumen de la obra de talud se hizo considerando que en la longitud pueden existir huecos que reduce la longitud en 2/3 partes y que tiene una porosidad de 40%.

FIGURA 3.5.1
SECCION TRANSVERSAL TIPO DE LAS OBRAS DE PROTECCION
PROYECTO SAN JOSE DEL CABO



$$A_n = (5.5 + 2d) (d + 1)$$

$$A_n + A_{sc} = (5.5 + 2d + 2.472 B_{cs}) (d + 1 + B_{cs})$$

$$A_o = 2.24 B_c (B_{cs} + d + 1) + 1.12 B_c^2$$

$$\frac{H_b}{d_s} = 1.15$$

$$X = 2.856 B$$

Roca

$$W_c = 0.084 H^3$$

$$W_{sc} = 0.0084 H^3$$

$$B = 1.663 W^{1/3}$$

Tetrapodes

$$W_c = 0.081 H^3$$

$$W_{sc} = 0.0081 H^3$$

$$B = 1.55 W^{1/3}$$

do roca sea muy grande y consecuentemente difícil su obtención se optaría por el tetrápodo, que por tener coeficientes de estabilidad más altos, puede reducirse su peso según se indica en las expresiones implícitas en la figura.

A partir de esas expresiones, se calcularon para las distintas profundidades, la altura, pesos de los elementos y anchos de las distintas capas, así como las áreas geométricas y las reales de las secciones considerando las porosidades características de los elementos: 37% en roca y 50% en tetrápodos, dichas cantidades se consignan en la tabla 3.5.1.

Para poder valorar las alternativas, se propone una distribución tentativa de las obras, según se indica en la figura 3.5.2., considerando que la apertura de la entrada sería igual a la longitud de la ola y el frente de la estructura tipo, del doble; con lo cuál se podrá cuantificar los volúmenes de obra para cada profundidad, que afectados de costos índices permitan calcular el monto de la obra, y para decidir sobre el más económico, se tomará como base de comparación el volumen de agua del área protegida.

En la tabla 3.5.2 se presentan los resultados correspondientes a

TABLA 3.5.1

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES
 PROYECTO SAN JOSE DEL CABO

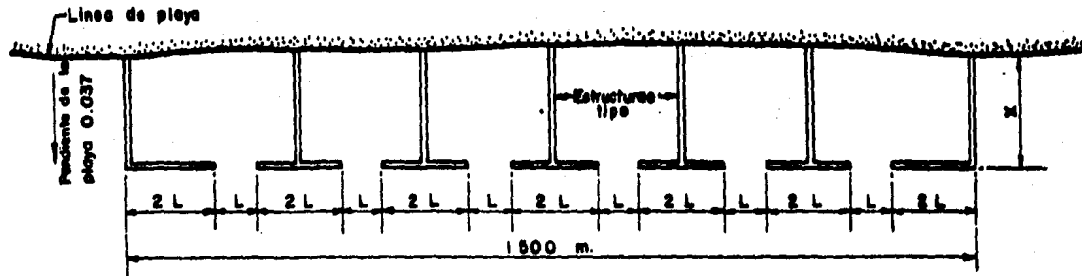
| d (m) | H (m) | Wc (Ton) | Wcs (Ton) | Bc | Bcs | Area Geométrica | | Areas Reales | |
|----------|----------|-------------|--------------|-------|-------|-----------------|---------|------------------|--------------------|
| | | | | | | Acst+An | Ac | 0.63(Acs+ An) | 0.5 o' 0.63(Ac) |
| 1 | 1.15 | 0.128 | .0128 | 0.838 | 0.389 | 20.215 | 5.271 | 12.735 | 3.321 |
| 2 | 2.30 | 1.022 | .1022 | 1.675 | 0.778 | 43.157 | 17.317 | 27.189 | 10.910 |
| 3 | 3.45 | 3.449 | .344 | 2.510 | 1.165 | 74.272 | 36.096 | 46.791 | 22.740 |
| 4 | 4.60 | 8.176 | .817 | 3.350 | 1.555 | 113.690 | 61.768 | 71.624 | 38.907 |
| 5 | 5.75 | 11.657 * | 1.166 | 3.514 | 1.750 | 153.652 | 74.833 | 96.800 | 37.417 * |
| 6 | 6.90 | 20.039 * | 2.004 | 4.210 | 2.097 | 206.354 | 105.639 | 130.003 | 52.820 * |
| 7 | 8.05 | 31.821 * | 3.182 | 4.912 | 2.446 | 266.859 | 141.959 | 168.121 | 70.980 * |

* Tetrápodos

FIGURA 3.5.2.

DISTRIBUCION EN PLANTA DE LAS OBRAS DE PROTECCION

PROYECTO SAN JOSE DEL CABO



$$L = 31.32 \sqrt{v} \quad (\text{Longitud de onda})$$

$$W = \frac{500}{L} \quad (\text{Numero de estructuras})$$

$$V_R = A_r (215.5 \sqrt{v} + 1000) \quad (\text{Volumen de enrocamiento de la copa secundaria y nucleo})$$

$$V_C = 1000 A_c \quad (\text{Volumen de enrocamiento o concreto de la corona})$$

TABLA 3.5.2
ANALISIS ECONOMICO DE LAS ALTERNATIVAS
PROYECTO SAN JOSE DEL CABO

| d (m) | $V_R(m^3)$ | $V_C(m^3)$ | Costo enrocamiento | Costo coraza | Costo total | Volumen Protegido | Costo unitario |
|----------|------------|------------|-----------------------|-----------------|----------------|----------------------|-------------------|
| 1 | 15,479 | 3,321 | 3'869,848 | 830,250 | 4'700,098 | 20,270 | 231.87 |
| 2 | 35,475 | 10,910 | 8'868,780 | 2'727,500 | 11'596,280 | 81,080 | 143.02 |
| 3 | 64,235 | 22,740 | 16'058,846 | 5'685,000 | 21'743,846 | 182,430 | 119.19 |
| 4 | 102,493 | 38,907 | 25'623,485 | 9'726,750 | 35'350,235 | 324,320 | 108.9 |
| 5 | 143,527 | 37,417* | 35'891,822 | 46'771,250 | 82'663,072 | 506,750 | 163.1 |
| 6 | 198,673 | 52,820* | 49'653,327 | 66'025,000 | 115'678,327 | 729,720 | 158.52 |
| 7 | 263,976 | 70,980* | 65'994,192 | 88'725,000 | 154'719,192 | 993,230 | 155.77 |

Roca \$ 250/m³

Concreto \$1,250/m³

* Concreto

cada alternativa, en la que se pueden apreciar, el volumen de material, el monto de la inversión, el volumen protegido y el costo unitario por unidad de agua protegida, del que puede concluirse — que la profundidad de 4 metros se obtiene el costo unitario más bajo, por lo que se selecciona esta batimétrica como límite del área a proteger.

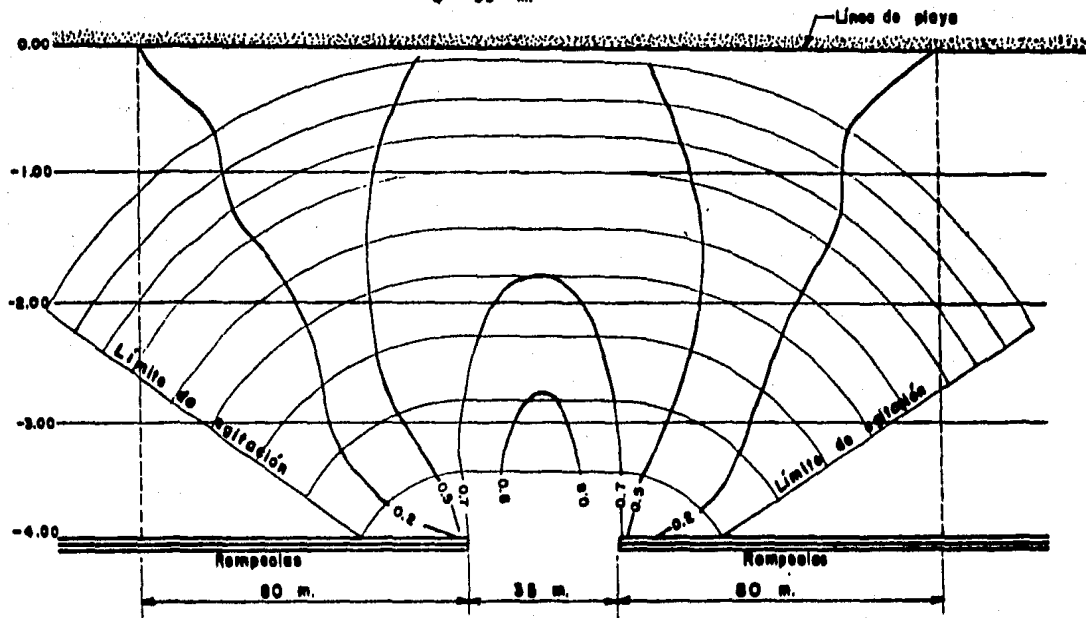
Fue necesario efectuar un segundo análisis para fijar la apertura de la entrada, para lo cual fué necesario elaborar los esquemas de difracción en el recinto, considerando las entradas de $L/2$, L y $3L/2$ — siendo L la longitud de onda —, partiendo de la base de que 35 m. de longitud de rompeolas frontal es equivalente a 108 m. de longitud de rompeolas perpendicular, según los costos obtenidos, por lo que entre más grande sea el acceso, más económico será la obra aunque podrá existir mayor agitación en el recinto.

En las figuras 3.5.3, 3.5.4 y 3.5.5, se pueden apreciar los diagramas de difracción para entradas de 35 m., 70 m. y 105 m. respectivamente, considerando períodos de 10 segundos y en las figuras 3.5.6, 3.5.7 y 3.5.8 los diagramas correspondientes para períodos de 12 segundos. De estos diagramas puede observarse que el período del oleaje induce muy pequeños cambios en cuanto al —

FIGURA 3.5.3
 DIAGRAMA DE DIFRACCION
 SAN JOSE DEL CABO

T = 10 seg.

B = 35 m.



- Línea de igual energía
- Frentes de ola
- Límite del estudio

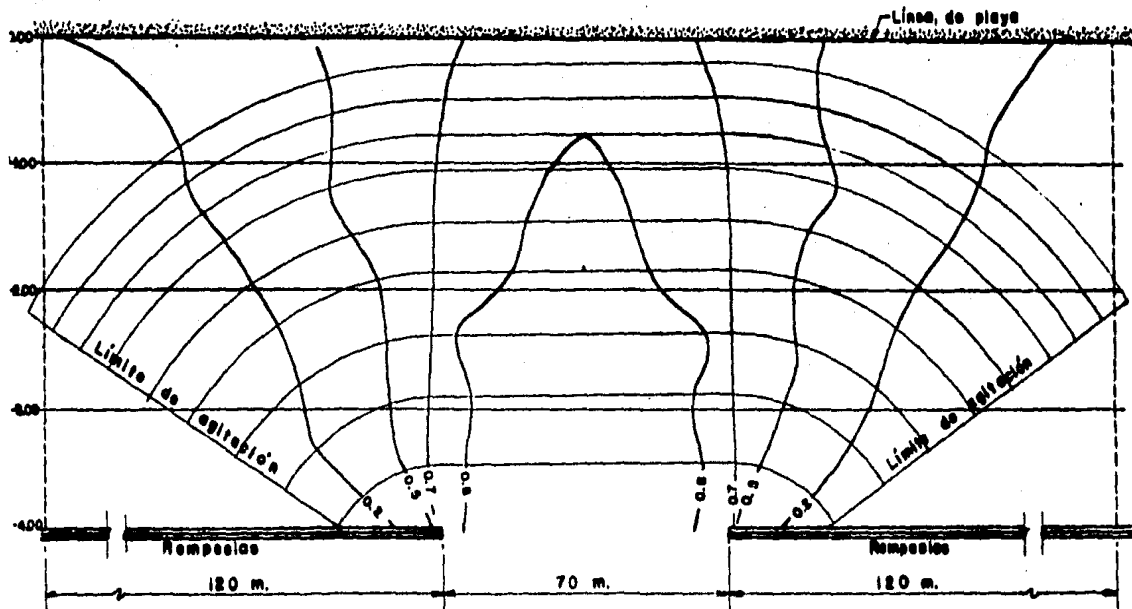
Coefficiente medio de difracción 0.35

ESC. 1:1000

FIGURA 3.54
 DIAGRAMA DE DIFRACCION
 SAN JOSE DEL CABO

T = 10 seg.

B = 70 m.



———— Línea de igual energía

———— Frente de ola

- - - - Límite del módulo

Coefficiente medio de difracción 0.38

ESC. 1 : 1000

FIGURA 3.6.6
**DIAGRAMA DE DIFRACCION
 SAN JOSE DEL CABO**

T = 10 seg.

B = 105 m.

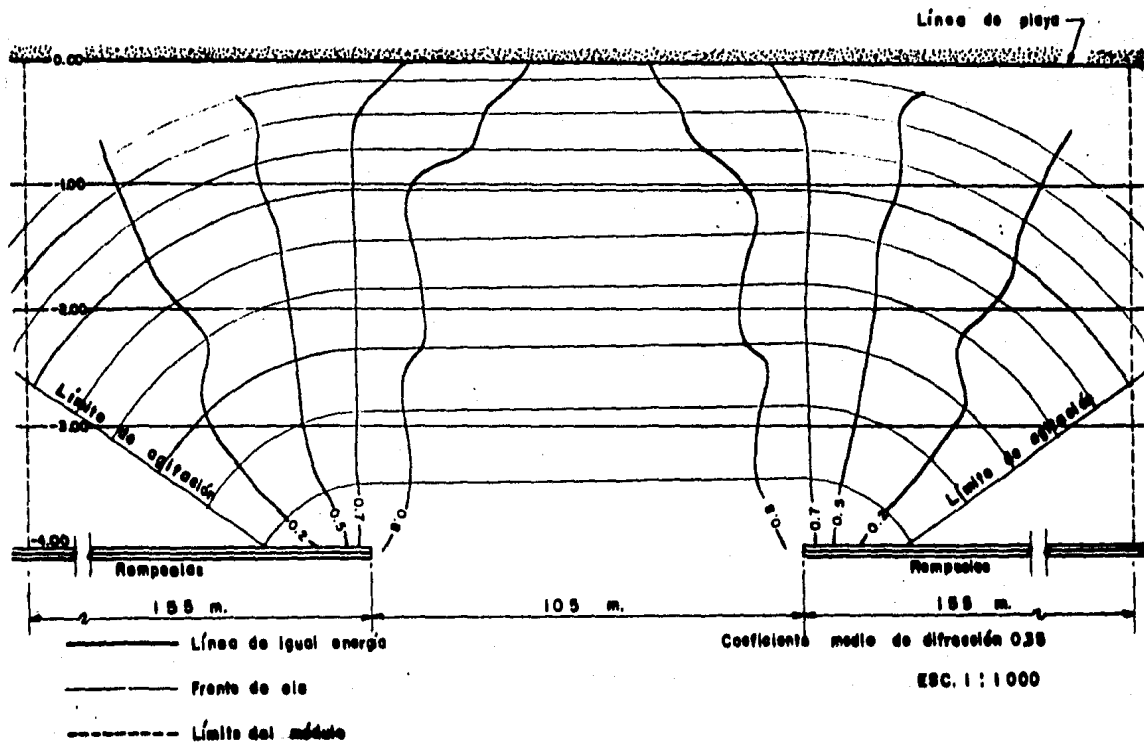
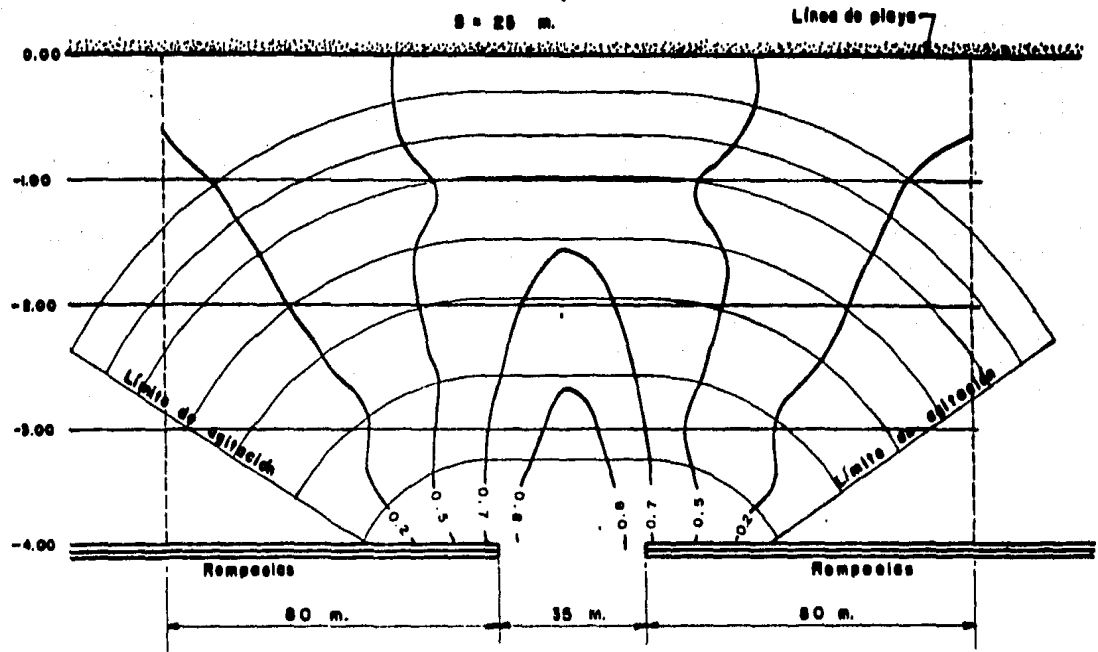


FIGURA 3.6.6
**DIAGRAMA DE DIFRACCION
 SAN JOSE DEL CABO**

T = 12 seg.
 S = 25 m.



- Línea de igual energía
- Frente de ola
- - - Límite del módulo

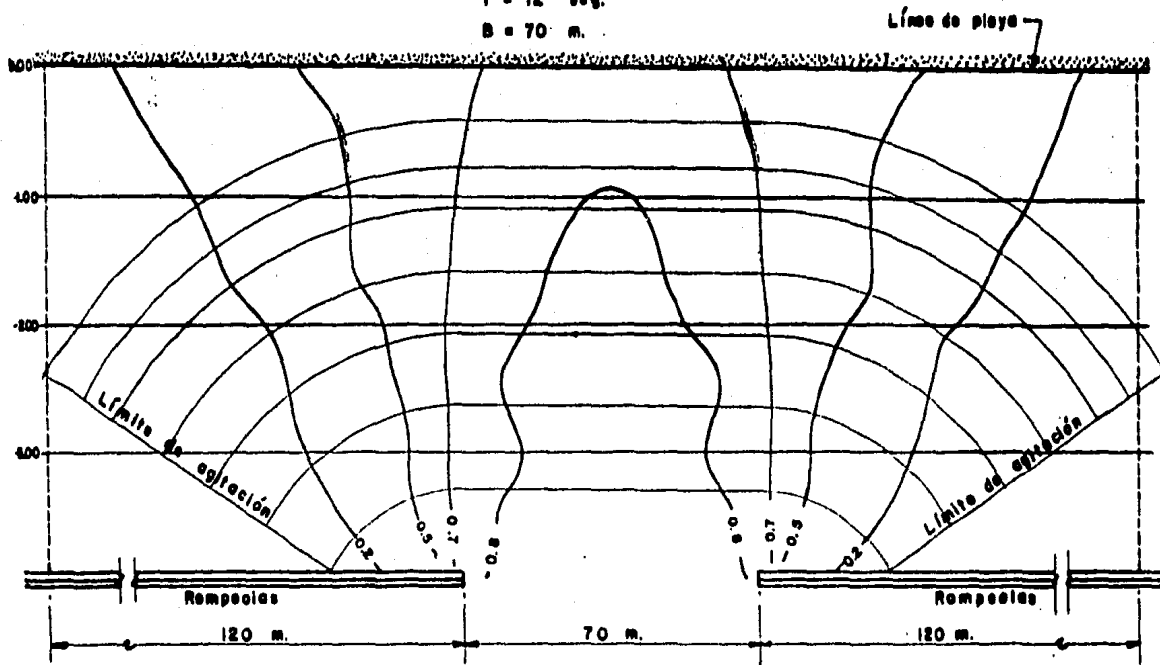
Coeficiente medio de difracción 0.39

ESC. 1 : 1000

FIGURA 3.5.7
 DIAGRAMA DE DIFRACCIÓN
 SAN JOSE DEL CABO

T = 12 seg.

B = 70 m.



— Línea de igual energía

- - - Frente de ola

· · · Límite del módulo

Coefficiente medio de difracción 0.35

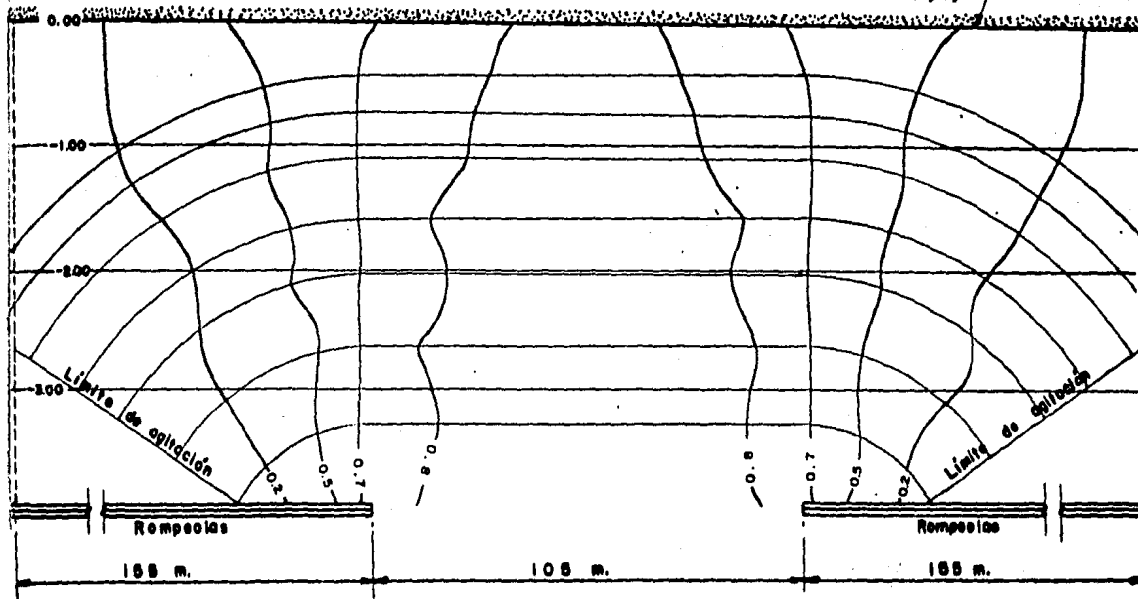
ESC. 1 : 1000

FIGURA 3.5.8
 DIAGRAMA DE DIFRACCION
 SAN JOSE DEL CABO

$T = 12 \text{ seg.}$

$B = 105 \text{ m.}$

Línea de playa



———— Línea de igual energía

———— Frente de ola

----- Límite del módulo

Coefficiente medio de difracción 0.34

ESC. 1 : 1 000

comportamiento del oleaje en el interior de la zona a proteger.

Los distintos accesos o estructuras pueden considerarse equivalentes ya que el coeficiente de difracción medio en cada módulo es de 0.35 o sea es equivalente a tener una altura de ola del 35 % de la que ocurriría en condiciones normales en promedio.

Los coeficientes de difracción medios se estimaron con la siguiente expresión:

$$K_m = \frac{\sum_{i=1}^n K_i A_i}{A_t}$$

en la cual

K_i = coeficiente de difracción íesimo

A_i = Area limitada entre dos líneas de igual energía (igual coeficiente de difracción)

A_t = Area total del recinto

n = Número de equipotenciales

Siendo equivalentes los módulos propuestos es posible valorar cada alternativa con objeto de seleccionar la más económica, siendo los resultados los siguientes:

Alternativa No. 1:

- . Ancho del acceso: 35 m.
- . Longitud del rompeolas frontal por módulo: 160 m.
- . Longitud del acceso lateral por módulo: 108 m.
- . Número de módulos: 8

Alternativa No. 2:

- . Ancho del acceso: 70 m.
- . Longitud del rompeolas frontal por módulo: 240 m.
- . Longitud del acceso lateral por módulo: 108 m.
- . Número de módulos: 5

Alternativa No. 3:

- . Ancho del acceso: 105 m.
- . Longitud del rompeolas frontal por módulo: 310 m.
- . Longitud del acceso lateral por módulo: 108 m.
- . Número de módulos: 4

Considerando los costos obtenidos del análisis anterior (\$27,632.76/ m de rompeolas frontal y \$967,908.00/acceso lateral de 108 m.), - los costos totales de las alternativas son:

| Alternativa | Monto total de la inversión |
|-------------|-----------------------------|
| 1 | \$43'113,184.00 |
| 2 | 37'998,840.00 |
| 3 | 38'136,247.00 |

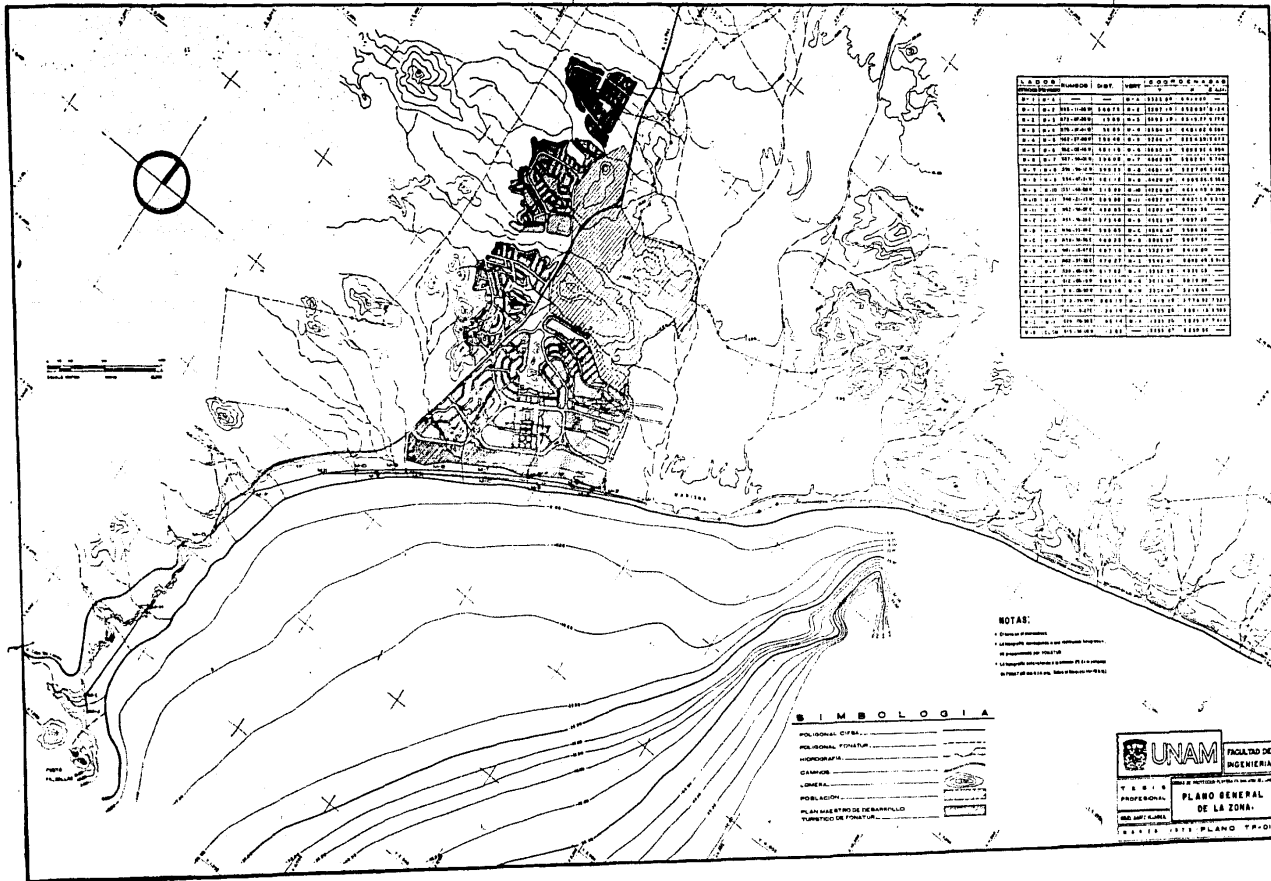
De lo anterior puede concluirse que el acceso de 70 m. y el módulo en "T" de 240 x 108 m. es el más económico, pudiéndose construir por etapas estas estructuras según la disponibilidad de las inversiones a fin de proteger todo el frente playero del Desarrollo Turístico.

3.6 Diseño Definitivo

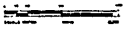
El cálculo detallado de los elementos, dimensiones y cotas de las obras de protección está basado en el criterio propuesto por el W. E.S. en la referencia (6) , siendo los valores que se utilicen en el diseño los concluidos en el análisis de alternativas, como son:

- . Profundidad de desplante: -4.00 m. s.n.m.m.
- . Características de oleaje ciclónico:
 - $H_0 = 11 \text{ m.}$
 - $T_0 = 21 \text{ seg.}$

**A PARTIR DE
ESTA PAGINA
FALLA
DE
ORIGEN**



| U.T.M. ZONA 18N | COORDENADA NORTE | COORDENADA ESTE |
|-----------------|------------------|-----------------|
| 18N 01 | 1000000 | 500000 |
| 18N 02 | 1000000 | 500000 |
| 18N 03 | 1000000 | 500000 |
| 18N 04 | 1000000 | 500000 |
| 18N 05 | 1000000 | 500000 |
| 18N 06 | 1000000 | 500000 |
| 18N 07 | 1000000 | 500000 |
| 18N 08 | 1000000 | 500000 |
| 18N 09 | 1000000 | 500000 |
| 18N 10 | 1000000 | 500000 |
| 18N 11 | 1000000 | 500000 |
| 18N 12 | 1000000 | 500000 |
| 18N 13 | 1000000 | 500000 |
| 18N 14 | 1000000 | 500000 |
| 18N 15 | 1000000 | 500000 |
| 18N 16 | 1000000 | 500000 |
| 18N 17 | 1000000 | 500000 |
| 18N 18 | 1000000 | 500000 |
| 18N 19 | 1000000 | 500000 |
| 18N 20 | 1000000 | 500000 |
| 18N 21 | 1000000 | 500000 |
| 18N 22 | 1000000 | 500000 |
| 18N 23 | 1000000 | 500000 |
| 18N 24 | 1000000 | 500000 |
| 18N 25 | 1000000 | 500000 |
| 18N 26 | 1000000 | 500000 |
| 18N 27 | 1000000 | 500000 |
| 18N 28 | 1000000 | 500000 |
| 18N 29 | 1000000 | 500000 |
| 18N 30 | 1000000 | 500000 |
| 18N 31 | 1000000 | 500000 |
| 18N 32 | 1000000 | 500000 |
| 18N 33 | 1000000 | 500000 |
| 18N 34 | 1000000 | 500000 |
| 18N 35 | 1000000 | 500000 |
| 18N 36 | 1000000 | 500000 |
| 18N 37 | 1000000 | 500000 |
| 18N 38 | 1000000 | 500000 |
| 18N 39 | 1000000 | 500000 |
| 18N 40 | 1000000 | 500000 |
| 18N 41 | 1000000 | 500000 |
| 18N 42 | 1000000 | 500000 |
| 18N 43 | 1000000 | 500000 |
| 18N 44 | 1000000 | 500000 |
| 18N 45 | 1000000 | 500000 |
| 18N 46 | 1000000 | 500000 |
| 18N 47 | 1000000 | 500000 |
| 18N 48 | 1000000 | 500000 |
| 18N 49 | 1000000 | 500000 |
| 18N 50 | 1000000 | 500000 |

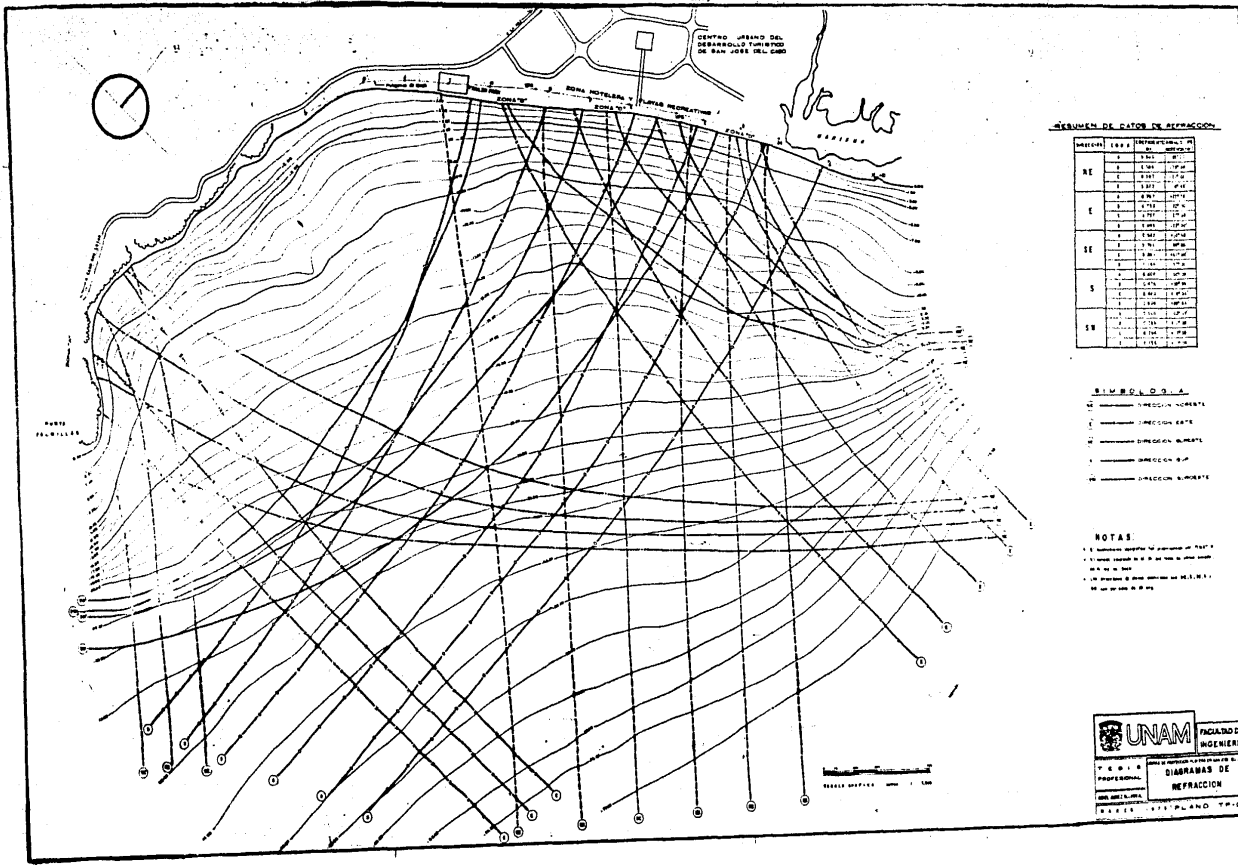


NOTAS:
 1. Escala de 1:50,000.
 2. Contorno de 10 metros.
 3. Línea de costa de 1960.
 4. Línea de costa de 1970.
 5. Línea de costa de 1980.

SIMBOLOGIA

- POSICIONAL CIEN:
- POSICIONAL TITULAR:
- INDICACION:
- CANAL:
- LINEA:
- POBLACION:
- PLAN DE MANEJO DE DESARROLLO TURISTICO DE COSTA:

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
PLANO GENERAL DE LA ZONA
 1970



RESUMEN DE DATOS Y APROXIMACION

| SECCION | LONG. | ANCHO | AREA |
|---------|-------|-------|-------|
| SE | 1 | 2.00 | 10.00 |
| | 2 | 2.00 | 10.00 |
| E | 1 | 2.00 | 10.00 |
| | 2 | 2.00 | 10.00 |
| EE | 1 | 2.00 | 10.00 |
| | 2 | 2.00 | 10.00 |
| S | 1 | 2.00 | 10.00 |
| | 2 | 2.00 | 10.00 |
| EE | 1 | 2.00 | 10.00 |
| | 2 | 2.00 | 10.00 |

SIMBOLOS

- 1. DIRECCION NOROCCIDENTAL
- 2. DIRECCION NOROCCIDENTAL
- 3. DIRECCION NOROCCIDENTAL
- 4. DIRECCION NOROCCIDENTAL
- 5. DIRECCION NOROCCIDENTAL

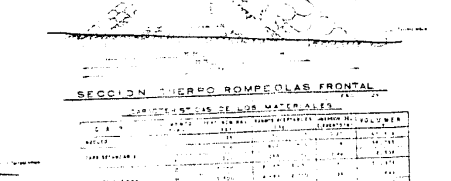
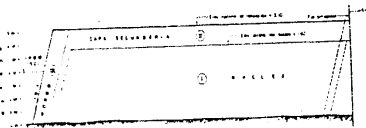
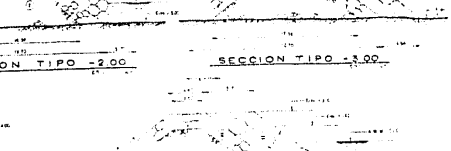
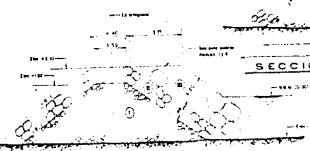
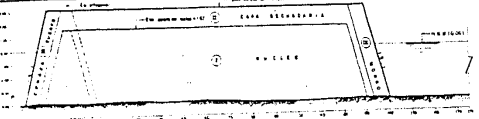
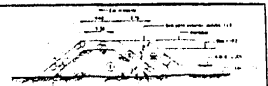
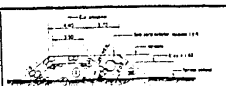
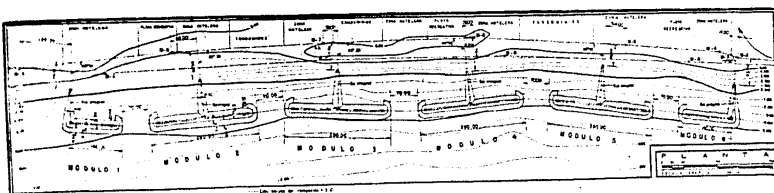
NOTAS

- 1. Este diagrama representa el proyecto de T.S.P.
- 2. Este diagrama es de carácter preliminar.
- 3. Este diagrama es de carácter preliminar.
- 4. Este diagrama es de carácter preliminar.
- 5. Este diagrama es de carácter preliminar.

FACULTAD DE INGENIERIA

DIAGRAMAS DE FRACCION

UNAM - INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL - UNAM - INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL - UNAM - INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

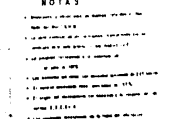


SECCION TIPO ROMPEOLAS FRONTAL

REQUISITOS DE LOS MATERIALES

| ITEM | DESCRIPCION | CANTIDAD | UNIDAD |
|------|-------------|----------|--------|
| 1 | ACERO | ... | ... |
| 2 | ... | ... | ... |
| 3 | ... | ... | ... |
| 4 | ... | ... | ... |
| 5 | ... | ... | ... |
| 6 | ... | ... | ... |
| 7 | ... | ... | ... |
| 8 | ... | ... | ... |
| 9 | ... | ... | ... |
| 10 | ... | ... | ... |
| 11 | ... | ... | ... |
| 12 | ... | ... | ... |
| 13 | ... | ... | ... |
| 14 | ... | ... | ... |
| 15 | ... | ... | ... |
| 16 | ... | ... | ... |
| 17 | ... | ... | ... |
| 18 | ... | ... | ... |
| 19 | ... | ... | ... |
| 20 | ... | ... | ... |
| 21 | ... | ... | ... |
| 22 | ... | ... | ... |
| 23 | ... | ... | ... |
| 24 | ... | ... | ... |
| 25 | ... | ... | ... |
| 26 | ... | ... | ... |
| 27 | ... | ... | ... |
| 28 | ... | ... | ... |
| 29 | ... | ... | ... |
| 30 | ... | ... | ... |
| 31 | ... | ... | ... |
| 32 | ... | ... | ... |
| 33 | ... | ... | ... |
| 34 | ... | ... | ... |
| 35 | ... | ... | ... |
| 36 | ... | ... | ... |
| 37 | ... | ... | ... |
| 38 | ... | ... | ... |
| 39 | ... | ... | ... |
| 40 | ... | ... | ... |
| 41 | ... | ... | ... |
| 42 | ... | ... | ... |
| 43 | ... | ... | ... |
| 44 | ... | ... | ... |
| 45 | ... | ... | ... |
| 46 | ... | ... | ... |
| 47 | ... | ... | ... |
| 48 | ... | ... | ... |
| 49 | ... | ... | ... |
| 50 | ... | ... | ... |

SECCION MORRO



NOTAS

1. Presentar los planos de detalle de los elementos que se indican.
2. Los planos de detalle deben ser elaborados por el autor del proyecto.
3. Los planos de detalle deben ser elaborados en escala de 1:20.
4. Los planos de detalle deben ser elaborados en formato A3.
5. Los planos de detalle deben ser elaborados en tinta.
6. Los planos de detalle deben ser elaborados en papel resistente al agua.
7. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo sentido.
8. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo lado.
9. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo formato.
10. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tamaño.
11. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de letra.
12. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de línea.
13. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de símbolo.
14. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de escala.
15. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de formato.
16. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de tamaño.
17. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de tipo de letra.
18. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de línea.
19. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de símbolo.
20. Los planos de detalle deben ser elaborados en un solo tipo de escala.



UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
OBRAS DE PROTECCION PLATERA