

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE CIENCIAS
MARINAS

**DISEÑO DE UN ROMPEOLAS SEPARADO DE LA
COSTA COMO ALTERNATIVA DE PROTECCION EN LA
ZONA DE EL SAUZAL DE RODRIGUEZ, B.C.**

TESIS
que para obtener el título de
OCEANOLOGO
presenta
RAFAEL DANIEL BERMUDEZ ZAVALA

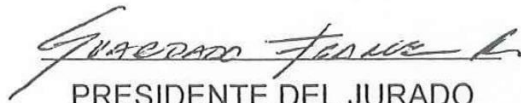
ENSENADA, B.C. DICIEMBRE 1999

**DISEÑO DE UN ROMPEOLAS SEPARADO DE LA
COSTA COMO ALTERNATIVA DE PROTECCION EN LA
ZONA DE EL SAUZAL DE RODRIGUEZ, B.C.**

TESIS QUE PRESENTA:

RAFAEL DANIEL BERMUDEZ ZAVALA

APROBADA POR:

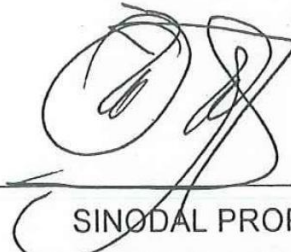


PRESIDENTE DEL JURADO

M.C. RIGOBERTO GUARDADO FRANCE



SINODAL PROPIETARIO
**M.C. SERGIO JIMENEZ
HERNANDEZ**



SINODAL PROPIETARIO
**Dr. ASDRUBAL MARTINEZ DIAZ
DE LEON**

RESUMEN

Las costas son uno de los ambientes más dinámicos de nuestro planeta, se ven afectadas por diversos factores ambientales como el oleaje, que continuamente erosiona y modifica su forma. Por ello se ha implementado el uso de estructuras como rompeolas separados de la costa para la estabilización y protección, sin embargo, una de las obras más utilizadas para disminuir la erosión costera han sido los muros, a diferencia de los rompeolas sumergidos este tipo de obra sólo beneficia un área limitada, evita el aporte de sedimento del cantil a la playa e incrementa la erosión en zonas adyacentes. Dentro de la Bahía de Todos Santos una de las zonas con problemas de erosión se localiza en el poblado de El Sauzal de Rodríguez, cuya geomorfología se encuentra dominada por cantiles, los cuales presentan la mayor razón de retroceso y aporte sedimentario en la bahía. Por esta razón el presente trabajo analizó una alternativa de protección con el uso de un rompeolas separado de la costa de acorde a las características oceanográficas del lugar, destacando que los factores más importantes que influyeron en el diseño de la obra fueron la altura de ola de diseño, distancia de la costa, elevación de la altura de la cresta y la orientación de la estructuras.

*A LA MEMORIA DE MI MADRE:
PATRICIA ZAVALA*

DEDICATORIA

A la persona que ha hecho posible que mis sueños se hagan realidad aún en los momentos más difíciles, por ti estoy aquí y por ti seguire. **Gracias Papá.**

Al cariño, comprensión y ternura que una mujer puede dar; a ti para que juntos hagamos realidad el sueño de nuestros padres. **Paty.**

Contigo he aprendido, vivido y crecido, he compartido mis triunfos y mis lágrimas y has sido mi guía e inspiración. **Lydia Ladah.**

AGRADECIMIENTOS

A mi Director de tesis **M.C. Rigoberto Guardado France** por su atenta dedicación, tiempo e interés durante la elaboración de este trabajo y por su amistad bridada. Muchas gracias.

A mis sinodales **M.C. Sergio Jiménez** y **Dr. Asdrubal Martínez Díaz de León** por sus oportunos comentarios que enriquecieron este trabajo.

A la **Familia Zavala** porque gracias a su apoyo y la unión que mostraron conmigo y con los míos hicieron que mi vida tuviera menos preocupaciones.

A los **Oceanólogos Gabriela de la Peña** y **Jorge Nava** por su apoyo y oportunidad de seguirme superando.

A **Felix Atila Ponce** por demostrarme que la amistad supera cualquier distancia y que un amigo esta en cualquier momento.

Al **M.C. Alejandro Hinojosa** por sus buenos consejos y particular interés.

Al **M.C. Rafael García Krasovsky** por su apoyo y el uso de su cubículo.

A mis compañeros de la **Generación Espontánea** que hicieron que mi estancia en Ensenada fuera más placentera, en especial a **Alejandro, Rodolfo, Claudia, Memo e Itzel**.

A **Zack, Tona** y **Leo** mis vecinos de escape.

A las personas que ya no están aquí, pero que sin duda fueron el ejemplo de mi niñez y que con sus acciones me formaron como persona, **mis abuelos**.

INDICE

LISTA DE FIGURAS	I
LISTA DE TABLAS.....	III
1. INTRODUCCION.....	1
2. ANTECEDENTES GENERALES.....	5
3. ANTECEDENTES PARTICULARES.....	7
4. OBJETIVO.....	9
5. AREA DE ESTUDIO.....	10
5.1. Delimitación.....	10
5.2. Oceanografía.....	12
5.2.1. Oleaje.....	12
5.2.2. Corrientes.....	12
5.2.3. Transporte litoral.....	13
5.2.4. Niveles de agua.....	13
5.3. Meteorología.....	15
5.3.1. Tormentas.....	15
5.3.2. Vientos.....	16
5.4. Geológicos.....	17
6. METODOLOGIA.....	19
6.1. Naturaleza del oleaje.....	19
6.2. Batimetría.....	22
6.3. Estudios de refracción.....	22
6.4. Estudios de difracción.....	23
6.5. Nivel de agua.....	24
6.6. Diseño de la obra.....	24
6.6.1. Diseño estructural.....	24
6.6.1.1. Profundidad de rompiente (db) y altura de rompiente (Hb).....	24
6.6.1.2. Talud de la estructura.....	24
6.6.1.3. Tamaño de la roca.....	25
6.6.1.4. Factor de reducción.....	26

6.6.1.5. Ancho de la cresta.....	26
6.6.1.6. Número de elementos.....	27
6.6.1.7. Estabilidad de la estructura.....	27
6.6.1.8. Reducción de la altura de la cresta.....	28
6.6.1.9. Coeficiente de transmisión.....	29
6.6.1.10. Coeficiente de reflexión.....	29
6.6.1.11. Run-up / Run-Down.....	29
6.6.2. Diseño funcional.....	30
6.6.2.1. Sedimentos en la playa.....	30
6.6.2.2. Formación de salientes y tómbolos.....	31
7. RESULTADOS.....	32
7.1. Naturaleza del oleaje.....	32
7.2. Batimetría.....	41
7.3. Refracción.....	41
7.4. Difracción.....	43
7.5. Nivel de agua.....	47
7.6. Diseño de la obra.....	47
7.6.1. Profundidad de rompiente (db) y altura de rompiente (Hb).....	49
7.6.2. Diseño estructural.....	49
7.6.3. Diseño funcional.....	51
7.6.3.1. Sedimentos en la playa.....	51
7.6.3.2. Formación de salientes y tómbolos.....	51
7.6.3.3. Estabilidad de la estructura y reducción de la altura de la cresta.....	52
8. DISCUSIONES.....	55
9. CONCLUSIONES.....	65
10. BIBLIOGRAFIA.....	66

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Localización del área de estudio.....	11
Figura 2.	Ubicación de la boya 46042 y batimetría de la costa de California y Baja California.....	21
Figura 3.	Direcciones predominantes de arribo para la zona de El Sauzal.....	33
Figura 4a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1992-1997).....	34
Figura 4b.	Dirección predominante para la altura de 1.8 m.....	34
Figura 4c.	Período asociado a la dirección 300° y altura 1.8m.....	34
Figura 5a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1992).....	35
Figura 5b.	Direcciones predominantes para la altura de 2.0 m.....	35
Figura 5c.	Período asociado a las direcciones 285° y 290° y altura 2.0 m.....	35
Figura 6a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1993).....	36
Figura 6b.	Dirección predominante para la altura de 2.0 m.....	36
Figura 6c.	Período asociado a la dirección 300° y altura 2.0 m.....	36
Figura 7a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1994).....	37
Figura 7b.	Dirección predominante para la altura de 1.6 m.....	37
Figura 7c.	Período asociado a la dirección 300° y altura 1.6m.....	37
Figura 8a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1995).....	38
Figura 8b.	Dirección predominante para la altura de 1.4 m.....	38
Figura 8c.	Período asociado a la dirección 300° y altura 1.4 m.....	38
Figura 9a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1996).....	39
Figura 9b.	Direcciones predominantes para la altura de 1.8 m.....	39
Figura 9c.	Período asociado a las direcciones 290° y 300° y altura 1.8 m.....	39
Figura 10a.	Histograma de frecuencias para las alturas (1997).....	40
Figura 10b.	Dirección predominante para la altura de 1.4 m.....	40
Figura 10c.	Período asociado a la dirección 300° y altura 1.4 m.....	40
Figura 11.	Rasgos batimétricos de la zona de estudio.....	42
Figura 12.	Diagrama de refracción para $H_o = 1.8$ m, $T_s = 11.1$ s y 300°.....	44
Figura 13.	Diagrama de refracción para $H_o = 5.0$ m, $T_s = 14.3$ s y 290°.....	45

Figura 14.	Difracción del oleaje ocasionado por el rompeolas (ángulo de aproximación 300° y 33° con respecto al rompeolas).....	46
Figura 15a.	Dirección predominante para la altura de 5.0 m.....	48
Figura 15b.	Período asociado a la dirección 290° y 5.0 m.....	48
Figura 16.	Sección transversal del rompeolas de corona baja.....	50
Figura 17.	Alturas de ola y coeficientes de transmisión para diferentes niveles de agua (normal y sobre elevado).....	53
Figura 18.	Difracción del oleaje ocasionado por la estructura (ángulo de aproximación 90° con respecto al oleaje difractado).....	63

LISTA DE TABLAS

Tabla I.	Alturas de marea reportadas para Ensenada.....	14
Tabla II.	Elementos de balance sedimentario para la celda I.....	18
Tabla III.	Comportamiento anual y general del oleaje.....	41
Tabla IV.	Características del oleaje seleccionado para el diseño de la estructura.....	47
Tabla V.	Profundidades y alturas de rompiente.....	49
Tabla VI.	Parámetros para el diseño de la estructura.....	51
Tabla VII.	Dimensiones consideradas para la formación de salientes.....	51
Tabla VIII.	Estabilidad de la estructura y reducción de la altura de la cresta.....	54

1. INTRODUCCIÓN

Las costas son uno de los ambientes más dinámicos en nuestro planeta, que a simple vista parecen lugares tranquilos y placenteros para vivir, sin embargo, se ven afectadas por diversos factores ambientales como el oleaje, mareas, vientos, tormentas, lluvias y deslizamientos, que continuamente modifican su forma (Appendini y Fisher, 1998). Debido a la belleza de sus paisajes y el importante papel económico que representa este recurso natural, se ha dado una ocupación importante de la costa en décadas recientes, principalmente como zonas de uso habitacional, de recreación e industrial.

Uno de los principales problemas de vivir en la costa es la erosión debido a la acción del oleaje. Actualmente de los 125 países con costas un 80 % sufre problemas de erosión, que resultan en pérdidas económicas considerables (ONU, 1982). Por ello desde hace algún tiempo los métodos para protección de la costa en contra del oleaje han llamado la atención de los ingenieros oceánicos (Rosati, 1990). Las alternativas de solución a los problemas de erosión son, principalmente; la construcción de muros, revestimientos y gabiones para la protección de la infraestructura, la implementación de estructuras como rompeolas separados de la costa y espigones para reducir la tasa de erosión en una zona determinada de la playa y el uso combinado de alguna de estas dos modalidades con relleno artificial para restaurar y mantener el ancho de la playa para recreación y protección (Shankar *et al.*, 1996).

La implementación de estructuras como los rompeolas separados de la costa para estabilización y protección en contra de la erosión ha dado buenos resultados en

países como Estados Unidos, Japón, España, Holanda e Italia, entre otros ya que son generalmente estructuras paralelas a la costa y su función es la de reducir la energía del oleaje, ya sea por disipación, reflexión y/o difracción (Chasten, *et al.*, 1993).

Una de las obras más utilizadas a nivel mundial para disminuir la erosión costera han sido los muros, pero este tipo de solución solo beneficia un área limitada, ya que evita el aporte de sedimento del cantil a la playa e incrementa la erosión en las zonas adyacentes.

A diferencia de los muros que son construidos únicamente en una porción de la costa los rompeolas separados pueden ser construidos como una sola estructura o en serie. Una sola estructura es usada para proteger una área localizada de la costa, mientras que una serie de estructuras se diseña para proteger una área extensa de la línea de costa.

Existe una enorme variedad de tipos y formas de rompeolas separados de la costa (Dattatri, *et al.*, 1978; Shankar, *et al.*; 1996, Fisher, *et al.*, 1997), estos se construyen a una cierta distancia de la línea de costa y no están conectados a ella por ningún tipo de extensión como los rompeolas convencionales.

Una variedad de este tipo de obras son los rompeolas sumergidos que son barreras artificiales cuya cresta o corona queda bajo el nivel de reposo del agua o al ras del mismo. Este tipo de rompeolas disipa la energía de las olas que llegan a el, ocasionando que estas rompan, de la energía que no alcanza a mitigarse una porción se refleja y el resto se transmite en la dirección del avance de las olas ocasionando una menor altura en el oleaje que se forma después de la estructura (Garcia-Flores, 1988).

Los rompeolas de corona baja suelen ser los más apropiados para la estabilización de la línea de costa, debido a que gran parte de la energía de la ola se transmite a través de la estructura pasando por arriba de esta, causando depositación del material transportado, formando tómbolos o salientes (Chasten, *et al.*, 1993).

Las ventajas que presentan estas obras de protección son: disminuyen la erosión, proporcionan áreas protegidas para recreación, no obstruyen la vista y el espacio que forman las rocas utilizadas crea un área de refugio a una gran diversidad de peces (Yoshioka, *et al.*, 1993; Nakayama, *et al.*, 1993), además de que pueden ser utilizados en conjunto con otras estructuras en la creación de playas y marinas (Ahrens y Cox, 1990). En su construcción se reduce la cantidad de material utilizado ya que el tamaño de la roca es el mismo, por lo que la construcción y mantenimiento generalmente es menos costoso.

Dentro de la Bahía de Todos Santos existen diferentes zonas donde la erosión ha propiciado un deterioro intenso de la franja costera, ocasionando pérdidas económicas en propiedades y lugares de recreación. Una de las zonas más afectadas se localiza al norte de la ciudad de Ensenada, en el poblado de El Sauzal de Rodríguez, un centro urbano e industrial, cuya densidad de construcción ha aumentado con la ocupación de la franja costera. La geomorfología de esta zona está dominada por cantiles que varían en tamaño y composición (Cruz-Colín y Cupul-Magaña, 1997). Los cantiles tienen la susceptibilidad a ser erosionados por la acción del oleaje en su base y por agentes subaéreos en su cresta (Emery y Khun, 1982); de manera que algunos de ellos están en zonas donde pueden sufrir daños o pérdidas debido a factores que afectan no solo a las construcciones sino también a los terrenos

adyacentes a estas. La necesidad de proteger estas áreas ha llevado a la construcción de muros y paredes, los cuales han sido mal diseñados poniendo en riesgo las propiedades que protegen. Dejando así una serie de estructuras que no cumplen correctamente con el objetivo bajo el cual fueron diseñadas.

Debido a los problemas de erosión en la zona de El Sauzal y al resultado de la construcción de obras de protección en el sitio, el presente trabajo analiza una alternativa de protección con el uso combinando de rompeolas sumergidos y de corona baja para minimizar la erosión en la costa, que año con año es más evidente en la parte norte de la bahía.

2. ANTECEDENTES GENERALES

Las investigaciones realizadas en obras de protección a nivel internacional son variadas, sin embargo, en México estas han sido pocas. Uno de los primeros trabajos es de García-Flores (1988), en el realiza un estudio experimental sobre rompeolas sumergidos en un tanque de olas en el que evalúa el comportamiento de dos prototipos rígidos (sección transversal trapezoidal) y uno impermeable (sección transversal rectangular).

Ahrens y Cox (1990), en su trabajo examinan el desempeño óptimo de los rompeolas sumergidos en base a resultados obtenidos del oleaje que es transmitido, la disipación de energía y la respuesta de la costa, concluyendo que debido a que los rompeolas sumergidos no tienen núcleo son hidrodinámicamente más estables y menos vulnerables a daños por el oleaje.

Mansard (1990), aplica un modelo físico a los rompeolas de roca convencional, concluyendo que para el diseño de estos se debe considerar la estabilidad hidráulica así como la integridad estructural de las rocas de la coraza.

Chasten, *et al.*, (1993), elabora una guía ingenieril para el diseño de rompeolas separados de la costa como estructuras de estabilización. Proponen métodos de construcción, monitoreo y evaluación de otras técnicas, en base a los rompeolas separados de la costa existentes en las costas de Estados Unidos, Japón, España, Dinamarca y Singapur.

Thompson, *et al.*, (1995), desarrollan un manual de procedimientos generales para proyectos en la zona costera. En este no solo incluye aspectos ingenieriles, si no

también los requerimientos gubernamentales, ecológicos y políticos que las obras de este tipo exigen.

Existen otros trabajos donde la forma convencional de los rompeolas sumergidos es modificada, Shankar, *et al.*, (1996), utiliza una placa sumergida horizontalmente la cual crea una zona de turbulencia que disipa la energía de la ola al romper sobre la placa, ocasionando que la energía que se trasmite sea mínima; y Fischer, *et al.*, (1997) utilizó un rompeolas que consiste en un cilindro que yace horizontal y oscila según el tren de olas que arriba a él absorbiendo una fracción considerable de la energía de estas.

McCormick, (1997), realiza un proyecto de protección y restauración de marismas mediante el uso combinado de un rompeolas sumergido, relleno producto de dragado y colocación de pastos marinos para la Bahía de Chesapeake en el Golfo de México.

En México, fue hasta los años treinta de este siglo cuando se hicieron los primeros estudios para determinar las medidas, cantidades y formas adecuadas para la construcción de las obras de protección (rompeolas, escolleras y espigones), tomando en cuenta los factores que los pudieran afectar. La mayoría de las obras de protección consisten actualmente en capas de roca natural de diferentes tamaños, protegidas por una o más capas de roca de un peso mayor, colocadas con precisión para obtener secciones de forma trapecial cuyo diseño y dimensionamiento se basa en la fórmula de Hudson modificada (Ruíz, *et al.*, 1999).

3. ANTECEDENTES PARTICULARES

Dentro de la bahía se construyeron dos arrecifes artificiales con fines para pesca recreacional, el primero en 1968 cuya ubicación exacta se desconoce (Punta Papagayo). Se encontraba a 8.0 m de profundidad y sus dimensiones fueron 5.0 m de ancho, 12.0 de largo y 65 cm de alto, estaba conformado de bloques de concreto y tubos de acero, tuvo una vida activa de 21 años, desapareciendo por problemas de azolve en 1989. El otro arrecife reportado fue construido en 1985 con la misma finalidad, se ubicó en la zona conocida como Rincón de Ballenas a una profundidad de 15.0 m, estaba conformado por llantas rellenas de concreto, y de forma triangular, desafortunadamente se desconoce el monitoreo del mismo. (De Alba, 1972, citado en Rosales *et al.*, 1991).

Ajas-Perez de Lebrija (1982) analiza las características del estero de Punta Banda (EPB) para la construir de una marina. Al igual que otros autores precedentes, concluye que en la boca del EPB existe una alternancia Norte-Sur en la dirección del transporte litoral con predominancia en dirección Norte. Por tal motivo se sugiere la construcción de dos rompeolas (270.0 m de longitud cada uno, orientación $N68^{\circ}\pm 5^{\circ}W$), uno a cada lado de la boca para impedir la migración de sedimento. El área disponible de la marina sería de 0.6 km^2 con tres líneas de atracaderos y con capacidad de 1,770 embarcaciones.

Gonzalez-Villagran, (1992), proporciona las variables involucradas en la planeación, diseño y construcción del puerto de Ensenada (1954), estas son estudios topográficos, batimétricos, oceanográficos y meteorológicos, concluyendo que debido

al comportamiento de los fenómenos oceanográficos que gobiernan la bahía, estos presentan diferentes intensidades: alta (condición de invierno) y baja (condición de verano), recomienda que para una mejor funcionalidad del puerto es necesario tomar en cuenta períodos más largos de información, principalmente altura significativa (H_s) y período (T), bajo condiciones de invierno y tormenta.

Soria-Velazquez, (1995) realiza un vídeo en el que da una breve descripción acerca de las obras de protección y la condición actual de las obras existentes en la Bahía de Todos Santos. Concluye que la mayoría de estas obras se encuentran en mal estado.

Guardado-France (1997) realiza una evaluación de la funcionalidad y estado físico de las obras existentes en la bahía, proponiendo una metodología para su evaluación, concluyendo que de 45 obras presentes 19 son funcionales, 21 tienen funcionalidad intermedia y 5 no son funcionales, mientras que para el estado físico reportó 11 en excelente estado, 8 en buen estado, 21 en estado aceptable, 3 en mal estado y 2 en muy mal estado.

Esta zona en particular presenta una serie de cantiles que han sido poco estudiados y los trabajos existentes de la zona indican que estos se encuentran en estado activo, lo que representa una continua erosión y aporte de material sedimentario al sistema litoral (Ramos-Olvera, 1993).

Medina-Enriquez (1993) analizó el efecto erosivo de las obras exteriores del puerto de El Sauzal en los cantiles de la zona, concluyendo que la difracción del oleaje ocasionada por el rompeolas incide directamente sobre los cantiles, acelerando su proceso erosivo.

Cruz-Colín y Cupul-Magaña (1997) reportan una razón de retroceso de 0.97 m/año y un aporte sedimentario de 13,996 m³/año, siendo los cantiles con más alta razón de retroceso en la Bahía de Todos Santos.

4. OBJETIVO

Se propone como una solución alternativa, para controlar el proceso erosivo en la zona de los cantiles de El Sauzal de Rodríguez, el diseño de un rompeolas separado de la costa (sumergido-corona baja) como una alternativa de protección.

5. ÁREA DE ESTUDIO

5.1. Delimitación

El área de estudio se encuentra en un pequeño poblado localizado aproximadamente a 10 km al norte de la ciudad de Ensenada, B. C. entre los 31°43' y 31°54' de latitud Norte y los 116°36' y 116°49' de longitud Oeste (figura 1). Corresponde a la franja costera adyacente (costa no protegida) que se extiende hacia el sur del puerto de El Sauzal. La franja costera tiene una longitud aproximada de 4.35 km, medidos desde la escollera sur de dicho puerto hacia la ciudad de Ensenada. Esta asentada sobre terrazas de origen marino constituidas por depósitos sedimentarios post-batolíticos del Cuaternario. Presenta una playa angosta (2.0 a 4.0 m en marea baja), en algunas zonas presenta una berma pero en general no existe. Su geomorfología esta dominada por cantiles que varían en tamaño (3.0 a 8.0 m) y composición. En la base de los cantiles se presenta una secuencia de lutitas con intercalaciones de arenisca, sobre estas se encuentran depósitos de aluvión, conglomerados mal clasificados; los clastos van desde 0.1 a 0.9 m con gradaciones normales y lentes de arenisca. Solo los cantiles junto al espigón tienen talud y vegetación en la base, los demás están socavados y la vegetación solo se encuentra en la superficie; todos presentan derrumbes, escurrimientos, drenajes pluviales, drenajes residuales y grietas, solo en algunos hay planos de deslizamiento.

Algunas construcciones sobre los cantiles se encuentran protegidas con muros, rellenos detrás de estos y canales para evitar deslaves por lluvia y vegetación (humedad constante).

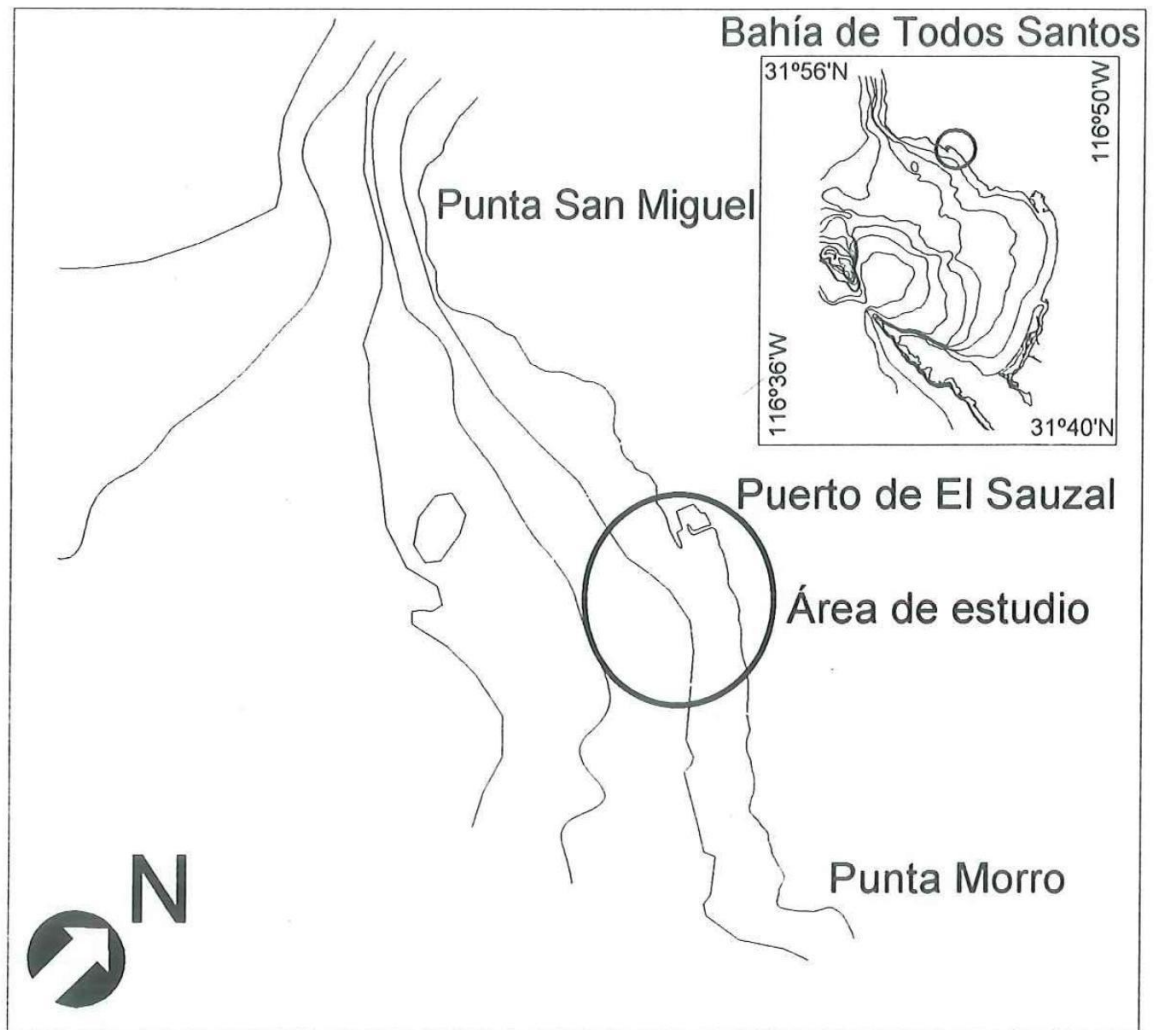


Figura 1. Localización del área de estudio y rasgos cacaracterísticos.

La configuración batimétrica de la zona es muy suave y no presenta rasgos muy característicos cercanos a la costa a excepción del bajo de El Sauzal localizado frente a la punta del mismo nombre.

5.2. Oceanografía

5.2.1. Oleaje

El oleaje que se presenta, en orden de frecuencia dentro de la bahía, proviene principalmente del Noroeste y del Oeste. La altura de ola significativa es del orden de 3.0 m y la media de 1.8 m (Miranda-Vera, 1985).

El oleaje con mayor concentración de energía hacia la zona del puerto de El Sauzal es el que presenta un período de 14 s con un ángulo de aproximación al rompeolas de 77 a 79°, un factor importante para la presencia de este oleaje es la influencia que ejerce la batimetría de la zona (Medina-Enriquez, 1993).

5.2.2. Corrientes

En la Bahía de Todos Santos se distinguen dos tipos principales de corrientes, siendo estas: la corriente litoral y la corriente superficial.

Las corrientes litorales en gran parte derivan de la energía del rompimiento de las olas sobre la playa. Son responsables del transporte, dilución y mezcla de las masas de agua. Su velocidad y dirección dependen de la dirección del oleaje, la topografía local y características de energía del oleaje. Ahumada-Sempoal, (1993) reporta que la corriente litoral en la parte norte de la bahía es hacia el sur con una magnitud promedio de 55.4 cm/s en verano y 98.3 cm/s en invierno.

Las corrientes superficiales son variables y son inducidas por el efecto del viento sobre la superficie del mar. De septiembre a enero la corriente superficial presenta un desplazamiento neto hacia la costa en dirección Noroeste de 5 a 8 cm/s debido a que los vientos reinantes en la bahía son débiles (2 a 3 m/s). En los meses de marzo a agosto, cuando los vientos reinantes son más persistentes (5 a 6 m/s) la corriente superficial presenta una velocidad de 15 cm/s hacia el Sureste, alcanzando un máximo de 40 cm/s uniforme a lo largo de la costa (Mendez-Arriaga, 1982 y Gonzalez-Villagran, 1992).

5.2.3. Transporte Litoral

El transporte litoral a lo largo de la costa, muestra la existencia de dos direcciones de transporte neto principales: en la parte norte (desde Punta San Miguel) hacia el Sur, y en la parte sur (desde la barra del Estero) es hacia el Norte, convergiendo en la parte central de la bahía frente a la dársena del Puerto de Ensenada (Mendez-Arriaga, 1982).

5.2.4 Niveles de agua

Los niveles de agua más importantes a considerar en el diseño de una estructura son las mareas, el storm surge (marea por tormenta) y los cambios en el nivel medio del mar (mensual y anual).

Las mareas son los cambios en el nivel del agua del océano causado principalmente por las fuerzas astronómicas del sol y la luna, siendo máximos en invierno (generalmente ocurren por la mañana y/o en la madrugada) y verano mientras

que los mínimos en primavera y otoño. La marea que se observa en Ensenada es de tipo mixta y la elevación máxima reportada es de 2.60 m (Plaza-Flores, 1979).

Los planos de mareas referidos al nivel medio del mar para Ensenada obtenidos por el Instituto de Geofísica (UNAM) y sección Mareográfica del CICESE, se muestran a continuación:

Tabla I. Alturas de marea reportadas para Ensenada.

Nivel de marea	Elevación
Pleamar máxima registrada	1.487 m
Nivel de pleamar media superior	0.781 m
Nivel de pleamar media	0.577 m
Nivel medio del mar	0.000 m
Nivel de media marea	0.003 m
Nivel de bajamar media	-0.572 m
Nivel de bajamar media inferior	-0.822 m
Bajamar mínima registrada	-1.409 m
Altura mínima registrada	-2.902 m

De manera particular para la dársena del puerto de El Sauzal se tiene que la pleamar máxima registrada es de 2.30 m y la bajamar mínima registrada es de -1.925 m, referidos al nivel de bajamar media inferior.

La marea por tormenta (Storm Surge) se define como la elevación en el nivel del mar que excede la predicción de la marea y se da localmente, este fenómeno es debido a la baja en los registros de presión barométrica y vientos de gran intensidad, generalmente asociados a tormentas. La variación registrada a este cambio en la región Sur de California rara vez excede los 30 cm (Flick, 1998).

La elevación en el nivel del mar reportado mensual y anualmente esta relacionado con la temperatura del agua y un pequeño efecto en la presión atmosférica por lo que estas variaciones son más altas en otoño que en primavera (Flick y Badán, 1989).

5.3. Meteorología

5.3.1. Tormentas

La zona norte de la Bahía de Todos Santos esta expuesta al oleaje proveniente del mar abierto a través de una ventana de 30° hacia el Oeste, entre punta San Miguel y las Islas. La clase de tormentas que afectan a Ensenada son del tipo denominado "ciclones de invierno y tormentas tropicales" (chubascos). El origen de los primeros, es en altas latitudes durante las tormentas de invierno que ocurren de diciembre a marzo. Las tormentas tropicales tienen su origen en la costa oeste de México. Estas ocurren casi exclusivamente durante los meses de julio a octubre produciendo lluvias en las zonas montañosas. El oleaje que se genera se clasifica de la siguiente manera (Moffat y Nichol, 1989, Guza y O'really, 1991, Flick y Sterrett, 1994, en Appendini-Albrechtsen, 1998):

Oleaje originado en el hemisferio norte.- Predomina en los meses de invierno (octubre-marzo) y se produce por los vientos asociados a las tormentas extratropicales en altas latitudes (Golfo de Alaska); las tormentas subtropicales que se originan al norte de Hawai y que se desplazan a latitudes medias, así como los vientos fuertes en el Norpacífico este. Durante los meses de verano disminuyen las tormentas, pero se inicia la temporada de huracanes en la costa oeste de México.

Oleaje originado en el hemisferio sur.- Se genera en el Pacífico Sur y en el Océano Índico por tormentas en latitudes altas y domina durante los meses de verano (abril-junio), junto con el oleaje que generan los huracanes en la costa oeste de México. Este oleaje es de menor altura que el originado en el hemisferio norte ya que la zona de generación se encuentra más alejada, por lo que el oleaje de invierno es típicamente más energético.

Oleaje local.- Este oleaje se genera por las tormentas que se desplazan en la región, así como por los fuertes gradientes de presión que inducen a vientos fuertes y brisas diurnas. Su descripción no es muy precisa debida a la falta de datos sobre el viento local, sin embargo puede ser energético aunque no es tan dominante en la climatología del oleaje.

5.3.2. Vientos

La clasificación que se le da a los vientos para la costa de Baja California es la de brisas, las cuales se presentan como vientos de mar a tierra durante el día y en sentido opuesto durante la noche, con intensidades de 4 m/s (Pavia-López, 1978).

Durante los meses de octubre a enero, este régimen de brisas se ve suspendido esporádicamente y es entonces cuando se presenta el fenómeno conocido como condición Santana, que consiste en la presencia de vientos de escasa humedad y alta intensidad (20 m/s) en dirección Este que persisten durante el día y la noche por lapsos de 2 a 3 días.

Las direcciones del viento dominante más frecuentes provienen del Noroeste con intensidades de 4 m/s, seguido de las direcciones del Norte y Oeste con intensidades similares durante el verano.

De septiembre a febrero se presentan diversas direcciones Este, Noreste y Suroeste con intensidades moderadas de 8 a 10 m/s (Pares-Sierra, 1981).

5.4. Geológicos

De acuerdo a las características geomorfológicas de la Bahía de Todos Santos el área comprendida de el puerto de El Sauzal hasta cerca de Punta Morro, se encuentra ubicada dentro de la celda litoral I (Cruz-Colín, 1994), que abarca la extensión entre Punta San Miguel a Punta Morro. La playa de esta zona es angosta, formada por la acción erosiva de las olas sobre los cantiles. El material aportado por los cantiles que es depositado y puesto en suspensión se encuentra en el rango mayor a 3.5 phi (fracción gruesa) y menores a 3.5 phi (fracción fina) que entra en la clasificación de arenas (Cruz-Colín y Cupul-Magaña, 1997). El balance sedimentario para esta zona se muestra a continuación:

Tabla II. Elementos de balance sedimentario para la celda I.

Grupo	Elementos del Balance	Volumen (m ³ /año)	Volumen Total (m ³ /año)
Positivo	Erosión de Cantiles	14,097.70	53,635.97
	San Miguel y El Sauzal	13,996.16	
	Sedimento fluvial (arroyo el Carmen)	25,542.11	
Negativo	Material en suspensión	2,424.18	28,093.85
	(O _{ds SM-S})	4,859.00	
	Sedimento depositado en la parte expuesta de la costa	11,673.51	
	(O _{s SM-S})	9,137.16	
Balance			(+) 25,542.12

La geomorfología de la bahía esta controlada por fallas normales y paralelas asociadas al sistema de falla de Agua Blanca, siendo esta la causante de toda la fisiografía actual de la región. Para la zona norte de la bahía se ha reportado fallas activas en el terreno y deslizamientos por gravedad (Gonzalez-Serrano, 1977 y Cruz-Falcón, 1991). La Bahía de Todos Santos muestra un plano estructural que se encuentra dominado por la existencia de un basamento, causante de un graben triangular con una caída hacia el sur y centro de la bahía, delimitado por la falla de Agua Blanca y la falla de El Vigía. La profundidad del basamento reportada para la zona norte de la bahía va de 0.0 a 20.0 m y se localiza al norte y noroeste a la altura de Punta Morro, El Sauzal y San Miguel. Por lo que la forma del perfil costero para esta zona presenta describe una cuenca sedimentaria de poca profundidad denominada cuenca de El Sauzal (Cruz-Falcón, 1991).

6. METODOLOGÍA

Se realizó una investigación preliminar y de estudios básicos, lo que proporcionó la información adecuada para planeación y diseño la estructura de acuerdo a los objetivos del proyecto. Hay que recordar que la obra deberá responder a un diseño estructural y a su vez probar la funcionalidad ante los eventos que se presenten. Las principales variables que se analizaron son:

6.1. *Naturaleza del oleaje*

Para obtener la estadística del oleaje se utilizó la información proporcionada por el Coastal Data Information Program (CDIP), esta red de boyas se encuentran ancladas en la costa Oeste del océano Pacífico Norte. Los datos utilizados corresponden a la boya con clave de identificación 46042, anclada en la Bahía de Monterey, California a una profundidad de 1920.2 m y localizada a los 36°45'1" de latitud Norte y a los 122°24'27" de longitud Oeste. Opera desde 1987 de forma ininterrumpida y es administrada por la National Data Buoy Center (NDBC). La información utilizada fue:

Hs: altura significativa en metros.

Tp: período promedio en segundos.

Dp: dirección promedio en grados en el sentido de las manecillas del reloj a partir del Norte verdadero.

Esta información es calculada en base a registros continuos durante veinte minutos de cada hora.

El período de datos comprende de enero de 1992 a noviembre de 1997. Esta boya fue seleccionada ya que es una de las pocas que cuenta con información actualizada y completa (altura, período y dirección); la climatología del oleaje para esta zona es energética y el área fuera de la costa no presenta islas ni cambios batimétricos sobresalientes (Thompson y Brooks, 1999). Para el análisis de los datos, esta información fue transportada frente a las costas de El Sauzal ya que en la bahía no existen suficientes datos de oleaje, por lo que se emplean estadísticas de oleaje de aguas profundas y por medio de refracción se transportan las olas a la zona deseada dentro de la bahía. Para hacer esto se verificó que la batimetría y topografía (bajos e islas) a lo largo de la costa de California y Baja California no modificara esta información (figura 2).

La información obtenida se analizó de la siguiente manera:

a) por medio de una medición directa en el mapa de la bahía se probaron las direcciones de aproximación a la zona de estudio, descartándose las que se vieran interrumpidas por las Islas de Todos Santos y Punta Banda.

b) los datos se agruparon en intervalos de clase de 0.2 m para las alturas y de 5° para las direcciones.

c) se realizaron histogramas de frecuencias anuales donde se obtuvo el comportamiento más dominante para las alturas.

d) de estas alturas se obtuvo la dirección más frecuente y su respectivo período.

Los resultados obtenidos se aplicaron los análisis de refracción, difracción y al diseño estructural y funcional de la obra.

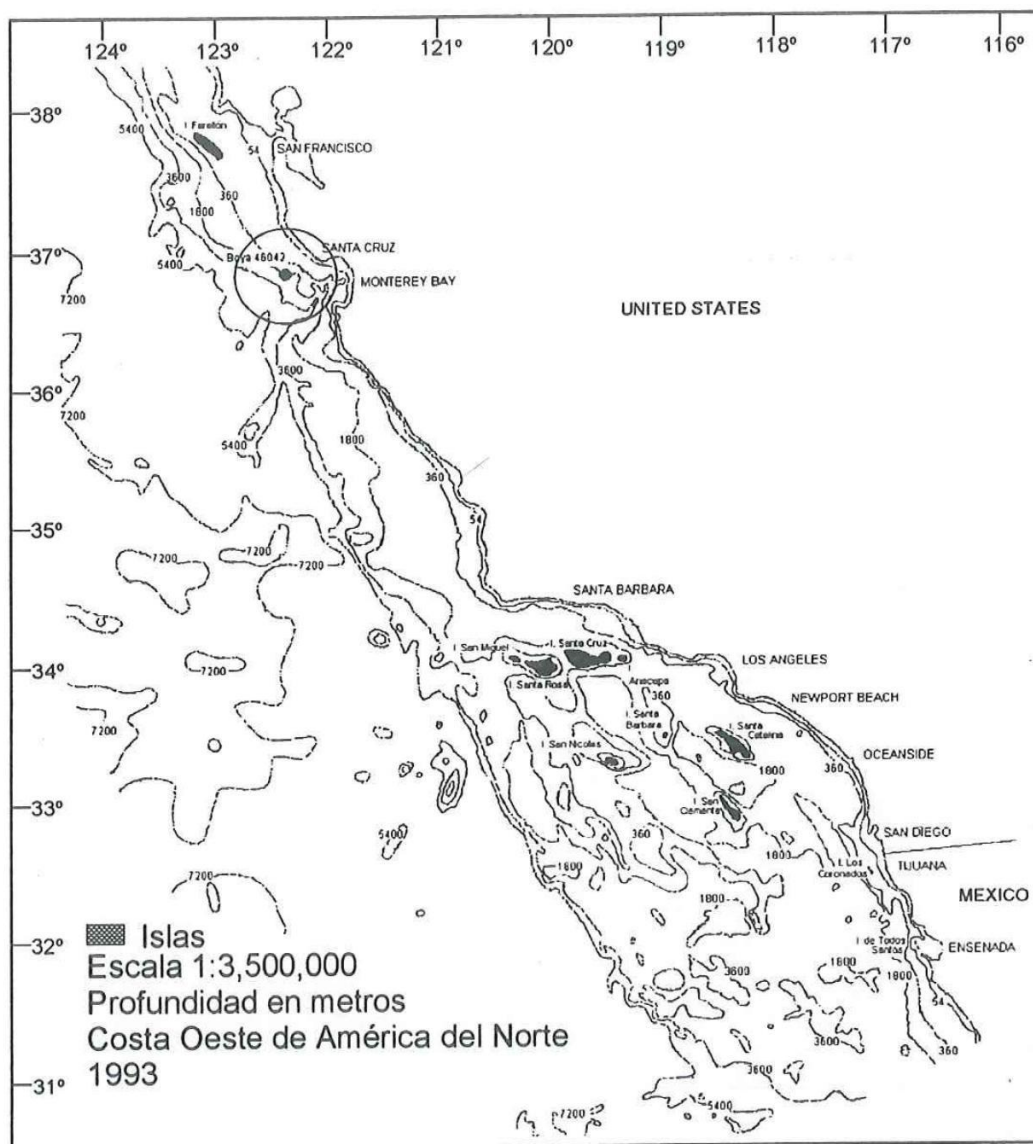


Figura 2. Ubicación de la boya 46042 y batimetría de la costa de California y Baja California.

6.2. Batimetría

Se realizó una batimetría de la zona de estudio con una ecosonda marca Raytheon, modelo DE-7193 con precisión de ± 5 cm y la ayuda de dos teodolitos marca Topcon, modelo GTS-210, con una precisión de lecturas de distancia de 3 mm y en medición de ángulos de 5". Los datos obtenidos fueron tratados y graficados en el programa computacional Surfer32, adicionándole la línea de costa digitalizada del mapa elaborado por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes en 1990 (SCT-1990) para la zona del Sauzal. El detalle de la batimetría se gráfico con isóbatas cada metro. Con la información batimétrica se obtuvo la pendiente de la playa, la profundidad a que será desplantada la estructura y las distancias entre isóbatas.

Posteriormente se digitalizó un mapa de la bahía elaborado por el Gobierno del Estado de Baja California y el Ayuntamiento de Ensenada (escala 1:35,000), el cual se utilizó para realizar los estudios de refracción y difracción del oleaje.

6.3. Estudios de refracción

Estos se basaron en la información obtenida sobre la naturaleza del oleaje y la batimetría de la zona. Se realizó el estudio de refracción utilizando la metodología propuesta por el Shore Protection Manual (1984), en donde se trazaron las ortogonales que arriban a la bahía (parte norte) y en la zona de estudio en particular, con la finalidad de tener una mejor información sobre el comportamiento del oleaje en nuestra zona.

Para calcular las longitudes de onda se utilizó la siguiente fórmula:

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (1)$$

donde:

L_o = longitud de onda en aguas profundas

g = gravedad

T = período

Posteriormente se calculó la profundidad a la cual siente fondo la ola con la relación:

$$d = \frac{L_o}{2} \quad (2)$$

d = profundidad

6.4. Estudios de difracción.

Una vez obtenidos los diagramas de refracción y con la información del oleaje, se realizaron los patrones de difracción que producirá la estructura, asumiendo que esta se colocará perpendicular (90°) al oleaje incidente, producto de la difracción del oleaje que ocasiona el rompeolas del puerto de El Sauzal, esto debido a la cercanía de esta obra con el área de estudio. La metodología utilizada fue la propuesta por el Shore Protection Manual (1984). Con este método se podrá tener una mejor idea del comportamiento del oleaje detrás de la estructura (área protegida) con la reducción de la altura del oleaje en la zona de estudio. Para el cálculo de este parámetro se utilizó la siguiente fórmula:

$$H = k H' \quad (3)$$

donde: H = altura de ola difractada
 k = reducción de la ola
 H' = altura de la ola en la punta del rompeolas

6.5. Nivel de agua

Con estos estudios se definieron los niveles de diseño por medio de la obtención de los diferentes niveles del mar. Estos niveles permiten determinar las cotas de la estructura a las cuales serán referidos (todas serán referidos a la tabla I).

6.6. Diseño de la obra

Con los resultados del análisis de la naturaleza del oleaje, los diagramas de refracción y difracción se procedió al calculo del diseño estructural y funcional.

6.6.1. Diseño Estructural

6.6.1.1. Profundidad de rompiente (db) y altura de rompiente (Hb) (SPM, 1984). Esta se calculó utilizando los resultados del estudio de naturaleza del oleaje: altura de ola en aguas profundas (H_o), período, longitud de onda (aguas profundas L_o) y la pendiente de la playa.

6.6.1.2. Talud de la estructura. Por consideraciones practicas se utilizó el valor entre el rango $1.5 \leq C \leq 3$, donde C es la pendiente propuesta de la estructura (Chasten, *et al.*, 1993 y García-Flores, 1988), ya que pendientes mayores generan deslizamientos y menores aumentan costos, por ello se recomienda que $C = 2$ (García-

Flores, 1988) . De aquí se calculó el ángulo del talud de la estructura con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \text{Tan}^{-1}\left(\frac{1}{C}\right) \quad (4)$$

donde α = ángulo del talud de la estructura.

6.6.1.3. Tamaño de la roca. Se analizó el tipo de elementos según las condiciones de diseño, disponibilidad y capacidades del equipo de construcción (SPM, 1984). Tomando el criterio de los rompeolas convencionales se empleo la formula propuesta por Hudson (1952):

$$W = \frac{\delta_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (5)$$

donde: W es el peso unitario de la roca del armazón

δ_r es la densidad de la roca

K_D es el coeficiente de estabilidad

H es la altura de diseño

S_r es la gravedad especifica de la unidad del armazón

$\cot \alpha$ es el ángulo de la pendiente del talud

Con esta formula el rompeolas se diseña para sufrir un deterioro estructural del 0 al 5 % bajo las condiciones de ola de diseño, esto significa que las olas impactan sobre la estructura y no pasan sobre la corona. Sin embargo los rompeolas de corona baja sufren menor deterioro debido a que gran parte de la energía de la ola pasa por arriba del rompeolas. Para obtener el diámetro de la roca cuando la estructura es

sobrepasada se multiplica el diámetro de la roca encontrado por un factor de reducción.

6.6.1.4. Factor de reducción (r). Para D_{n50} Van der Meer (1991):

$$r = \frac{1}{(1.25 - 4.8 * R_p)} \quad (6)$$

para $0 < R_p < 0.052$

donde:

$$R_p = \frac{R_c}{H_s \left(\frac{S_{op}}{2\Pi} \right)^{0.5}}$$

R_c = nivel de la corona relativo al nivel del mar

$$S_{op} = \text{pendiente ficticia de la ola} \left(\frac{2\Pi H_s}{g T_p^2} \right)$$

T_p = período de la ola pico

6.6.1.5. Ancho de la cresta. (SPM, 1984). Esta depende de las características constructivas de la sección del rompeolas, recomendándose en general la siguiente ecuación:

$$B = 3K_A \left(\frac{W}{\delta_r} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (7)$$

donde: B es el ancho de la corona

K_A coeficiente de capa

W es el peso de los elementos

δ_r es la densidad de la roca

6.6.1.6. Número de elementos. Se calculó para obtener el número de rocas requeridas para cubrir cierta área utilizando la siguiente relación:

$$N_a = 3K_A \left[1 - \left(\frac{P}{100} \right) * \left(\frac{\delta_r}{W} \right) \right] * A \quad (8)$$

donde: N_a es el número de rocas requeridas

$N = 3$ número de elementos (2 como mínimo)

K_A coeficiente de capa

W es el peso de los elementos

A es el área a cubrir

P es la porosidad

δ_r es la densidad de la roca

6.6.1.7. Estabilidad de la estructura. Los cambios en la altura de la cresta son debidos al ataque de las olas sobre la estructura. Para calcular la estabilidad se utiliza el número de estabilidad (N_s) propuesto por Ahrens, 1989:

$$N_s = \frac{H^{\frac{2}{3}} L_p^{\frac{1}{3}}}{\Delta D_{n50}} \quad (9)$$

donde :

N_s = número de estabilidad

H = altura de la ola

L_p = longitud de ola de Airy ($L = T\sqrt{gh}$)

Δ = densidad relativa de la roca $\left(\frac{\delta_r}{\delta_w - 1}\right)$

δ_r = densidad de la roca

δ_w = densidad del agua

D_{n50} = diámetro nominal de la roca $\left(\frac{W_{50}}{\delta_r}\right)^{\frac{1}{3}}$

6.6.1.8. Reducción de la altura de la cresta. Es el resultado de la altura de la cresta al final de un evento extremo, se calcula por (Ahrens, 1989):

$$h_c = \sqrt{\frac{A_t}{ae^{(N_s)}}} \quad (10)$$

donde :

A_t = área transversal de la estructura $(Bh_c' + Ch_c'^2)$

$$a = -0.028 + 0.045C + \frac{0.034h_c'}{h - 6 \times 10^{-9} B_n^2}$$

h_c' = altura de la estructura

C = pendiente promedio de la estructura al construirla (rango normal $1.5 \leq C \leq 3$)

B_n = número de bulto $\left(\frac{A_t}{D_{n50}^2}\right)$

B = ancho de la corona (generalmente tomado de $3D_{n50}$)

6.6.1.9. Coeficiente de transmisión. Los rompeolas de corona baja presentan una transmisión de energía a través y por arriba de la estructura siendo este último el más importante.

El método desarrollado por Ahrens (1987) se basa en el criterio

$$\frac{R_c}{H} < 1.04 \quad \text{donde :}$$

$$K_t = \frac{1}{1 + \left(\frac{h_c}{h}\right)^{1.188} \left(\frac{A_t}{hL_p}\right)^{0.261} e^{\left[0.529\left(\frac{R_c}{H}\right) + 0.00551\left(\frac{A_t^{\frac{3}{2}}}{D_{n50}^2 L_p}\right)\right]}} \quad (11)$$

6.6.1.10. Coeficiente de reflexión. Los rompeolas de enrocamiento de cresta baja debido a su alta porosidad, textura rugosa y perfiles suaves presentan un coeficiente de reflexión bajo. Estas características son importantes porque reducen la erosión en la base de la estructura, problemas de navegación y la erosión cercana a la costa por las olas reflejadas.

El coeficiente de reflexión (Ahrens, 1987) se calcula:

$$K_r = e^{\left[-6.774\left(\frac{h}{L_p}\right) + \left(\frac{-0.293}{\frac{h_c}{h}}\right) + \left(-0.086\left(\frac{A_t}{h_c^2}\right) + 0.0833\left(\frac{R_c}{H}\right)\right)\right]} \quad (12)$$

6.6.1.11. Run-up / Run-down. El Run-up (Ru) de una ola se define como la altura máxima del agua arriba del nivel medio del mar que alcanza en la pendiente de la estructura. Mientras que el Run-down (Rd) es la altura máxima del nivel de agua por

arriba o debajo del nivel medio del mar en el punto más bajo de la retirada de la ola en la pendiente de la estructura. De acuerdo a Bruun, *et al.*, (1977) R_u y R_d están relacionados con el tipo de rompimiento que tiene la ola, este parámetro se define:

$$\xi_b = \tan \alpha \sqrt{\frac{Hb}{L_o}} \quad (13)$$

en donde ξ_b^* indica el tipo de rompiente:

$2.0 < \xi_b^*$ surging o collapsing (colapso)

$0.4 < \xi_b^* < 2.0$ plunging (tubo)

$< \xi_b^* < 0.4$ spilling (derrame)

* únicamente para la zona de rompiente.

Así el R_d se obtiene mediante la ecuación:

$$R_d = R_u (1 - 0.4\xi_b^*) \quad (14)$$

donde:

$$R_u = \left(\frac{2.3 * \tan \alpha}{\sqrt{\frac{Hm_o}{T^2}}} \right) * Hm_o \quad (15)$$

$\tan \alpha$ = pendiente de la playa

6.6.2. Diseño funcional

6.6.2.1. Sedimentos en la playa

Para la zona de estudio el material aportado por los cantiles y que esta en suspensión se encuentra en el rango de 3.5 phi Cruz-Colín y Cupul-Magaña, (1997).

Para encontrar la altura de ola necesaria para poner en suspensión a las partículas mayores a 3.5ϕ se utilizó la siguiente relación:

$$W_s < U_m S$$

donde :

W_s = es la velocidad de autosuspensión

U_m = es la velocidad horizontal de las partículas $\frac{H\sqrt{gh}}{2h}$

S = es la pendiente de la playa ($\tan\beta$)

6.6.2.2. Formación de salientes y tómbolos

El tipo de respuesta que tendrá la playa con respecto a la estructura depende principalmente del oleaje que es transmitido por encima de la estructura al lado protegido de esta, además de la longitud del rompeolas (L_s) y la distancia a la que se encuentra de la costa (X). Se evalúa con el índice de respuesta de la playa (I_s) :

$$I_s = e^{\left(1.72 - 0.41\left(\frac{L_s}{x}\right)\right)} \quad (16) \quad \text{donde :}$$

I_s es el índice de respuesta de playa

$I_s = 1$, formación permanente de tómbolo

$I_s = 2$, tómbolos periódicos

$I_s = 3$, saliente bien desarrollada

$I_s = 4$, saliente suavizada

$I_s = 5$, no hay sinuosidad

Indices propuestos por Pope y Dean (1986) y Ahrens y Cox (1990).

7. RESULTADOS

7.1. *Naturaleza del oleaje*

El rango direccional que arriba a la zona de estudio (figura 3) se encuentra entre los 240 y 300° (SO-NO). Dentro de este rango se encuentran las direcciones de arribo más frecuentes registradas en este análisis (285, 290, 295 y 300°) las cuales se originan en altas latitudes y se presentan con mayor intensidad y duración en la época de tormentas (invierno-primavera).

Las gráficas que se presentan a continuación describen el comportamiento anual del oleaje, el análisis de estos datos se enfocan principalmente a la frecuencia de ocurrencia con respecto a la altura de ola registrada para cada año y para el comportamiento general (período 1992-1997). Las direcciones (ángulos con respecto al Norte) y los períodos corresponden a los registros más frecuentes de dicha altura.

La figura 4a muestra las frecuencias generales con respecto a la altura, destacando que la altura máxima registrada fue de 7.4 m y la mínima de 0.4 m. La altura que se presentó con mayor frecuencia en este período fue de 1.8 m con dirección de 300° y período 11.1 s. El comportamiento dominante se observa entre los intervalos de clase de 1.4 y 2.2 m para las alturas (figuras 5a a 10c).

Para los histogramas de frecuencias por año se observa un comportamiento similar entre ellos, en el que los intervalos de clase más dominantes son de 1.4 a 2.4 m, disminuyendo gradualmente hacia las alturas mayores. Para el año 1995 (figura 8a) se reportan los valores máximos y mínimos de altura de ola registrados en el período de análisis. Los resultados se resumen en la tabla III.

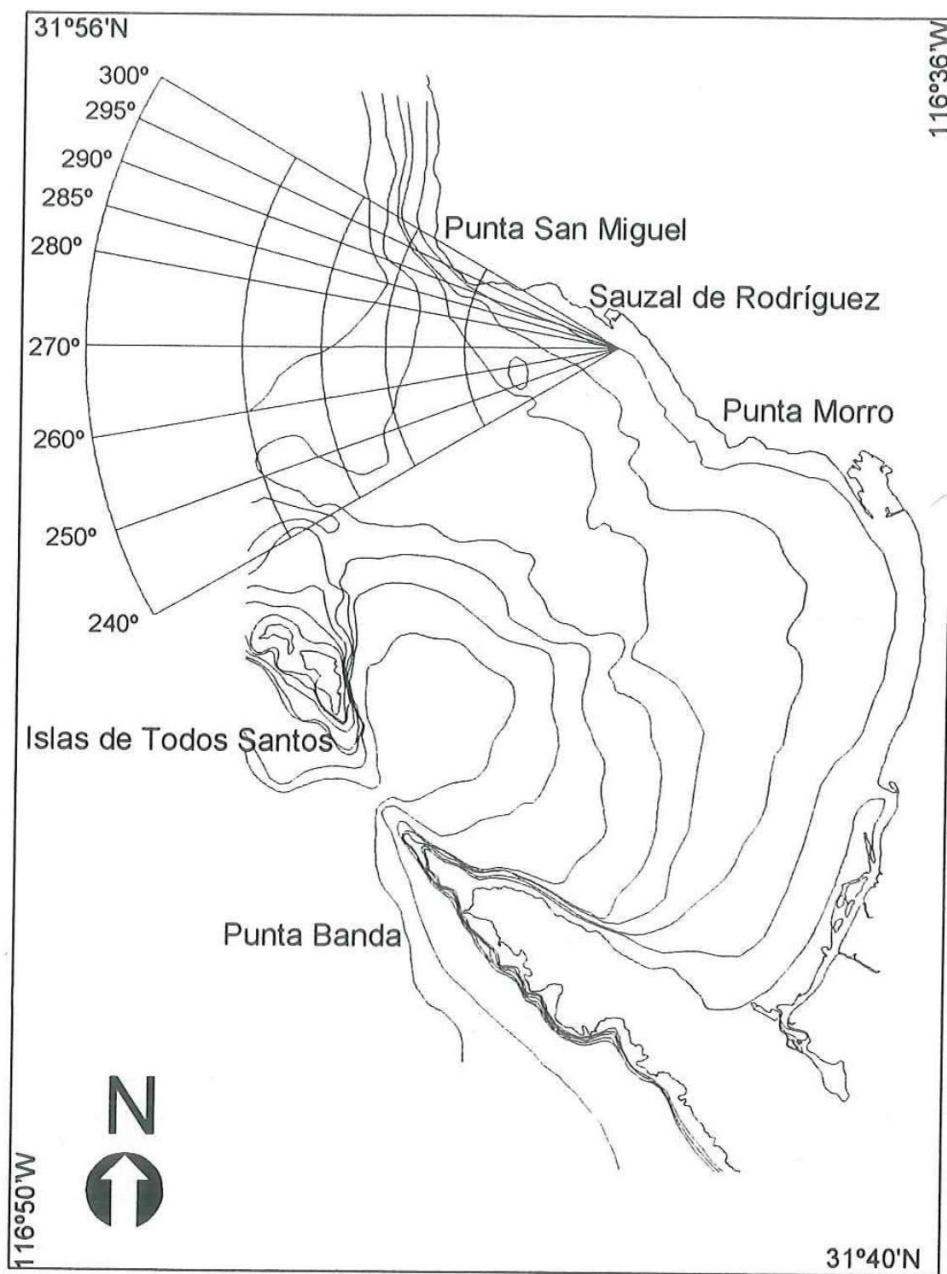


Figura 3. Direcciones predominantes de arribo para la zona de El Sauzal.

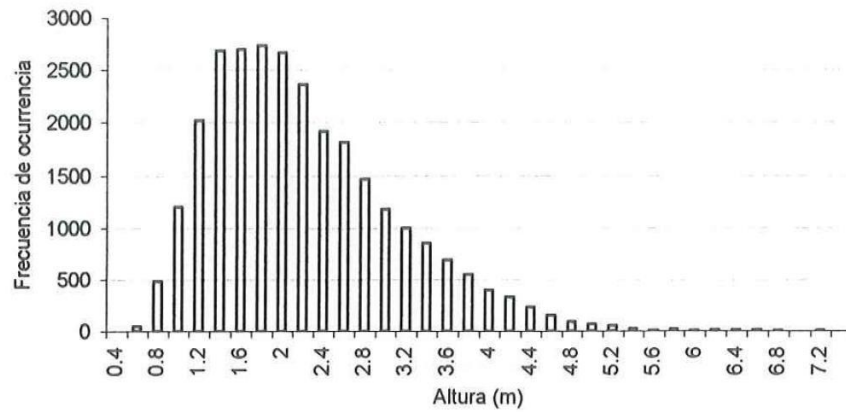


Figura 4a. Histograma de frecuencias para las alturas (1992-1997).

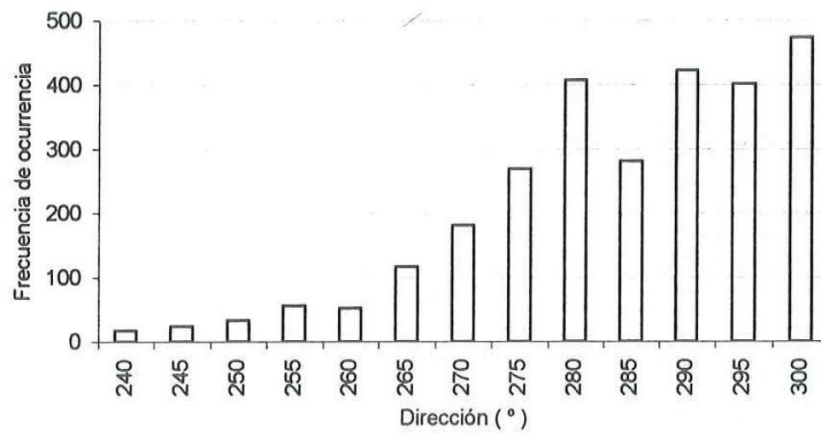


Figura 4b. Dirección predominante para la altura de 1.8 m.

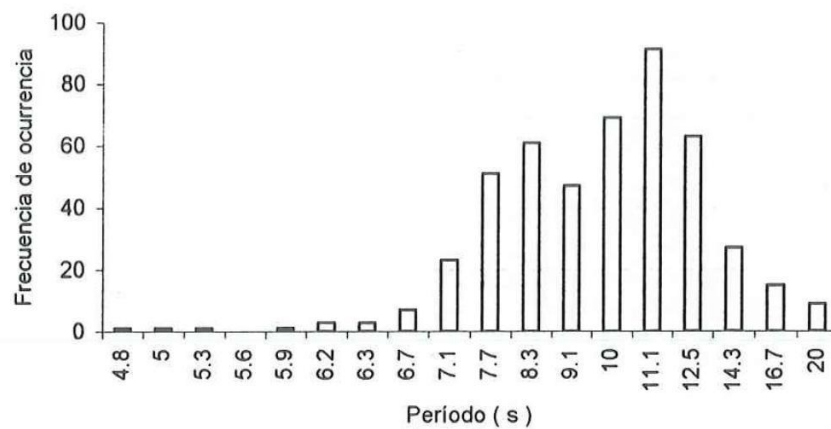


Figura 4c. Período asociado a la dirección 300° y altura 1.8 m.

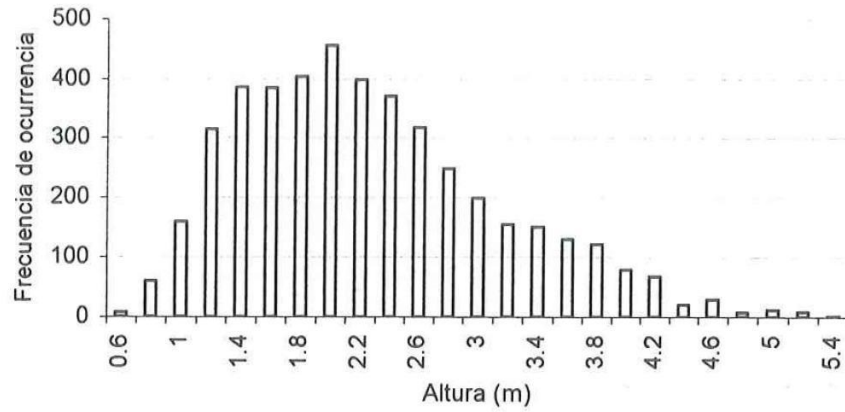


Figura 5a. Histograma de frecuencias para las alturas (1992).

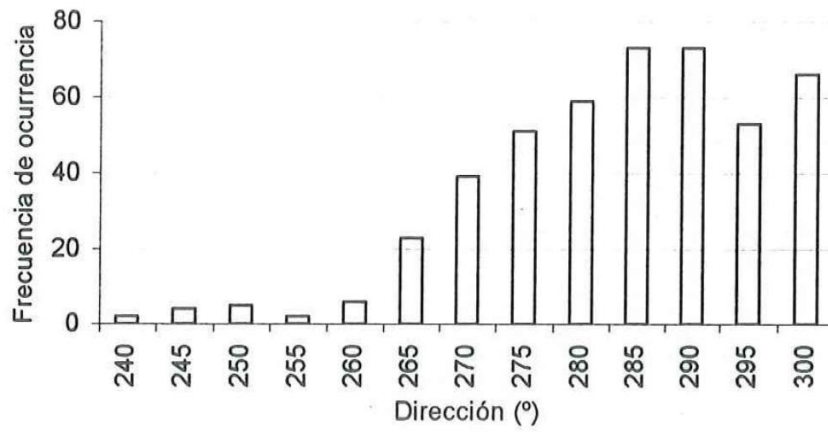


Figura 5b. Direcciones predominantes para la altura de 2 m.

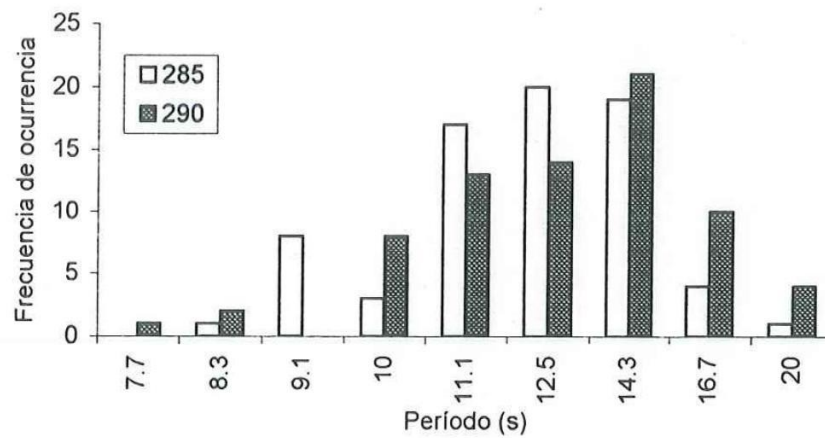


Figura 5c. Período de la dirección 285° y 290° y altura 2 m.

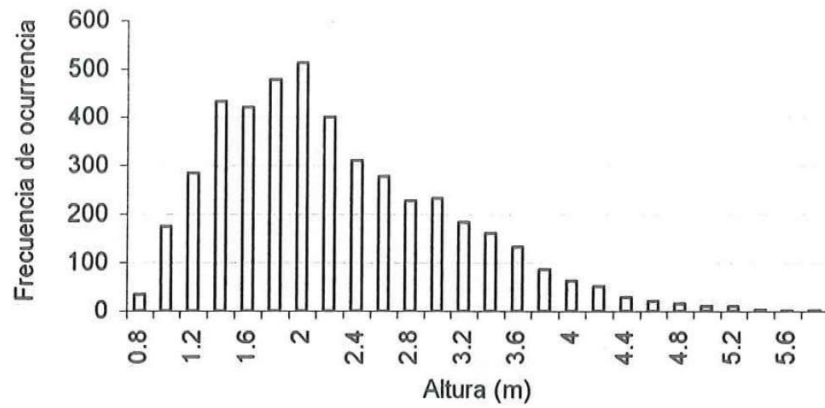


Figura 6a. Histograma de frecuencias para las alturas (1993).

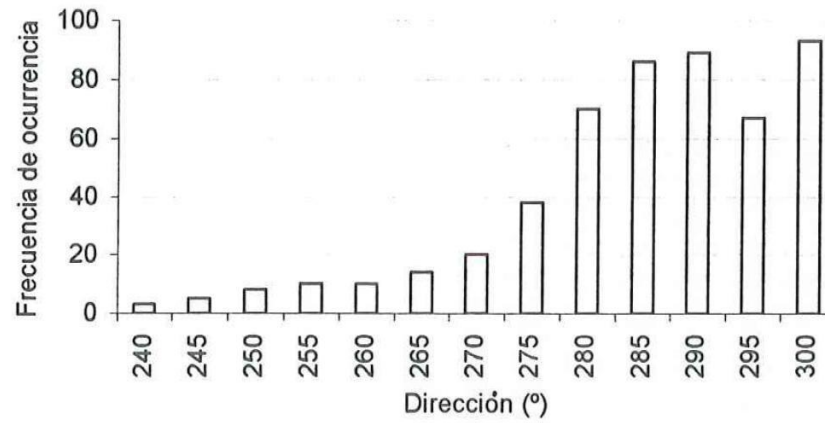


Figura 6b. Dirección predominante para la altura de 2 m.

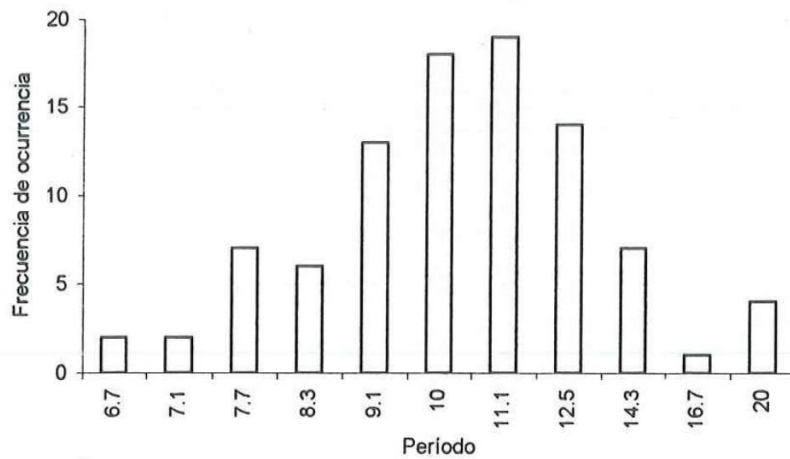


Figura 6c. Período asociado a la dirección 300° y altura 2 m.

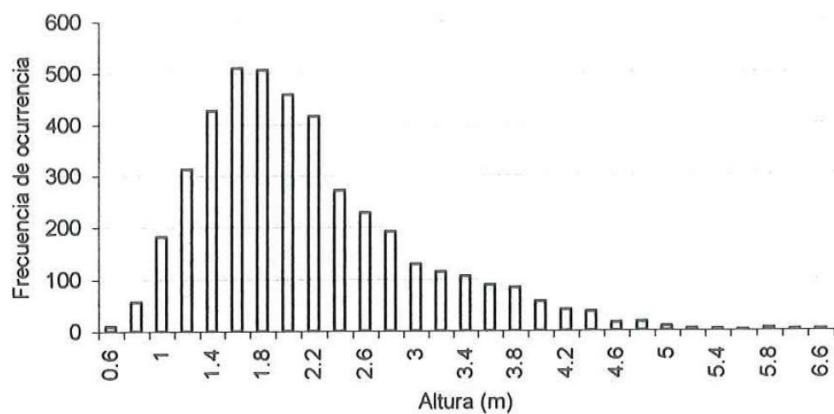


Figura 7a. Histograma de frecuencias para las alturas (1994).

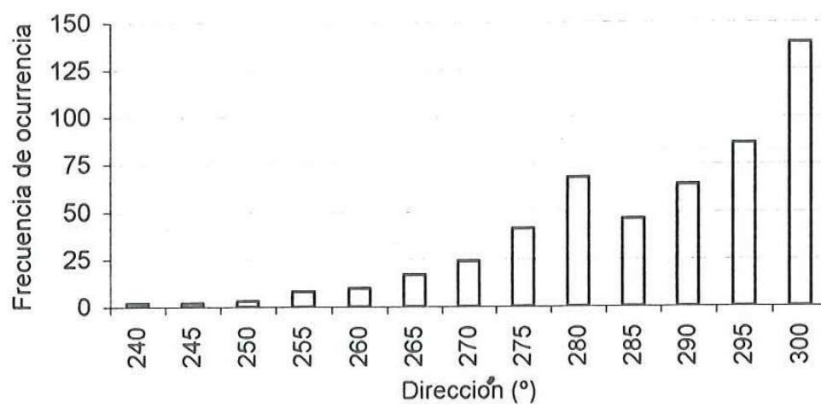


Figura 7b. Dirección predominante para la altura de 1.6 m.

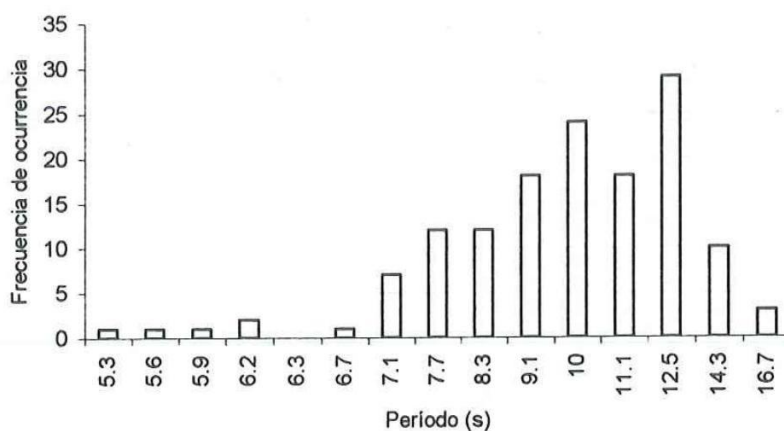


Figura 7c. Período asociado a la dirección 300° y altura 1.6 m.

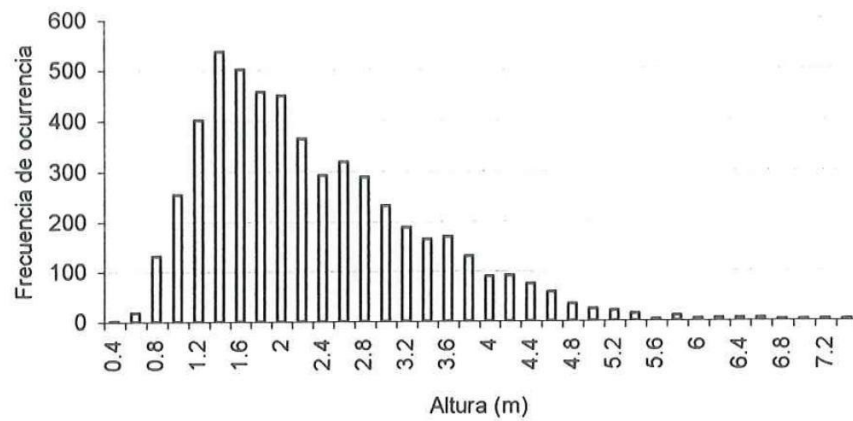


Figura 8a. Histograma de frecuencias para las alturas (1995).

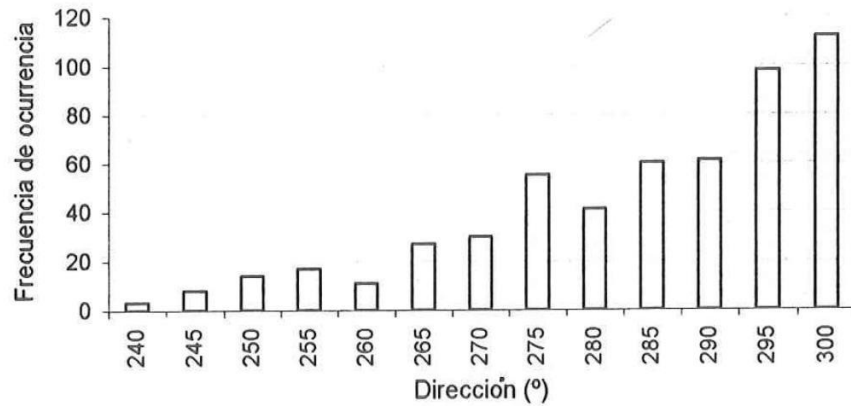


Figura 8b. Dirección predominante para la altura de 1.4 m.

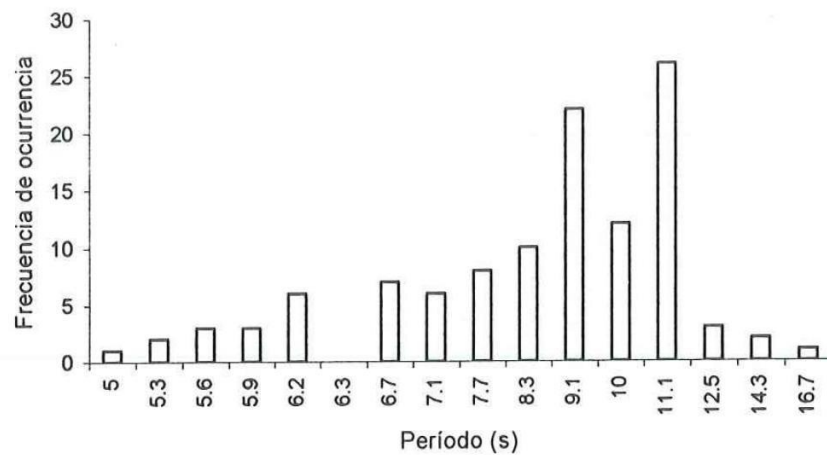


Figura 8c. Período asociado a la dirección 300° y altura 1.4 m.

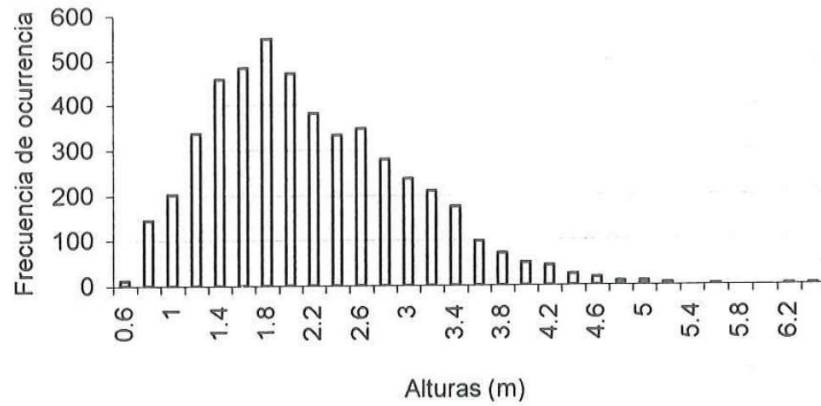


Figura 9a. Histograma de frecuencias para las alturas (1996).

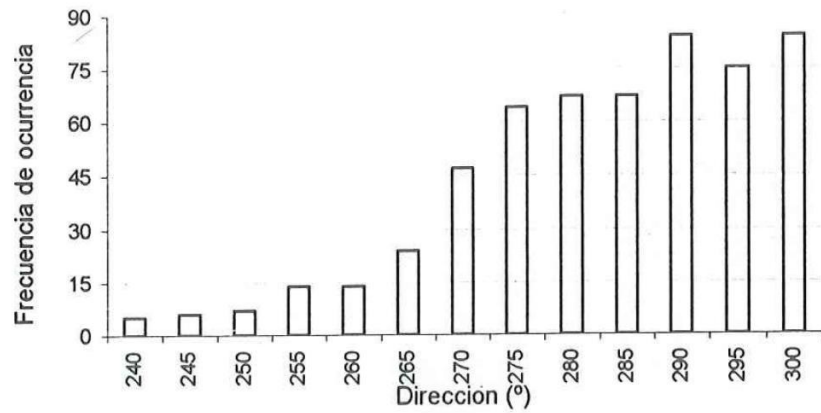


Figura 9b. Direcciones predominantes para la altura de 1.8 m.

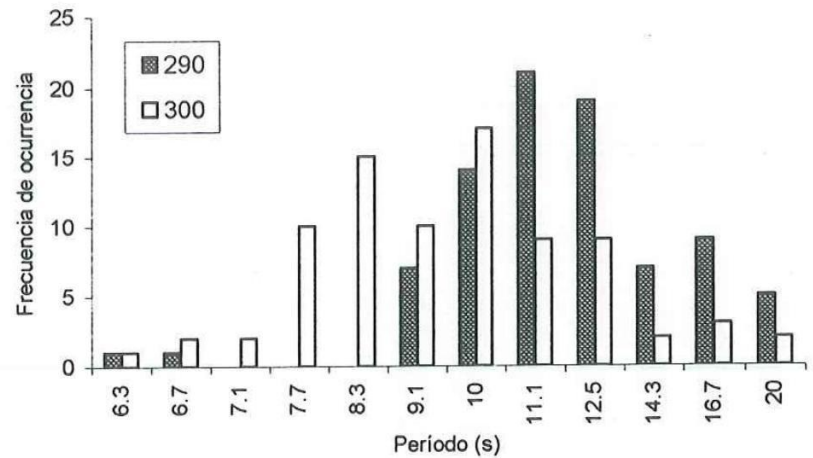


Figura 9c. Período asociado a las direcciones 290° y 300° y altura 1.8 m.

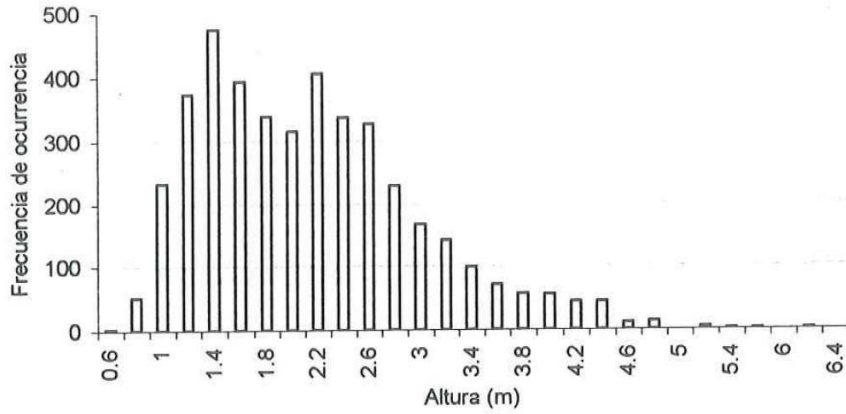


Figura 10a. Histograma de frecuencias para las alturas (1997).

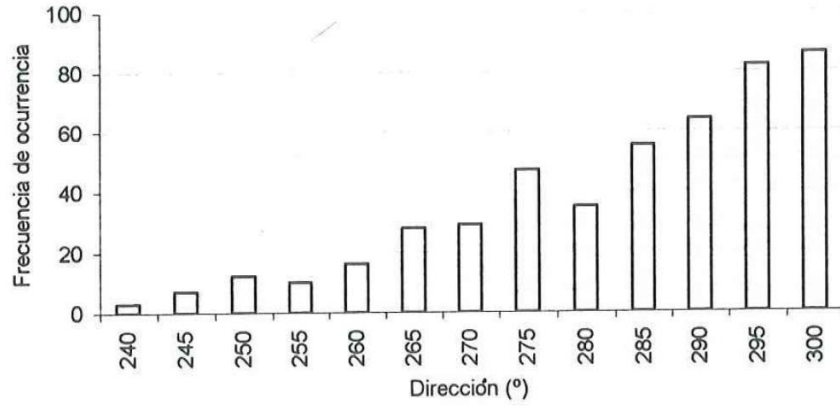


Figura 10b. Dirección predominante para la altura de 1.4 m.

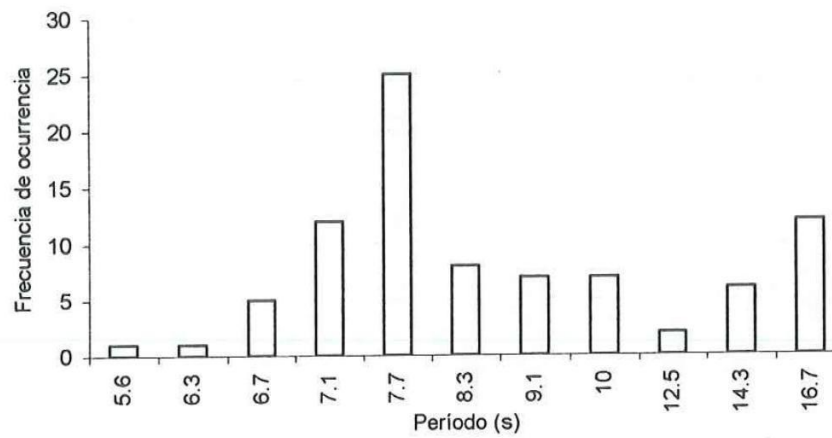


Figura 10c. Período asociado a la dirección 300° y altura 1.4 m.

Tabla III. Comportamiento anual y general del oleaje.

Año	Altura	Dirección		Período		Altura máxima	Altura mínima
1992	2	285	290	12.5	14.3	5.4	0.6
1993	2	300		11.1		5.8	0.8
1994	1.6	300		12.5		6.6	0.6
1995	1.4	300		11.1		7.4	0.4
1996	1.8	290	300	11.1	10	6.4	0.6
1997	1.4	300		7.7		6.4	0.6
Todos	1.8	300		11.1		7.4	0.4

7.2. Batimetría

Esta zona se caracteriza por presentar una plataforma muy uniforme hasta los – 5.0 m, en la que el cambio en la profundidad es muy suave. La figura 11 muestra el plano batimétrico a detalle de la zona de estudio, las isóbatas se presentan a cada metro comenzando a la profundidad de 2.0 m hasta llegar a la de 9.0 m. Los rasgos más sobresalientes que se observan se encuentran en la entrada al puerto de El Sauzal entre las isóbatas de 5.0 y 7.0 m, donde la pendiente se hace más suave entre los 6.0 m y 7.0 m de profundidad, y frente al área de estudio entre las isóbatas de 5.0 y 8.0 m donde la pendiente se hace más pronunciada formando un pequeño canal. El área donde se colocó la estructura (entre la isóbata de 3.0 y 4.0 m) se encuentra a una distancia de la costa de 277.62 m y la pendiente que se forma entre estos contornos es muy suave y sin rasgos sobresalientes.

7.3. Refracción

Los casos utilizados para la refracción del oleaje fueron los siguientes, caso 1: oleaje con ángulo de aproximación de 300° , altura de 1.8 m y período de 11.1 s, y

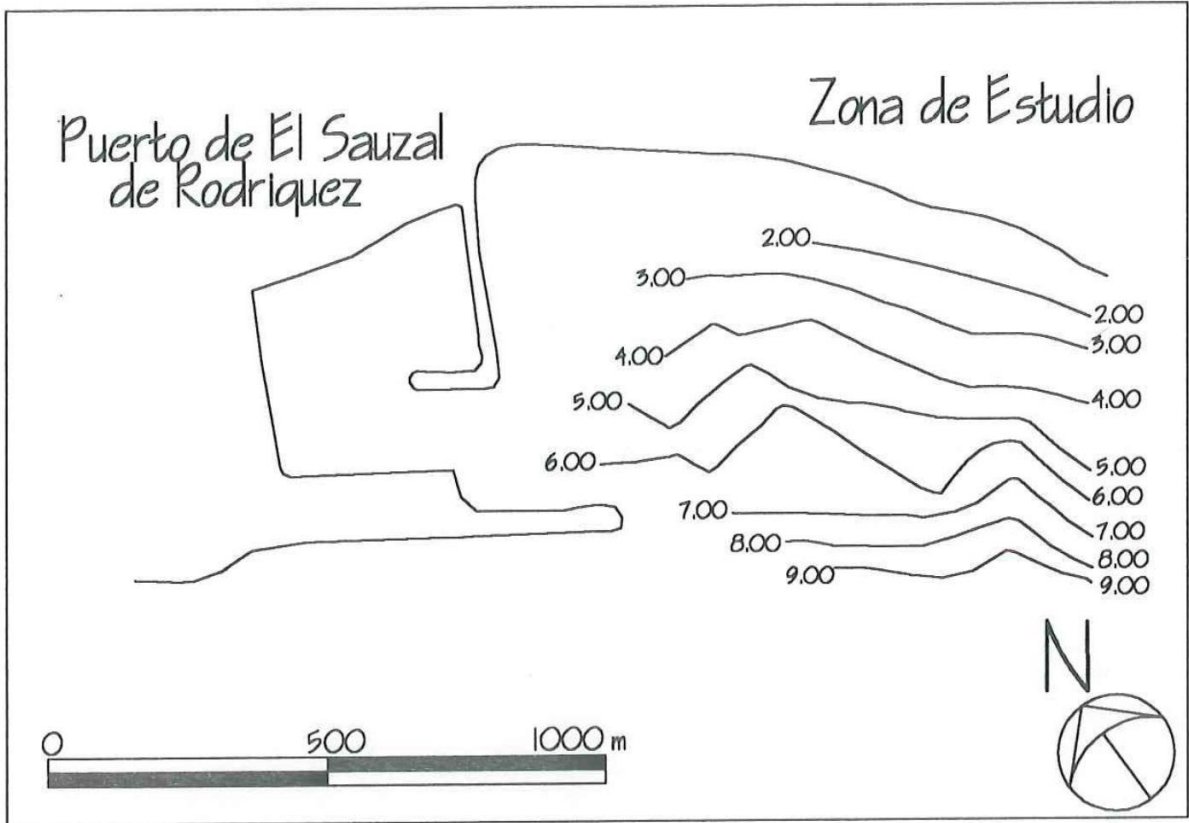


Figura 11. Rasgos batimétricos de la zona de estudio.

caso 2: ángulo de 290° , altura de 5 m y período de 14.3 s.

El plano de refracción para las ortogonales que arriban en el área de estudio (caso 1) se ven influenciadas por la batimetría, principalmente en la parte norte, donde estas arriban a lo largo de Punta San Miguel y la playa de la Pesquera Zapata, solo en la punta del rompeolas de el puerto de El Sauzal se unen dos ortogonales, lo que indica una concentración de energía en ese punto en particular; ninguna ortogonal arriba directamente al área de estudio, por lo que esta zona es menos energética (figura 12).

El comportamiento de las ortogonales que arriban a la costa para el caso 2 se muestran en la figura 13, este oleaje arriba principalmente en la parte norte de el área de estudio, Punta San Miguel, playa Pesquera Zapata y al norte del rompeolas del puerto de El Sauzal, las ortogonales en esta zona tienden a concentrarse a lo largo de la costa (no en un mismo punto), y ninguna llega a cruzarse, siendo esta zona característica por tener un oleaje más energético. Para el área de estudio en particular las ortogonales tienden a separarse entre si, producto de la batimetría de la zona, donde ninguna ortogonal llegó directamente a la zona de estudio.

7.4. Difracción

El oleaje que arriba al área de estudio es ocasionado principalmente por la difracción producto del puerto de El Sauzal, el ángulo de aproximación del oleaje al rompeolas es de 33° (medidos de la base del rompeolas hacia la ortogonal). El plano de difracción se muestra en la figura 14. El área de influencia del oleaje difractado que ocasiona la estructura es de aproximadamente 585.62 m que va disminuyendo conforme el tren de olas se acerca a la costa.

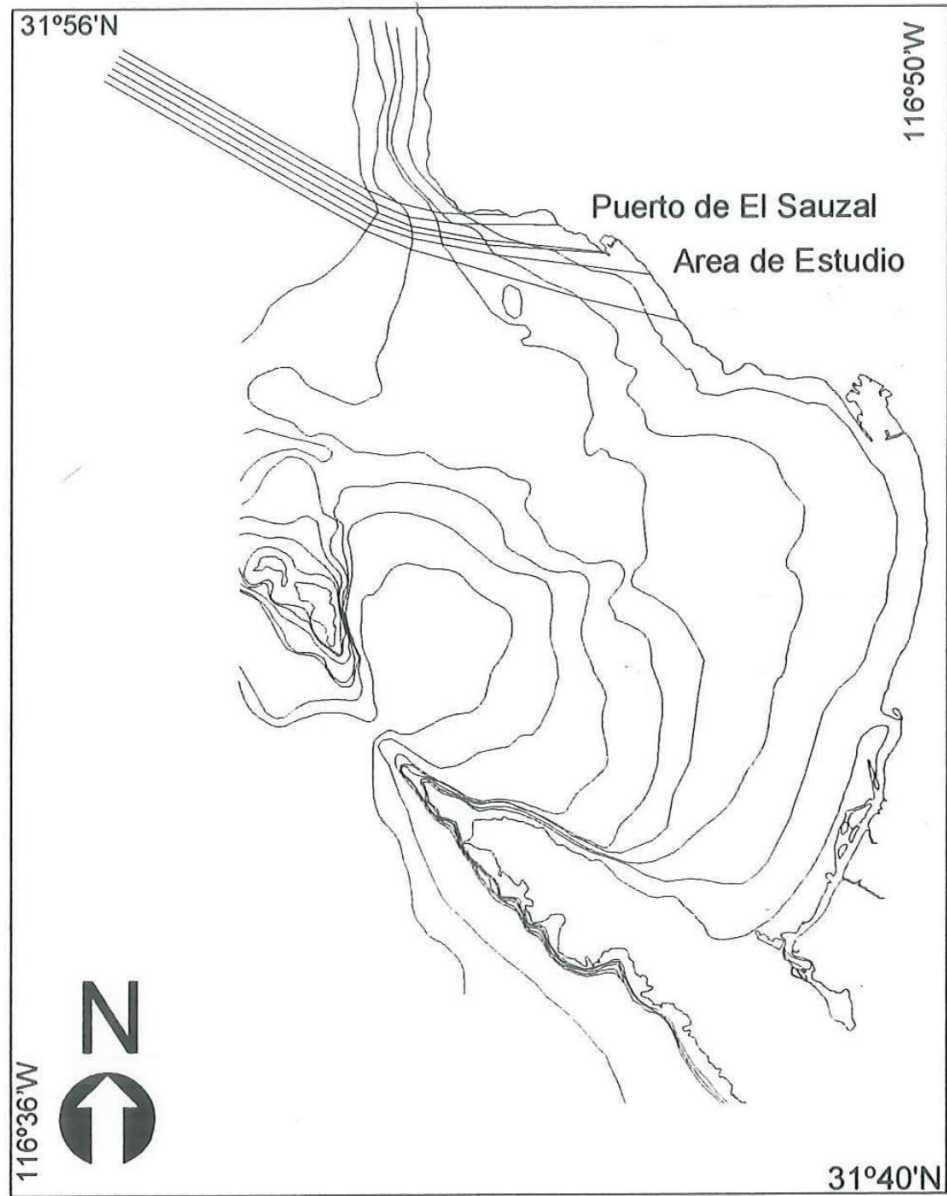


Figura 12. Diagrama de refracción para $H_o = 1.8$ m, $T_s = 11.1$ s y 300° .

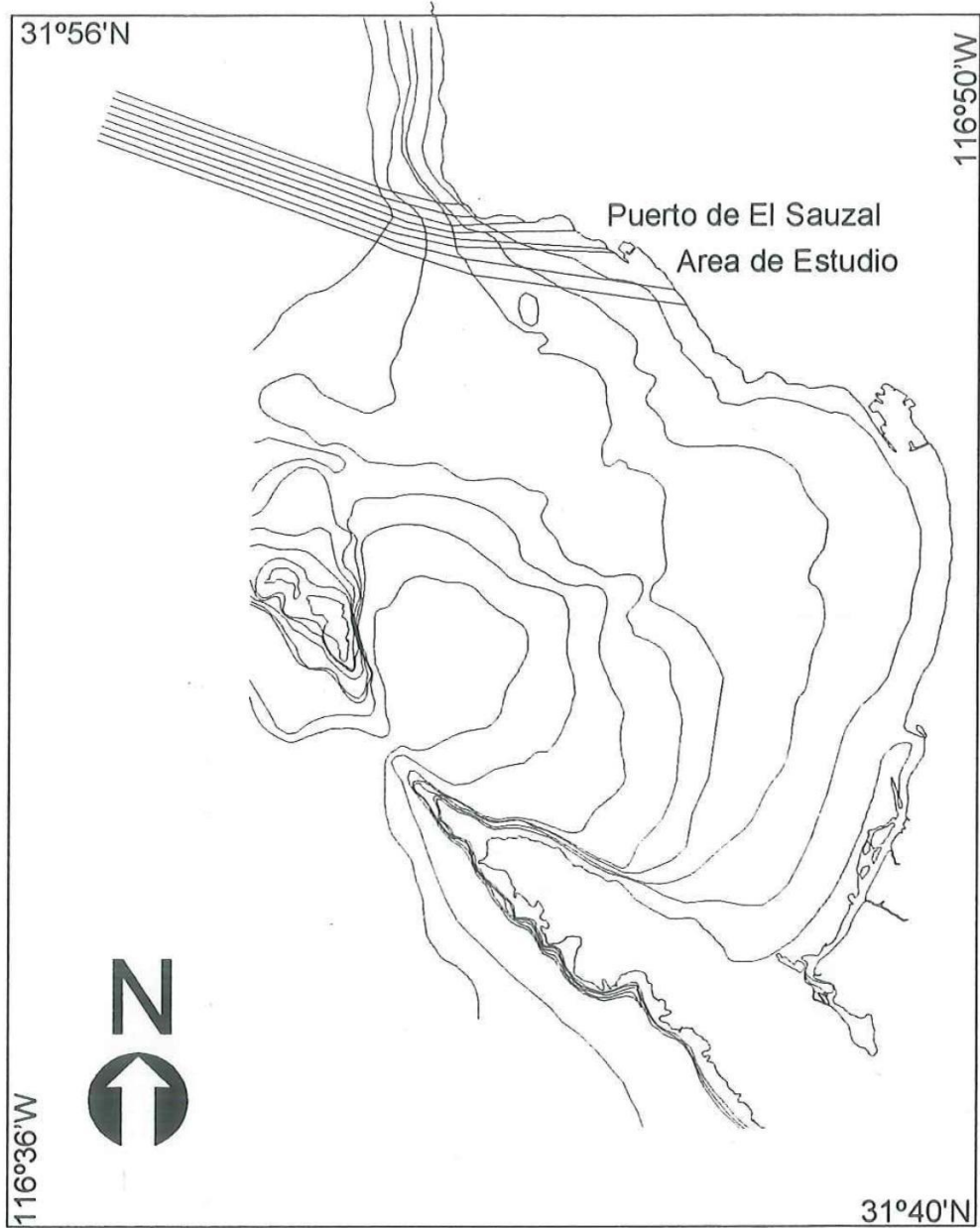


Figura 13. Diagrama de refracción para $H_o = 5.0$ m, $T_s = 14.3$ s y 290° .

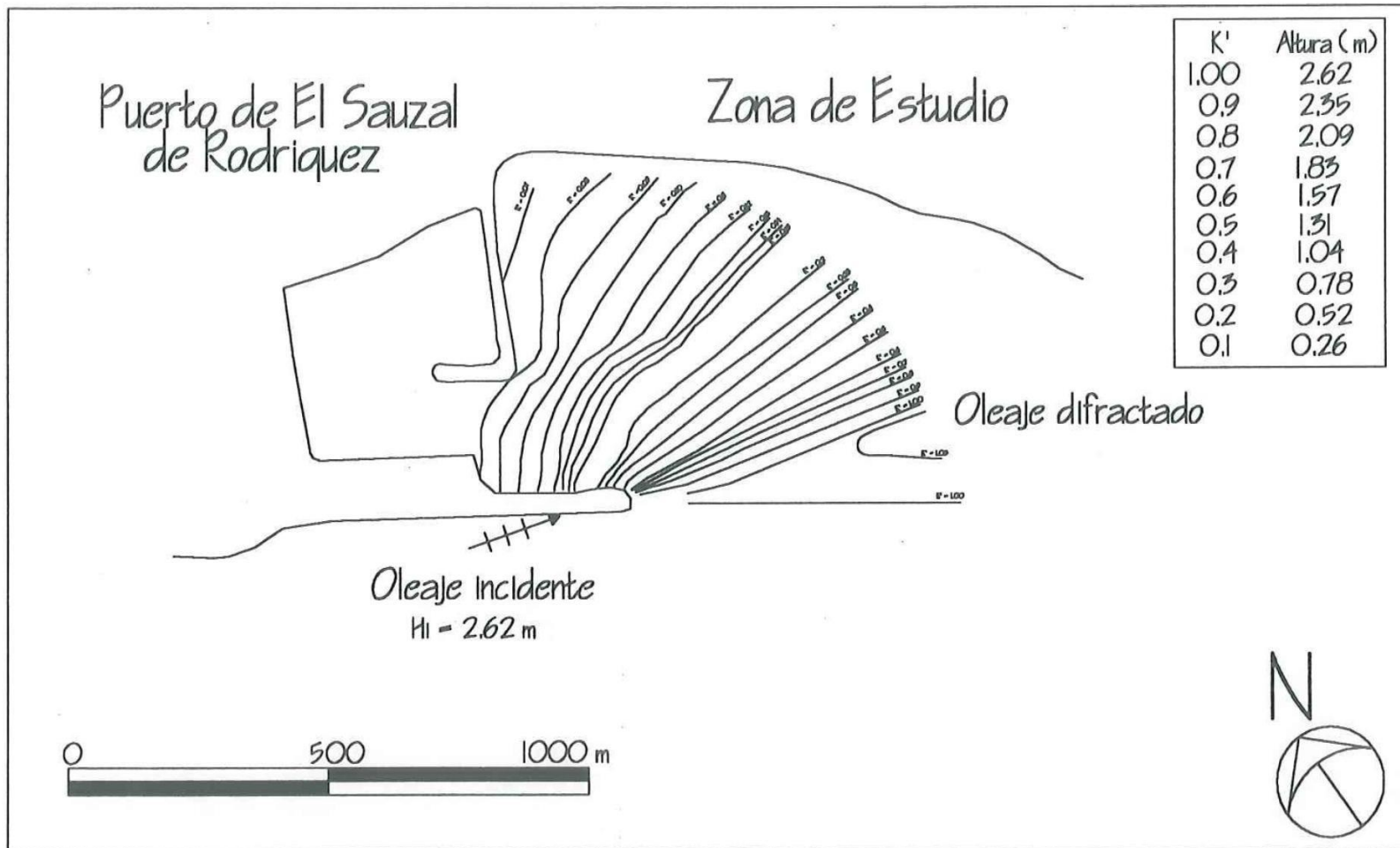


Figura 14. Difracción del oleaje causado por el rompeolas (ángulo de aproximación 300° y 33° con respecto al rompeolas).

7.5. Nivel de agua

Además de la variación que se registra con el cambio de mareas en Ensenada (tabla I), la consideración más importante es la sobre elevación del nivel del mar; la máxima elevación registrada sobre el nivel medio del mar fue de 2.60 m (Plaza-Flores, 1979).

7.6. Diseño de la Obra

Con los resultados del estudio de oleaje se determinó la altura de ola para el diseño funcional y el diseño estructural (Rosati, 1990). El primero responde a las condiciones más comunes en la climatología del oleaje para la zona, mientras que el segundo da la estabilidad estructural ante los casos extremos. La altura de ola para el diseño funcional fue de 1.8 m y para el diseño estructural de 5.0 m (figura 15a y 15b).

Con esta información se elaboró la siguiente tabla:

Tabla IV. Características del oleaje seleccionado para el diseño de la estructura.

DISEÑO FUNCIONAL				
Altura (m)	Período (s)	Dirección (°)	L _o (m)	L ₄ (m) *
1.8	11.1	300	192.2	68.92

DISEÑO ESTRUCTURAL				
Altura (m)	Período (s)	Dirección (°)	L _o (m)	L ₄ (m) *
5	14.3	290	319	77.57

*Longitud de onda a 4 m de profundidad.

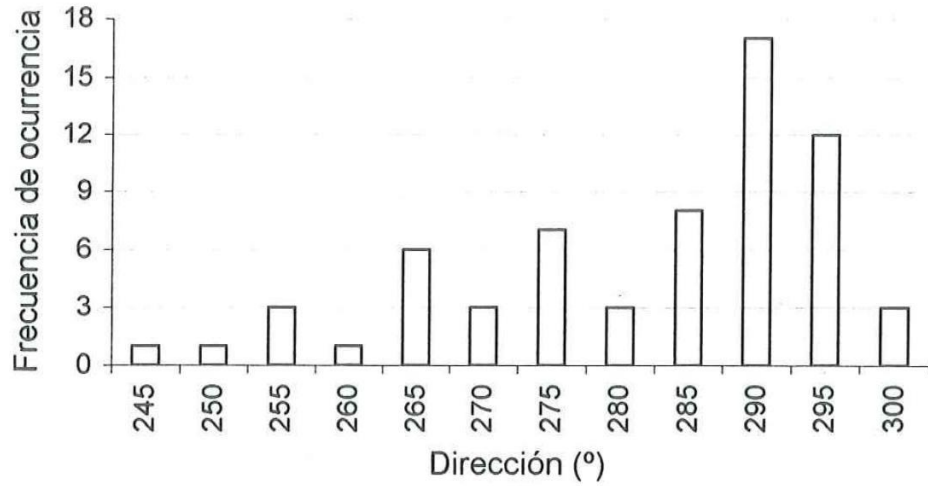


Figura 15a. Dirección predominante para la altura de de 5.0 m.

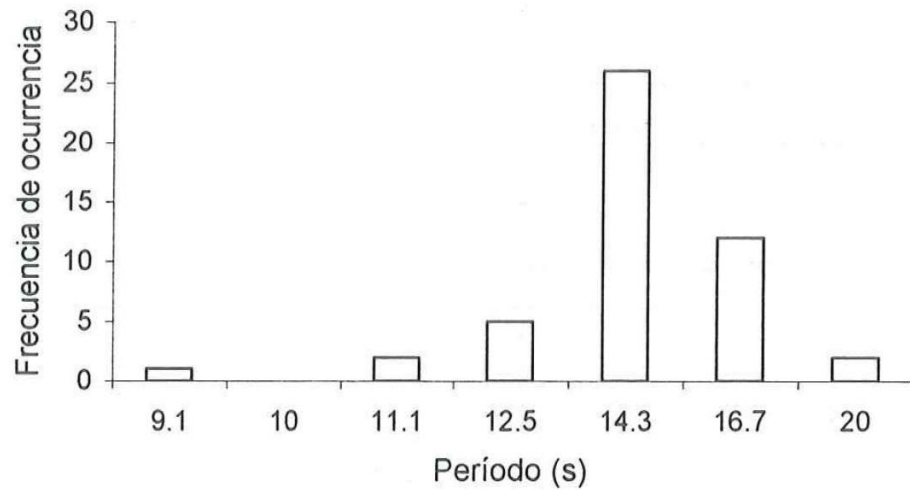


Figura 15b. Período asociado a la dirección 290° y altura 5.0 m.

7.6.1. Profundidad de rompiente (db) y altura de rompiente (H_b)

Para calcular la pendiente de la playa, se midió en el mapa la distancia a la isóbata de los 10.0 m, y con la tangente se obtuvo este valor. Posteriormente se elaboró la siguiente tabla:

Tabla V. Profundidades y alturas de rompiente.

DISEÑO FUNCIONAL					
H_o (m)	T_s (s)	Pendiente	H_b (m)	db_{max}	db_{min}
1.8	11.1	0.01	2.62	3.93 m	3.11 m

DISEÑO ESTRUCTURAL					
H_o (m)	T_s (s)	Pendiente	H_b (m)	db_{max}	db_{min}
5	14.3	0.01	6.45	9.80	7.74

Para el diseño funcional la altura de ola de 1.8 m romperá entre las isóbatas de los 3.93 m y 3.11 m, la altura de rompiente calculada fue de 2.62 m (H_b). Mientras que para el diseño estructural la altura de 5.0 m romperá entre a los 9.80 m y 7.74 m con una altura de 6.45 m. Posteriormente se evaluaron cuatro casos con la finalidad de verificar que ningún oleaje mayor a la altura de 1.8 m rompa directamente sobre la estructura o después de esta, estos resultados se discutirán más adelante. Con esta información se decidió colocar la estructura a los 3.11 m.

7.6.2. Diseño Estructural

El diseño de la estructura arrojó los siguientes resultados, que son las características que debe cumplir la estructura basadas en las condiciones del oleaje seleccionado (figura 16). Los resultados se muestran a continuación:

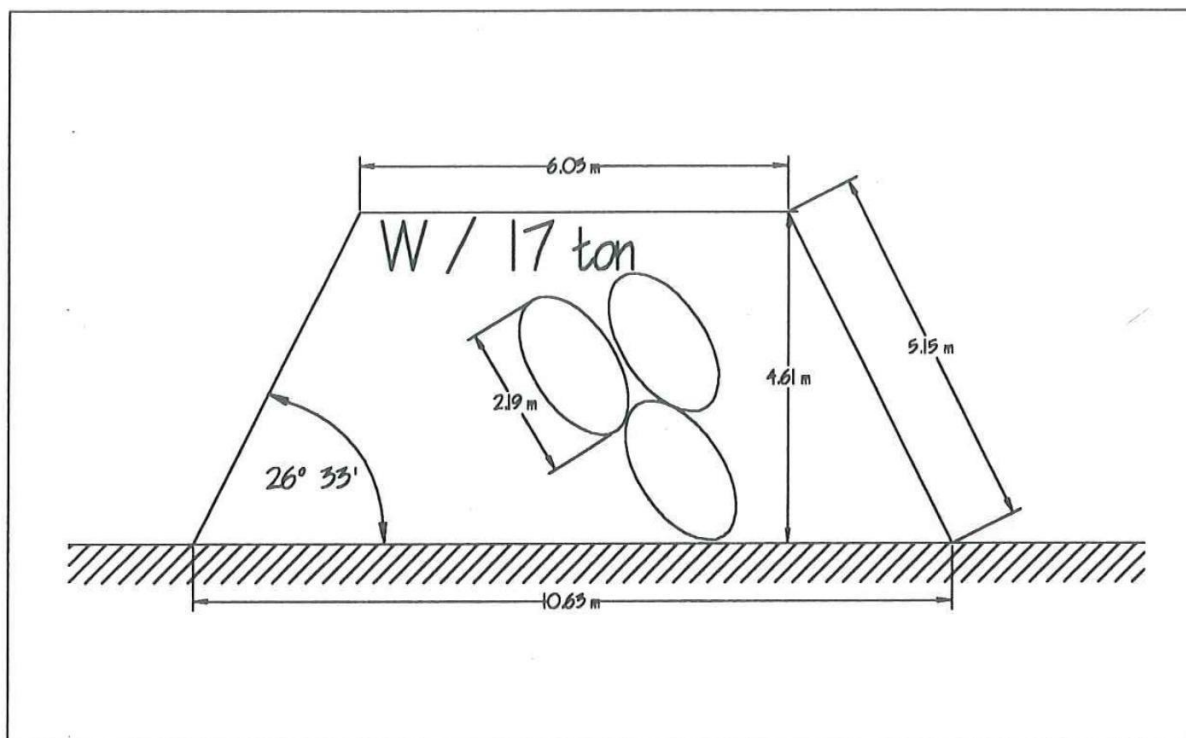


Figura 16. Sección transversal del rompeolas de corona baja.

Tabla VI. Parámetros para el diseño de la estructura.

	Ecuación	Parámetro	
Talud (ángulo) de la estructura	(4)	$\alpha = 26^{\circ} 33'$	
Tamaño de la roca	(5)	W = 20 ton	W*r
Factor de Reducción	(6)	r = 0.8487	W = 17 ton
Ancho de la cresta	(7)	B= 6.03 m	
Número de elementos	(8)	295 elementos	
Coefficiente de Transmisión	(11)	Kt = 0.3811	Hb*Kt H=0.99 m
Coefficiente de reflexión	(12)	Kr = 0.4811	
Tipo de rompiente	(13)	$\xi_b = 0.08564$ ola tipo de derrame	
Run-up	(14)	Ru = 0.4132 m	
Run-down	(15)	Rd = 0.399 m	

7.6.3. Diseño funcional

7.6.3.1. Sedimentos en la playa

La altura de ola necesaria para mover partículas de 3.5 phi es de 0.88 m.

7.6.3.2. Formación de salientes y tómbolos

Tomando en consideración la distancia a la que se encontrara la estructura y la longitud de la misma, se evaluaron cinco longitudes para observar el tipo de respuesta que tendrá la playa, los resultados son los siguientes:

Tabla VII. Dimensiones consideradas para la formación de salientes.

Ls (m)	X (m)	Ls / X	I_s^*	Clasificación **
50	277.62	0.18	5.18	No hay sinuosidad
75	277.62	0.27	4.99	Saliente suavizada
100	277.62	0.36	4.81	Saliente suavizada
200	277.62	0.72	4.15	Saliente suavizada
300	277.62	1.08	3.58	Saliente bien desarrollada

* Pope y Dean (1986)

** Ahrens y Cox (1990)

Por el tipo de respuesta de la costa la longitud del rompeolas será de 100 m.

Con los resultados obtenidos en el diseño estructural y funcional, las dimensiones de la estructura y características particulares son las siguientes:

Tamaño de la roca:	17 toneladas
Dimensiones aproximadas de la roca	2.19 m
Número de elementos:	295
Ancho de la cresta:	6.03 m
Altura de la estructura:	4.61 m
Elevación de la cresta relativo al NMM:	1.50 m
Angulo del talud:	26°33'
Ancho de la base:	10.63 m
Longitud de la estructura:	100 m

7.6.3.3. Estabilidad de la estructura y reducción de la altura de la cresta

Se evaluaron diversos factores para la estabilidad de la estructura los cuales involucran oleaje con alturas mayores a 2.62 m y un incremento en el nivel del mar de 2.60 m, esta ultima condición ocasionará que la estructura quede sumergida.

La altura de ola máxima que rompe bajo condiciones normales antes de la estructura es de 2.62 m. Si se presentaran condiciones de oleaje de aguas profundas con altura de 1.8, 2.0 y 3.0 m y período de 11.1 s, y 2.0 m con período de 14.3 s, estas romperían antes de la estructura (condiciones normales). Evaluando las condiciones extremas (aumento de 2.60 m sobre el NMM) este oleaje rompería sobre la estructura con alturas de 1.45, 2.8, 3.81 m (T=11.1 s) y 3.22 m (T=14.3 s) respectivamente (figura 17).

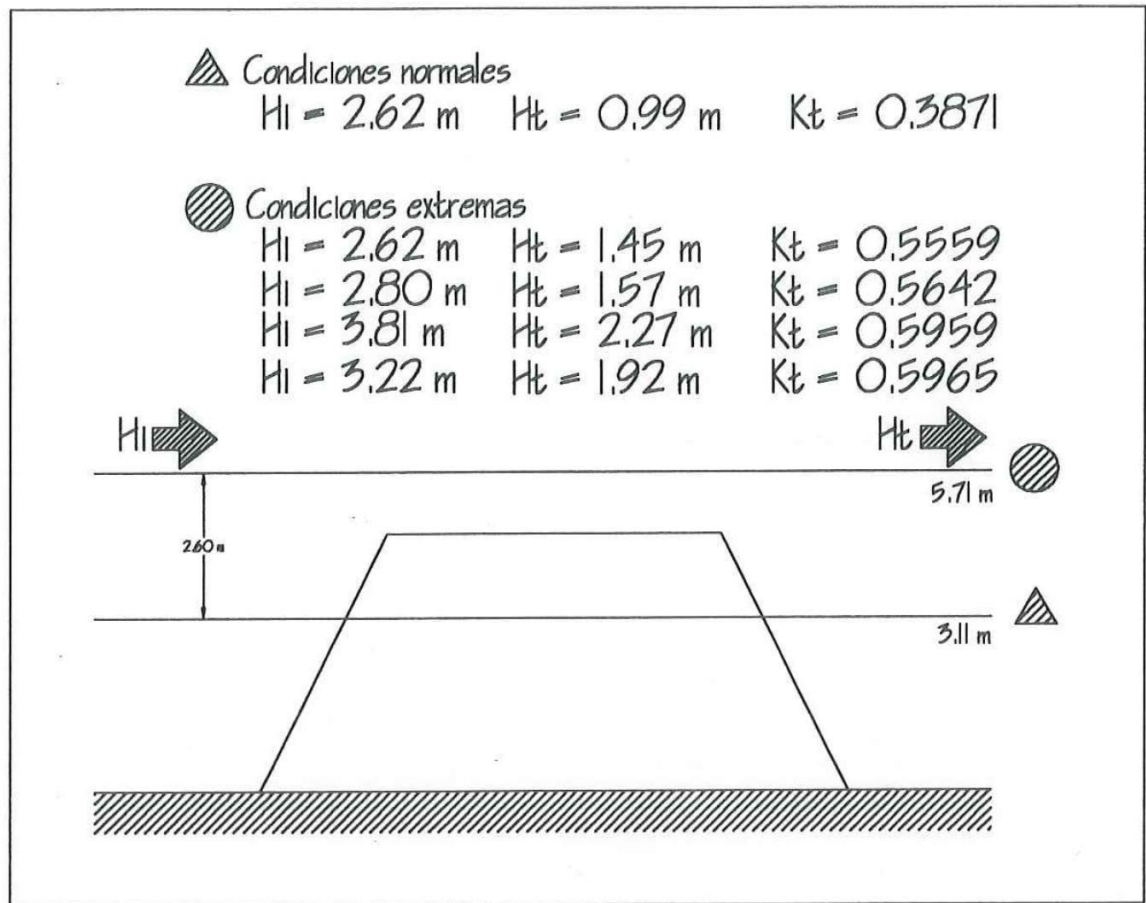


Figura 17. Alturas de ola y coeficientes de transmisión para diferentes niveles de agua.

Evaluando la estabilidad de la estructura y la reducción en la altura de la cresta, y con la condición de $hc = hc'$ si $hc > hc'$ la estructura sufriría los siguientes daños:

Tabla VIII. Estabilidad de la estructura y reducción de la altura de la cresta.

Altura de ola (m)	Perdido (s)	hc	hc'	Reducción de la cresta (%)
2.62	11.1	4.61	6.03	No hay daño
2.8	11.1		5.65	No hay daño
3.81	11.1		4.03	13
3.22	14.3		4.24	8

hc altura de la cresta (4.61m)

hc' altura de la creta reducida

8. DISCUSIONES

Para el diseño óptimo de una obra de protección es primordial conocer las características del oleaje que arriba a la costa. Para tal motivo se emplean estadísticas de oleaje por lapsos prolongados de tiempo, sin embargo dentro de la bahía no existen datos suficientes para generar una serie de tiempo que permita obtener una estadística confiable del oleaje, ya que estudios como el de Martínez, *et al.*, (1989) solo reporta un período de medición máxima de 1 año. El trabajo de Coria-Méndez, (1993) y Martínez *et al.*, (1993) no se consideró ya que a pesar de ser la base de datos más completa en lo que se refiere a cobertura temporal (3 años) para la bahía, sólo analizó las alturas significantes y no reportó direccionalidad ni períodos de las mismas. Esto significa que con el fin de diseñar una obra de protección en la Bahía de Todos Santos es necesario recurrir a otra fuente de información, por lo que se emplearon los datos obtenidos de una estación de medición de oleaje anclada en aguas profundas y lejos de la zona de estudio, sin embargo, el obtener, a partir de esta fuente de información una estadística representativa de las condiciones de oleaje que se presentan en la bahía, puede presentar problemas, ya que existen una serie de factores que modifican las características del oleaje en su viaje desde el punto de medición hasta el momento que arriban a la costa, como son la refracción, difracción y reflexión entre otros.

La falta de una fuente confiable de información sobre oleaje en la Bahía de Todos Santos se evidencia por los daños que presentan la mayoría de las obras de protección construidas en la bahía (Guardado-France, 1997).

Los criterios utilizados para la selección de esta estación fueron la profundidad a la que se encuentra anclada y la poca o nula influencia en los datos por la presencia de islas o bajos (efectos en cambios de dirección del oleaje). Comparando la estadística de oleaje de esta estación con una de las 16 estaciones existentes en la parte Sur de California se ha encontrado que el comportamiento del oleaje en esta última zona indica un margen de error del 15° en la dirección medida en las estaciones y un 50 % en predicción de alturas producto de la batimetría, islas, bajos y cañones submarinos que existen en la zona (O'Reilly, 1993).

Con fin de verificar la estadística de oleaje que arriba a las costas de la bahía, obtenida a partir de la fuente mencionada, se realizó una comparación entre los resultados reportados en la bahía por autores como Miranda-Vera, (1985), Padilla-Hernández, (1989), Coria-Méndez, (1991) y Martínez *et al.*, (1993), ya que son el único parámetro para validar los resultados obtenidos en este trabajo, encontrando que no existe diferencia significativa entre estos (tabla III), especialmente en lo que respecta a la altura de ola en eventos extremos (tormentas), lo que indica que la metodología aplicada a la obtención de datos de oleaje da una buena aproximación a la realidad que se presenta dentro de la bahía.

Una vez resuelto el problema de la estadística del oleaje, el siguiente paso fue decidir cual sería la altura de ola de diseño. Generalmente cuando se construyen obras utilizando rocas, se diseña con la altura significativa, es decir $H_{1/3}$, sin embargo, para dar seguridad a la estructura se utiliza la altura máxima registrada en la estadística del oleaje; en el presente trabajo esta fue superior a los 7.0 m en los seis años de datos analizados (tabla III); la utilización de esta altura implicaría altos costos de construcción. Considerando lo antes mencionado y puesto que en la bahía la

altura máxima reportada para períodos de retorno de 50 y 100 años en la época de invierno es cercana a los 4.0 m (Martínez *et al.*, 1993), se utilizó la altura de 5.0 m para dar un margen de seguridad ante eventos extremos de estas magnitudes, ya que el peso de los elementos para soportar el oleaje de estas características no es muy diferente al peso de los elementos para oleaje de 4.5 ó 4.8 m.

En el presente estudio, se propone que la obra sea construida con roca del tipo andesita cuya densidad es de 2.65 ton/m^3 , ya que existe una cantera cercana al área de estudio (Cerro del Vigía), además de que este tipo de roca se caracteriza por ser una roca resistente a la fractura y abrasión por el oleaje, que es una característica que se busca en los elementos de este tipo de obras (Frias-Valdez *et al.*, 1988, Uribe-Rojo, 1989). Las estructuras que se encuentran en la región han sido construidas con este material, dando buenos resultados en el tiempo de vida de estas obras (González-Villagran, 1992 y Ajas Pérez de Lebrija, 1982).

Para el cálculo de los pesos de los elementos que deberán ser colocados en el rompeolas se utilizó la fórmula de Hudson (1952) ya que su aplicación a nivel mundial es muy común y ha dado buenos resultados en obras existentes en la región, además que en ella se incluyen conceptos como rebase del oleaje y porcentaje de daño (SPM, 1984).

Cada elemento de la estructura tendrá el mismo peso (17 toneladas), lo que dará una mayor estabilidad a la misma, ya que cada elemento será capaz de soportar el embate del oleaje de tormenta (Chasten, *et al.*, 1993). Sin embargo, es posible que se presenten fallas estructurales debido a la posible salida de elementos de la estructura o bien a deslizamientos de los mismos.

El primer efectos se ve reducido, debido a que el peso de los elementos fue diseñado para soportar el embate del oleaje de tormenta, además de que esta posibilidad es casi nula ya que oleaje de estas condiciones rompe a una gran distancia de la costa debido a la batimetría, de tal manera que solamente oleaje de menor altura al de tormenta impactaría la obra (tabla V).

En el caso de que se presente una combinación de factores como es marea alta, storm surge y setup, se espera que el oleaje máximo que impacte la obra sea de 3.81 m, lo que significa que bajo estas condiciones la obra presentará un daño en su integridad física del 13 % y mínimo de 8 % (tabla VIII) lo que se traduce en un reacomodo en los elementos que componen la estructura así como la posible reducción en la altura de la cresta siendo, esta de 0.58 y 0.37 m respectivamente. De aquí la necesidad de implementar un programa de monitoreo y mantenimiento, el cual puede ir desde la inspección física de los elementos de la estructura antes y después de un evento de tormenta, toma de perfiles de playa detrás de la estructura, configuraciones batimétricas en los alrededores de la estructura, hasta fotografía aérea con el fin de determinar cambios en la geometría de obra, línea de costa (berma) y deterioro estructural. Se recomienda realizar estas actividades antes de la época de tormentas y después de esta (Chasten, *et al.*, 1993). El daño asociado al deslizamiento de los elementos de la estructura es causado principalmente por la socavación en la base o pie de la estructura, pero la información oceanográfica indica que aún en condiciones de marea baja, el tirante de agua será de 1.7 m disminuyendo los efectos que el Run-down pudiera ocasionar, ya que el Run-down estimado será de 40 cm (González-Villagran, 1992 y Medina-Enriquez, 1993).

Para calcular las pendientes de la estructura se emplearon las recomendaciones dadas por Frias-Valdez, (1988), García-Flores, (1988) y Chasten, *et al.*, (1993) ya que la experiencia en la construcción de otras obras de protección en materia de diseño y optimización económica sugiere la utilización de pendientes entre 1:25:1 y 3:1; la sección del rompeolas que recibe el embate del oleaje se recomienda que tenga una pendiente de 2:1. Por lo que las pendientes de la estructura serán de 2:1.

Para definir la profundidad de desplante de la estructura la literatura sugiere que obras, cuyo fin es la protección costera se coloquen a una profundidad entre 1.0 y 8.0 metros si la zona esta expuesta a oleaje energético (Dally y Pope, 1986). En el caso de la zona de estudio, la profundidad de rompiente para la ola de diseño (5.0 m) es de 9.80 m (tabla V), al colocar la estructura a esta profundidad el número de elementos será mucho mayor, lo que incrementaría los gastos de construcción, además de que el oleaje que será transmitido, así como su energía, no permitirá la depositación de sedimento para la generación de una playa protectora. Por esta razón se decidió desplantar la obra en la profundidad de rompiente del oleaje normal (1.8 m) que en este caso es de 3.11 m (tabla V). Esto asegura que la obra mantendrá su integridad ya que el oleaje de diseño romperá en la isóbata de los 9.80 m y el oleaje que incida a la obra tendrá una altura menor a la de diseño.

Como se menciona, la depositación del sedimento aportado por el acarreo litoral y los cantiles de la zona detrás de la estructura es importante para la generación de una playa protectora en la costa, ya que la depositación del sedimento esta relacionada directamente con la altura de ola, esta se cálculo para que tamaños de grano de 3.5 phi (Cruz-Colín y Cupul-Magaña, 1997) fueran depositados y no removidos por el

oleaje, esta altura que será transmitida por la estructura deberá de estar en rango de 0.88 a 1.00 m.

Una vez definidos los pesos de los elementos, las pendientes de la estructura, la profundidad de desplante, y la altura de ola para la depositación del sedimento, el siguiente paso es estimar el coeficiente de transmisión (k_t) del oleaje.

El coeficiente de transmisión depende en gran parte del tirante de agua sobre la cresta de la estructura. En este caso, se busco una altura de la cresta capaz de reducir la altura de ola incidente (2.62 m), a una no mayor a 1.00 m, por lo que la altura de la cresta con respecto al nivel del mar será de 1.5 m, el coeficiente de transmisión obtenido redujo la altura de ola incidente en un 62 %, es decir la altura de ola transmitida por la estructura será de 0.99 m por lo tanto con esta altura de ola se removerán los sedimentos finos (limos y arcillas) y se permitirá la depositación de sedimentos gruesos (arena y más gruesos) con el fin de generar una playa protectora. Para la obtención de este coeficiente se utilizó el criterio propuesto por Ahrens, (1987) en el que el factor más importante es la variación de la altura de la cresta con el nivel del mar y la altura de ola de diseño.

Con los cambios de marea reportados para la región de Ensenada (tabla I) y los incrementos en el nivel del mar por eventos extremos (mareas máximas, storm surge y setup) las condiciones de oleaje cambiarán provocando que el oleaje que rompía antes de la estructura ahora lo haga sobre ella, así se analizaron 4 casos, donde la estructura permanecerá sumergida ya que el incremento máximo reportado es de 2.60 m (Plaza-Flores, 1979), esta variación en el nivel del mar producirán que el sedimento que había sido depositado sea ahora removido, ya que los coeficientes de transmisión se incrementarán (figura 17), por ende la energía y la altura de ola que es

transmitida. Como se mencionó anteriormente la altura máxima que romperá sobre la estructura será de 3.81 m.

Dentro de los propósitos del diseño funcional se consideró la formación de una saliente (mencionada anteriormente) la cual dependerá principalmente de la distancia a la que se coloque la estructura de la costa y la longitud del rompeolas (Pope y Dean, 1986 y Ahrens y Cox, 1990), en nuestro caso estas distancias serán de 277.62 m hacia la costa ya que a esta distancia se encuentra la isóbata de los 3.0 m, profundidad a la cual será desplantada la estructura y un longitud propuesta del rompeolas de 100 m, debido a que longitudes mayores generarán salientes más grandes teniendo la posibilidad de conectarse con la estructura (formación de un tómbolo), la forma de esta saliente esta determinada por la energía que es transmitida sobre el rompeolas, la cual será plana y tenderá a esparcirse a lo largo de la playa de una manera uniforme (Chasten, *et al.*, 1993).

La finalidad de este tipo de estructuras es crear áreas protegidas sin afectar playas adyacentes, la formación de un tómbolo creará erosión en playas corriente abajo ya que se interrumpe el transporte litoral a lo largo de la costa.

Además de la energía del oleaje que es transmitida por el rompeolas, la orientación de este juega un papel importante en el tamaño y forma de la saliente. Para ello se evalúan los efectos ocasionados en el oleaje que arriba a la costa, los cuales son la batimetría, la refracción y difracción de este, particularmente en la zona de estudio.

El oleaje que se presenta con mayor frecuencia dentro de la bahía es el proveniente de la dirección Noroeste con ángulos de aproximación de 290 a 300° (tabla III). La batimetría en la parte norte de la bahía ocasiona que las ortogonales que

arriban con estas direcciones se concentren en la zona de San Miguel y Pesquera Zapata, mientras que este comportamiento se dispersa a lo largo de la zona de El Sauzal (figuras 12 y 13), ocasionando que la energía del oleaje que llega a la costa sea menor. Este comportamiento se ha observado en otros trabajos como el de Medina-Enriquez, (1993) y Ahumada-Sempoal, (1993) en los cuales no solo se analiza el comportamiento de las direcciones obtenidas sino también para oleaje proveniente de Oeste y Suroeste.

El puerto de El Sauzal ocasiona que el oleaje que llega a el sea difractado, ocasionando cambios en la dirección de este incidiendo directamente en la zona de los cantiles (figura 14). Por ello la zona a proteger dependerá de la orientación que se dé a la estructura ante este oleaje difractado (figura 18), siendo en nuestro caso de 90° con respecto al oleaje incidente ya difractado, ya que si el oleaje es oblicuo a la línea de costa se recomienda una orientación paralela a la cresta de dicho oleaje incidente, así no solo se reduce la posibilidad de erosión al pie de la estructura sino también se protege una mayor longitud de la costa (Chasten, *et al.*, 1993).

Uno de las problemáticas más grandes en este trabajo fue la falta de una metodología definida para el diseño de obras se este tipo, por ello se conjugaron los criterios que se acercarán a los objetivos de este proyecto, así la metodología empleada en este trabajo combino las técnicas de Bruun, *et al.*, (1978), SPM, 1984, Dally, *et al.*, (1986) y Chasten, *et al.*, (1993) ya que las consideraciones oceanográficas requeridas se pueden adaptar más a las de la zona de estudio.

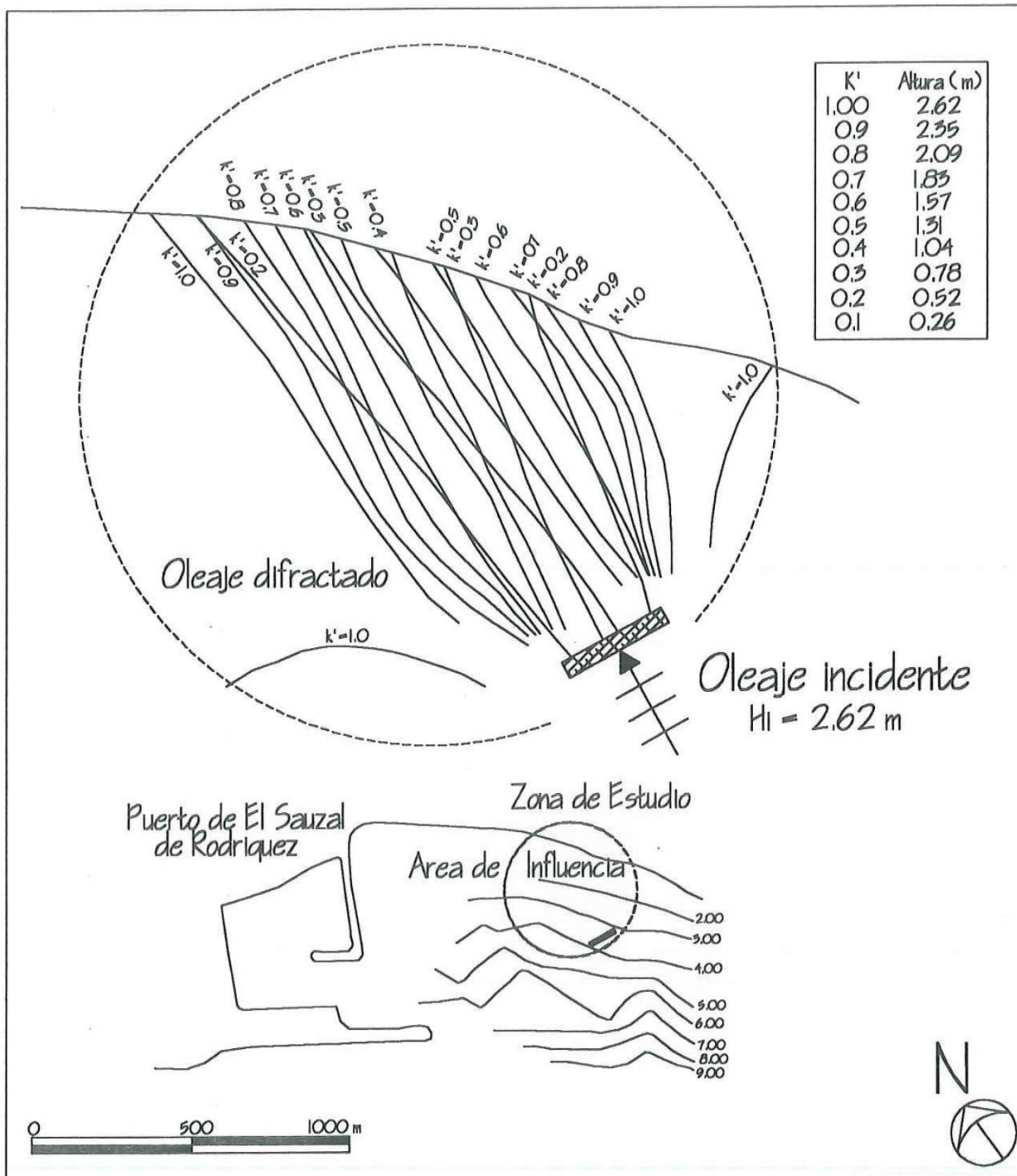


Figura 18. Difracción del oleaje ocasionado por la estructura (ángulo de aproximación 90° con respecto al oleaje difractado).

Finalmente los intereses en la colocación de una estructura de este tipo dependerán principalmente de la zona a proteger, en particular en la zona del Sauzal existen varios terrenos con posibilidades de ser desarrollados habitacional e industrialmente, sin embargo, en las condiciones actuales en las que se encuentran estos predios no garantizan la seguridad de la infraestructura, por ello se recomienda una alternativa de protección de este tipo.

9. CONCLUSIONES

Con base en las características oceanográficas y físicas de la zona de El Sauzal de Rodríguez, el diseño del rompeolas separado de la costa es el óptimo para proteger la zona de los cantiles y la propiedad en ellos existente, además de proporcionar una área de recreación para los habitantes de la zona.

Debido a la poca información acerca del diseño de una estructura de este tipo, la combinación de las metodologías empleadas resulto ser la más ideal, por lo que este trabajo es una aportación en el diseño de obras de este tipo en la región de Ensenada.

10. BIBLIOGRAFIA

Ahrens, J. (1987). Characteristics of reef breakwaters. Us Army Corps of Engineers. Reporte Técnico. CERC-87-17. 50 pp.

Ahrens, J. P. y J. Cox (1990). Desing and performance of reef breakwaters. Journal of Coastal Research. Special Issue. N.7:61-75 pp.

Ahumada-Sempoal, M. A. (1993). Corrientes litorales inducidas por oleaje en la Bahía de Todos Santos, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC. 38 pp.

Ajas-Perez de Lebrija, A. (1982). Análisis de algunas características para la construcción de una marina en el Estero de Punta Banda, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC. 35 pp.

Appendini-Albrechtsen, C. (1998). Plan de manejo de la erosión costera para playas de Rosarito, B.C., México. Tesis de Maestría. FCM-UABC 123 pp.

Appendini-Albrechtsen, C. (1995). Manual para el diseño de rompeolas separados de la costa como obras de protección costera. No publicado 36 pp.

Appendini, C. y D. Fischer (1998). Hazard management planning for severe storm erosion. Shore&Beach. Vol. 66(4):5-8 pp.

Barrera-Gaona, J. (1998). Patrón de dispersión de sedimentos en la Bahía de Todos Santos, B.C. México. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 54 pp.

Bruun, P. y Ali Riza Gunbak. (1978). Stability of sloping structures in relation to

$\xi = \tan \alpha \sqrt{\frac{H}{L_o}}$ risk criterion in desing. Coastal Engineering. Vol. 1 N.4 287-322 pp.

Chasten, M., J. Rosati y J. McCormick, (1993). Engineering desing guidance for detached breackwaters as shoreline stabilization structures. Us Army Corps of Engineers. Reporte Técnico. CERC-93-19. 141 pp.

Coria-Méndez, P. (1991). Distribución de probabilidad de la altura significativa del oleaje y cálculo de períodos de retorno para el puerto de Ensenada, B.C., México. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 40 pp.

Cruz-Colín, M. E. (1994). Balance sedimentario de la Bahía de Todos Santos, B.C., México. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 77 pp.

Cruz-Colín M. E. y L. A. Cupul-Magaña (1997). Erosión y aporte sedimentario de los cantiles marinos de la Bahía de Todos Santos, B.C. en el período de 1970 a 1991. Ciencias Marinas. Vol. 23(3):303-315 pp.

Cruz-Falcón, A. (1991). Estimación de la profundidad al basamento en la Bahía de Todos Santos, B.C. y zona costera. Ciencias Marinas. Vol. 17(1):139-149.

Dally, W.R. y J. Pope (1986). Detached breakwaters for shore protection. Reporte Técnico CERC-86-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Davis, R. (1983) Depositional systems. Edit. Prentice Hall. USA . 669 pp.

Dattatri, J., H. Raman, J. Shankar. (1978). Performance characteristics of submerged breakwaters. Coastal Engineering. Vol. II. 2153-2171 pp.

Fischer, M. P. y K. R. Hall (1997). The function of sumerged active breakwaters. Proceedings of the 1997 Canadian Coastal Conference.

<http://cciw.ca/ccsca/Ccc97Proceedings/fischer.html>

Flick, R. (1998). Comparison of California tides, storm surges, and mean sea level during the El Niño winters of 1982-83 and 1997-98. *Shore&Beach*. Special Issue. Vol. 66 (3):7-11 pp.

Flick, R. y A. Badan. (1989). Coastal sea level during the January 1988 storm off the Californias. *Shore&Beach*. Vol. 57(4):28-31 pp.

Frias-Valdez, A. y G. Gonzalo-Moreno. (1988). *Ingeniería de Costas*. Segunda edición. Edit. Limusa. México. 339 pp.

García-Flores, M. (1988). Rompeolas sumergidos, estudio experimental. Series del Instituto de Ingeniería. N. 511 Instituto de Ingeniería, UNAM. 175 pp.

Gonzalez-Villagran, A. (1992). Reevaluación de los estudios utilizados para el diseño del puerto de Ensenada, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 126 pp.

González-Serrano, A. (1977). Anomalías gravimétricas de la Bahía de Todos Santos. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 52 pp.

Guardado-France, R. (1997). Funcionalidad de las obras de protección costera construidas en la Bahía de Todos Santos, B.C. México. Tesis de Maestría. FCM-UABC 145 pp.

Komar, P. (1998). *Beach and sedimentation*. Segunda edición. Edit. Pentice Hall. USA. 545 pp.

Lopez-Luna, M. (1990). Cuantificación del volumen de sedimento transportado por la corriente litoral en las playas de El Sauzal y Pesquera Zapata, ubicadas en la zona norte de la Bahía de Todos Santos, B.C., México. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 57 pp.

Mansard, E. (1990). Some recent advances in physical modelling of rubble-mound breakwaters. *Journal of Coastal Research*. Special Issue. N. 7:5-18 pp.

Martínez-Díaz de León, A., Cuauhtémoc Nava y Francisco Ocampo (1989). Estadística del oleaje en la Bahía de Todos Santos, B.C. de septiembre de 1986 a agosto de 1987. *Ciencias Marinas*. Vol.15(3):1-20.

Martínez-Díaz de León, A. y Pablo Coria (1993). Distribución de probabilidad de la altura del oleaje dentro de la Bahía de Todos Santos, B.C., México. *Ciencias Marinas*. Vol. 19(2):203-218.

McCormic, J. (1997). Breakwaters for wetland restoration and protection. Coastal structures and evaluation branch. Coastal Research Center. 125-130 pp.

Medina-Enriquez, P. (1993). Anteproyecto de un modelo hidráulico del puerto de El Sauzal. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 126 pp.

Méndez-Arriaga, M. A. (1982). Determinación del transporte litoral predominante en la Bahía de Todos Santos, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 30 pp.

Miranda-Vera, J. I. (1985). Modelo estadístico de valores extremos para Ensenada, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC. 28 pp.

Nakayama, A., Horokosi, N. y Kobayashi, H. (1993). The planing and desing of multipurpose artificial barrier reefs. *Coastlines of Japan II*. 183-197 pp.

O'Reilly, W. C. (1993). The Southern California wave climate: effects of islands and bathymetry. *Shore&Beach*. Vol.52(3):14-19.

Osaki, T. y Mitsuhashi, K. (1993). Ecology-conscious submerged breakwater. *Coastlines of Japan II*. 265-279 pp.

Padilla-Hernandez, R. (1989). Potencia y dirección del oleaje en la costa Noroeste de la Península de Baja California y su aprovechamiento. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC. 55 pp.

Pares-Sierra, A. (1981). Análisis de componentes principales de los vientos superficiales sobre la Bahía de Todos Santos. Tesis de Licenciatura. ESCM-UABC 42 pp.

Pavía-López, E. (1978). Brisas en la Bahía de Todos Santos durante los meses de marzo-agosto de 1978. Tesis de Licenciatura. ESCM-UABC 50 pp.

Plaza-Flores, J. (1979). Cambios en la playa San Miguel debidos a un deslizamiento y a la adición de nuevo material vertido a la línea de costa. Tesis de Licenciatura FCM-UABC 64 pp.

Pope, J. y J. L. Dean (1986). Development of desing criteria for segmented breakwaters. Proceedings, 20th International Conference on Coastal Engineering. Taipei, Taiwan, American Society of Civil Engineers. 2144-58.

Ramos-Olvera, R. (1993). Cantiles de El Sauzal de Rodríguez: perfiles, procesos y problemas. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 35 pp.

Rivera-Duarte, I. (1984). Comportamiento de los contaminantes derivados de la industria pesquera en la región de El Sauzal, Bahía de Todos Santos, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC 82 pp.

Rosales-Casián, A. Escofet y J.C. Burgueño (1991). Acrecentamiento de arrecifes naturales y artificiales para pesca recreacional y artesanal en San Felipe, B.C. CICESE. 2-33 pp.

Rosati, J.D. (1990). Functional Desing of breakwaters for shore protection: Empirical methods. Reporte Técnico. CERC-90-15, U.S. Army Engineer Waterways Experimente Station, Vicksburg, MS.

Ruíz, J, Z. Flores, L. Fragoso y J. Comejo (1999). Estudio experimental para validar la formula de Van Der Meer en el diseño de rompeolas. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XIV, N. 1:43-49 IPN. México.

Seminario de Titulación (1986). Construcción de obras exteriores en puertos mexicanos. IPN-ELSA. México, 138 pp.

Shankar, N.J., H. F. Cheong y S. Nallarasu (1996). Coastal protection by submerged plate breakwater. <http://www.eng.nus.sg/Eresnews/Feb96/feb96p8a.html>

Soria-Velazquez, I. (1995). Obras de protección costera en la Bahía de Todos Santos. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC. Video documental.

Thompson, J., L. D. Ward, W. Domurat, D. Pirie y J. G. Oliver (1995). General desing process for coastal projects. Shore & Beach. Vol. 63 (1):12-16 pp.

Thompson, E. y R. Brooks (1999). Evaluation of two new decades of WIS Pacific Coast wave hindcast. Shore&Beach. Vol. 67(1):29-33 pp.

Torres-Navarrete, C. (1991). Transporte litoral en una zona de la Bahía de Todos Santos, B.C., México durante abril, agosto y octubre de 1985. Ciencias Marinas Vol. 17(3):59-71.

Ulloa-Torres, M. (1989). Refracción lineal del oleaje en el Puerto de Ensenada, B.C. Tesis de Licenciatura. FCM-UABC. 48 pp.

United Nations (UN), (1982). Technologies for coastal erosion control. Department of International Economic and Social Affairs. Ocean Economics and Technology branch. 132 pp.

Uribe-Rojo, M. A. (1989). Apuntes de planeación portuaria. Cuadernos Docentes, 8. Universidad Autónoma de Baja California. 145 pp.

U.S. Army, (1984). Shore Protection Manual. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. Waterways Experiment Station. Vicksburg, MS. USA.

Van der Meer, J. W. (1991). Stability and transmission at low-crested structures. Delft, Hydraulics Publication. N. 453. Delft, The Netherlands.

Yoshioka, K., Kwakami, T., Tanaka, S. y Koari, M. (1993). Desing manual for artificial reefs. Coastlines of Japan II. 93-107 pp.