



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN
EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
RODOLFO RAMÍREZ XICOTENCATL



SAN JUAN DE ARAGÓN, MÉXICO

ABRIL 2005

m345439



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

RODOLFO RAMIREZ XICOTENCATL
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:
"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA"

ASESOR: Ing. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 4 de febrero de 2004.

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaría Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/csm

“Hoy comienzo una nueva vida. La carrera que he escogido está repleta de oportunidades y al mismo tiempo está llena de angustia y desesperación y sin embargo debo practicar el arte de la paciencia. Comenzaré mi viaje sin el estorbo de los conocimientos innecesarios o la desventaja de una experiencia carente de significado. Solamente los principios perduran y estos los poseo... Hoy comienzo una nueva vida y me hago un solemne juramento de que nada retardará el crecimiento de mi nueva vida”

A MIS PADRES:

Ángel Ramírez Pérez

y

Claudia Xicotencatl Tapia

Gracias porque me enseñaron que uno no es más hombre por ser infalible, sino más humano y pleno al actuar con honestidad y reconocer los errores cometidos... Gracias por brindarme con su ejemplo, la conciencia y el valorar que el único motivador real es nuestra manera de vivir... Gracias por marcarme los límites de la vida, por no darme lo que yo podía conseguir, por posibilitarme a ser independiente.

Gracias, por enseñarme a pescar y por no darme el pescado...

A MIS HERMANOS:

Con mi más sincero agradecimiento, por la ayuda y comprensión brindada hacia mi persona en el transcurso de ésta etapa de mi vida.

FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA.

INTRODUCCIÓN.

- I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.**
- II. CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA Y OCEANOGRÁFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.**
- III. ESTUDIO HIDRÁULICO, SEDIMENTOLÓGICO Y DE DINÁMICA DE COSTAS DE LAS ALTERNATIVAS.**
- IV. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD TÉCNICA DE ALTERNATIVAS.**
- V. PROYECTOS EJECUTIVOS DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN.**
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

BIBLIOGRAFÍA.

ANEXOS.

Con respeto y agradecimiento a:

M. en C. José Miguel Montoya Rodríguez

Por ser un gran apoyo y guía en la ejecución del presente trabajo, y por transmitirme un poco de sus conocimientos. Gracias por tenerme la confianza de pertenecer a su grupo de trabajo.

Con respeto y agradecimiento a:

Ing. Patrocinio Arroyo Hernández

Por su entusiasmo y capacidad como asesor, para la elaboración de este trabajo de tesis.

A todos y a cada uno de mis amigos en especial:

Alejandro, Alberto, Israel, Michelle y Wilbert.

Por su apoyo, amistad y respaldo que me brindaron en estos años

Especial agradecimiento a:

Ing. Tristán Ruiz Lang

Coordinador de Ingeniería Portuaria y Sistemas Geoespaciales del Instituto Mexicano del Transporte.

A mis compañeros de trabajo de la División de Ingeniería de Puertos y Costas del Instituto Mexicano de Transporte, en especial a:

M. en I. Manuel Mendoza Grande

M. en C. Agustín Reyes Rodríguez de la Gala

Ing. Rolando Madrid Montes de Oca

Rodolfo Ramírez Xicotencatl

PRÓLOGO.

Los movimientos que tienen el mar y su interfaz con la parte de tierra, principalmente el oleaje, las mareas y las corrientes, son muy complejos y difícil de entender; razón por la cual, la ingeniería de costas tiene mucho de investigación y experiencia práctica, debido a que se requieren de estudios detallados y sistemáticos de la zona que se desea estudiar, subrayando que en muchas situaciones, el obtener mediciones *in situ* presentan serias dificultades que en algunas ocasiones resultan ser costosas, razón por la que la mayoría de los estudios del comportamiento de dichos fenómenos son inferidos en base a modelaciones matemáticas.

El conocimiento de las variaciones en intensidad y sentido de dichos fenómenos, reviste una gran importancia para las zonas costeras, ya que éstas son aprovechadas como zonas de desarrollo turístico, comercial, pesquero, industrial, etc., y para cualquiera de ellos debemos de tener cuidado, por ser determinantes en la evaluación de la factibilidad y diseño de las obras portuarias y costeras

Espero que estas notas sean de utilidad para quienes recurran a ellas, en busca de las bases para la realización de proyectos portuarios, estudios hidráulicos, sedimentológicos y de dinámica costera.

Es importante aclarar que debido a la variabilidad de las condiciones que prevalecen de un lugar a otro, los alcances de este trabajo no es abundar en la aplicación de los modelos matemáticos, ni encasillar a estos como únicos para la realización de estudios semejantes. Por lo tanto estas notas no constituyen un texto formal sobre esta amplia rama de la Ingeniería.

Finalmente, de nuevo hago un reconocimiento muy especial a todos aquellos quienes me brindaron su apoyo y consejo para la realización de esta tesis.

Rodolfo Ramírez Xicotencatl

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.....	11
I.1 Planteamiento del problema.....	11
I.2 Alternativas de solución.....	12
I.2.1 Alternativa 1.....	12
I.2.2 Alternativa 2.....	14
II. CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA Y OCEANOGRÁFICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	15
II.1 Caracterización Morfológica.....	15
II.1.1 Bahía de Santiago.....	16
II.1.2 La Laguna de Juluapan.....	20
II.2 Caracterización Oceanográfica.....	22
II.2.1 Oleaje Normal.....	22
II.2.2 Predicción del oleaje ciclónico.....	32
II.2.3 Sobreelevación por marea de tormenta.....	35
II.2.4 Marea astronómica.....	35
II.2.5 Corrientes.....	36
II.2.6 Transporte Litoral.....	37
II.2.7 Tsunamis.....	38
II.2.8 Huracanes.....	38
II.2.9 Vientos.....	39
III. ESTUDIO HIDRÁULICO, SEDIMENTOLÓGICO Y DE DINÁMICA DE COSTAS DE LAS ALTERNATIVAS.....	41
III.1 Estudio hidráulico.....	43
III.1.1 Modelación matemática de la refracción del oleaje.....	43
III.1.2 Modelación matemática de corrientes litorales.....	63
III.1.3 Modelación matemática de corrientes de marea.....	75
III.2 Estudio sedimentológico.....	84
III.2.1 Transporte litoral.....	84
III.2.2 Azolvamiento en el canal de acceso.....	91
III.3 Estudio de dinámica de costas.....	95
III.3.1 Evolución de la línea de costa.....	95

IV. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD TÉCNICA DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN.....	99
IV.1 Factibilidad técnica.	99
IV.2 Análisis técnico de las alternativas.....	99
IV.2.1 Análisis técnico de la alternativa 1.....	99
IV.2.2 Análisis técnico de la alternativa 2.....	100
IV.3 Factibilidad económica.	101
IV.3.1 Criterios de análisis económico.....	101
IV.3.2 Estimación de costos y beneficios.....	103
IV.4 Análisis económico de las alternativas.....	105
IV.4.1 Análisis técnico de la alternativa 1.....	106
IV.4.2 Análisis técnico de la alternativa 2.....	106
IV.5 Selección de la alternativa más conveniente.	115
V. PROYECTOS EJECUTIVOS DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN	116
V.1 Diseño de estructuras.	116
V.2 Proyecto de dragado.....	119
V.3 Proyectos ejecutivos.....	120
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	122
VI.1 Conclusiones:	122
VI.2 Recomendaciones.....	130
BIBLIOGRAFÍA.....	131
ANEXOS	133
Anexo 1. Condiciones de diseño.....	133
Anexo 2. Análisis granulométrico.	142
Anexo 3. Muestreo de material.....	151
Anexo 4. Trayectorias ciclónicas.	152

INTRODUCCIÓN.

El Gobierno del Estado de Colima contemplando el potencial turístico de Manzanillo, ha planeado desarrollar el "Proyecto Turístico Integral Peñitas-Miramar Colima" teniendo como objetivos el incrementar, modernizar y diversificar la infraestructura y los servicios turísticos de Manzanillo, el cual en este contexto, actualmente cuenta con la capacidad hotelera e índices de ocupación y de estancia de visitantes siguientes:

➤ Capacidad hotelera.

- En el 2001 se contaba con un total de 4,116 habitaciones que corresponden al 65.6% de un total de 6,270 del Estado de Colima.
- De 1998 al 2001 el número de habitaciones se ha visto incrementado de 3,434 a 4,116 como se observa en la figura 1.

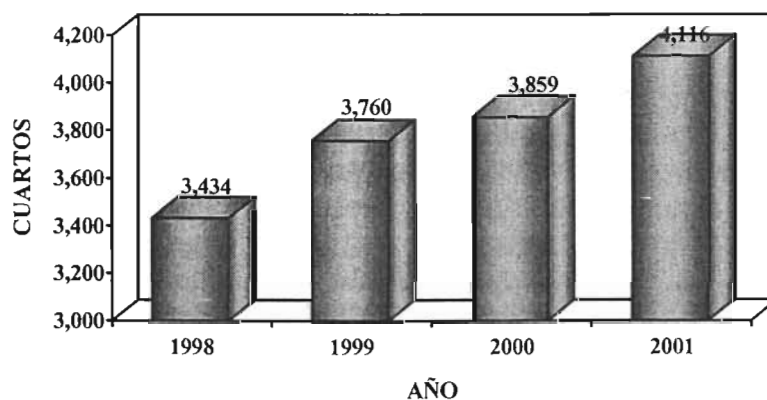


Figura 1 Capacidad hotelera en Manzanillo, Colima

➤ Índices de ocupación hotelera.

- En el año 2001, la ocupación promedio fue del 56.90%, y la distribución de la misma de 1998 a 2001 fue la que se indica en la siguiente tabla:

CONCEPTO	1998	1999	2000	2001	VARIACIÓN
					1998-2001
5 estrellas	57.00	57.75	58.85	66.80	9.80
4 estrellas	52.87	47.36	53.54	52.85	-0.02
3 estrellas	49.91	55.05	52.41	57.06	7.15
2 estrellas	40.26	56.19	53.89	53.06	12.80
1 estrella	46.76	59.23	47.22	30.53	-16.23
TOTAL	51.89	53.69	54.79	56.90	5.01

Tabla 1 Índices de ocupación hotelera en Manzanillo, Colima

- De 1998 al 2001, los índices de ocupación de hoteles de 5 y 2 estrellas se incrementaron en un 9.8 % y en un 12.80 % respectivamente.

➤ Índices de estancia de visitantes.

- En el 2001, la afluencia de visitantes a Manzanillo fue de 624,783 turistas como se observa en la siguiente figura.

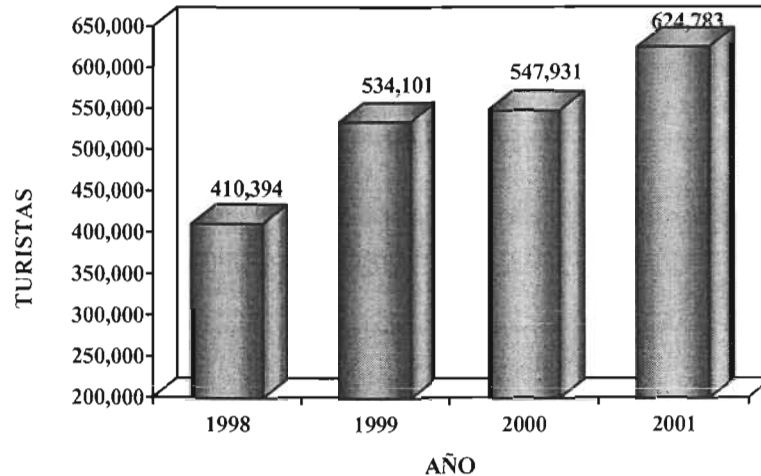


Figura 2 Índices de estancia de visitantes en Manzanillo, Colima.

Para satisfacer los objetivos del "Proyecto Turístico Integral Peñitas-Miramar Colima", el Gobierno del Estado de Colima por conducto de su Secretaría de Desarrollo Económico, ha establecido como alcances en el Programa Maestro para el Desarrollo Integral Manzanillo 2025, el desarrollo turístico de la zona costera de Manzanillo en tres etapas, durante las cuales se podrá elevar el índice de ocupación hotelera, alargar la estancia de los visitantes y optimizar la derrama económica.

En la primera etapa, se contempla realizar el lanzamiento de la zona como destino turístico, y para tal efecto se ha considerado desarrollar los siguientes sitios, cuya localización se indica en la figura 3.

1. Península de las Hadas.
2. Club Santiago.
3. Isla Navidad.
4. Rancho Majagua.

La segunda etapa, contempla realizar el reposicionamiento de la zona a nivel nacional e internacional, con el desarrollo de los siguientes sitios, los cuales se observan en la figura 3.

5. Puerto turístico Manzanillo.
6. Centro cívico Salahua.
7. Malecón Miramar.
8. Puerto Santiago.

En la tercera etapa, se contempla consolidar la zona como desarrollo turístico, considerándose el desarrollo de los sitios siguientes, indicados en la figura 3.

9. Parque las Garzas.
10. Laguna de Cuyutlan.
11. Peña Blanca.
12. Peña de Oro.

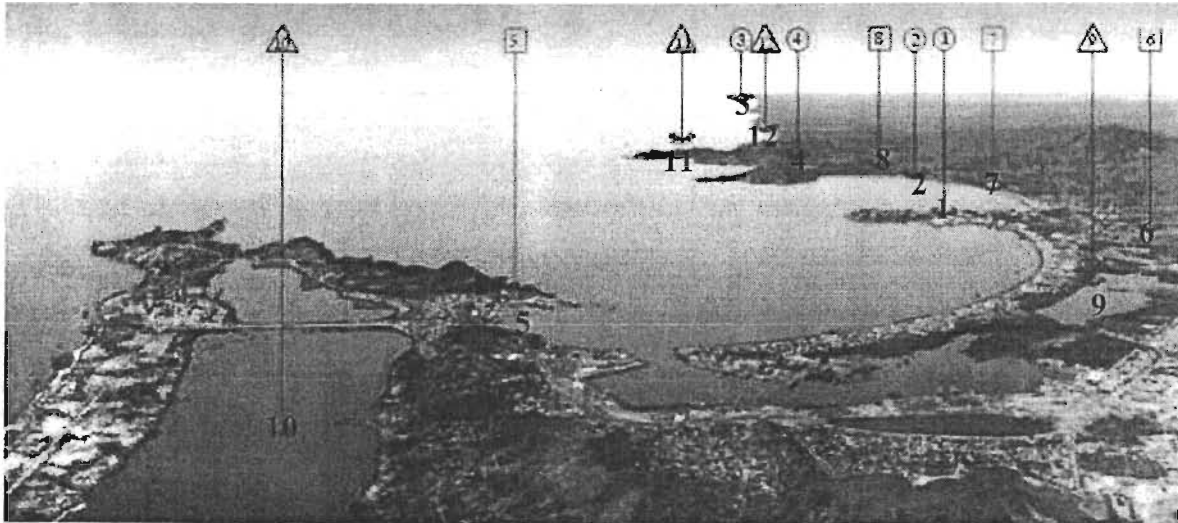


Figura 3 Localización de los sitios turísticos estratégicos a desarrollarse en la costa de Manzanillo.

En el "Proyecto Turístico Integral Peñitas-Miramar Colima", el Gobierno del Estado de Colima ha establecido como alcances inmediatos en el Programa Maestro para el Desarrollo Integral Manzanillo 2025, el proyecto de desarrollo del Puerto Santiago localizado en la Laguna de Juluapan, y el proyecto de Playa Miramar, ambos ubicados hacia el Oeste del Puerto de Manzanillo.

1. Proyecto Turístico Puerto Santiago.

El proyecto turístico Puerto Santiago contempla una reserva territorial de clara vocación hotelera, condominial, residencial y de servicios turísticos, contigua a club Santiago, correspondiente al polígono 1 con superficie de 51 has, localizado entre el mar y la Laguna de Juluapan. El actual propietario es el Gobierno del Estado de Colima y dispone de diversos macrolotes con servicios para la construcción de hoteles, residencias, condominios, área comercial, con precios de preventa de \$ 80 USD /m² para lotes en la playa, y de \$ 50 USD /m² para lotes interiores o en la laguna.

En las figuras 4 y 5 se presenta una vista aérea del estado actual de la Laguna de Juluapan, y la planta arquitectónica de desarrollo de Puerto Santiago.



Figura 4 Estado actual de la Laguna de Juluapan.

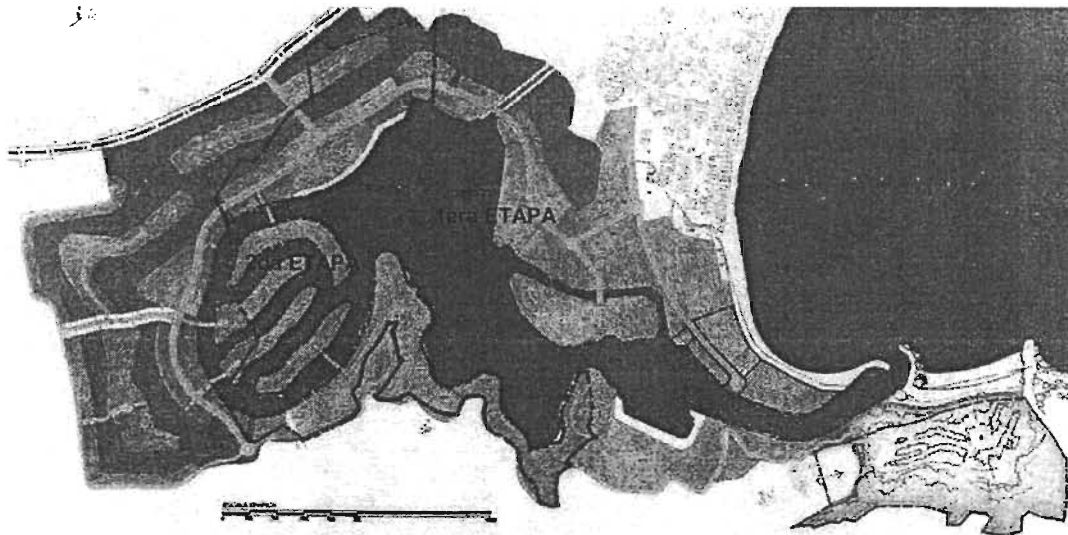


Figura 5 Proyecto arquitectónico del "Proyecto José Luis Ezquerro" para el desarrollo de puerto Santiago en la Laguna de Juluapan.

2. Proyecto Turístico Playa Miramar.

El proyecto integral contempla la adquisición de 200 has de vocación turística con concesión de Zona Federal Marítimo Terrestre y laguna de 7 has, para desarrollar macrolotes para hoteles, residencias, condominios, áreas comerciales, campo de Golf, vialidades y áreas verdes conforme al proyecto arquitectónico "José Luis Ezquerro" (ver figura 7), con una inversión Inicial estimada en \$ 70

millones de pesos (\$ 35/m²), con sinergia potencial orientada a un próximo reordenamiento y desarrollo del Malecón Miramar con inversión tripartita de la Secretaría de Turismo, Gobierno Estatal y Gobierno Municipal por \$ 30 millones de pesos.

De la figura 6 a la figura 8, se presenta una vista aérea del estado actual de Peñitas Miramar, la planta arquitectónica y la perspectiva del proyecto malecón Miramar, respectivamente.

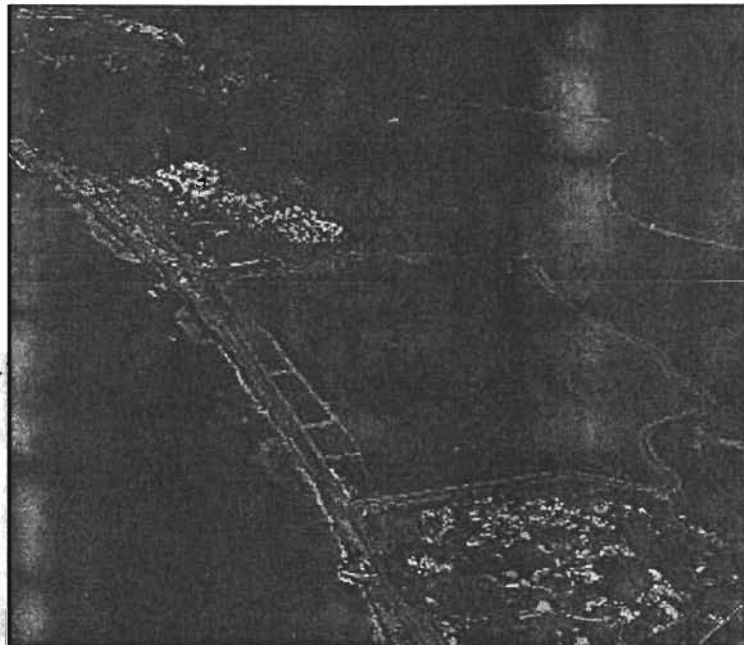


Figura 6 Vista aérea del estado actual de Peñitas Miramar.

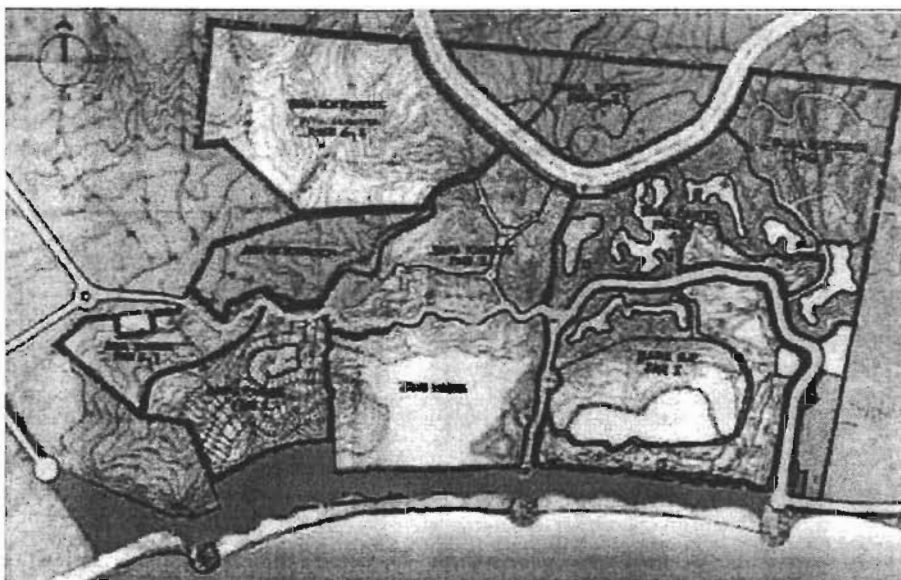


Figura 7 Planta arquitectónica del "Proyecto José Luis Esquerro" para el desarrollo por fases del malecón Miramar.

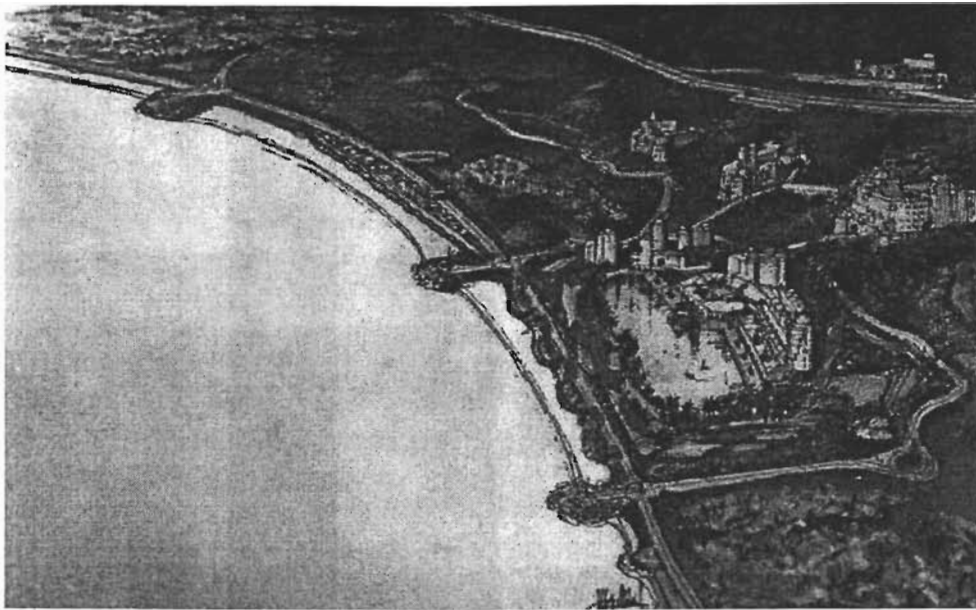


Figura 8 *Perspectiva arquitectónica propuesta del "Proyecto José Luis Ezquerro" para el malecón Miramar.*

Como resultado de la revisión de la información técnica existente del proyecto de desarrollo de Puerto Santiago, y con objeto de realizar una nueva disposición en planta de las obras exteriores y el diseño de las mismas; el proyecto ejecutivo del dragado de construcción para la Laguna de Juluapan; y los estudios y proyectos de las obras de protección necesarias para la zona de Playa Miramar, el presente trabajo se desarrolla contemplando los siguientes objetivos:

- ✓ Realizar una revisión de la información técnica disponible para su utilización en el desarrollo del estudio.
- ✓ Realizar los proyectos ejecutivos de estructuras de protección de Puerto Santiago
- ✓ Realizar el proyecto ejecutivo de dragado de construcción de Puerto Santiago en el interior de la Laguna de Juluapan.
- ✓ Realizar los proyectos ejecutivos de las estructuras de protección costera en Playa Miramar.

De acuerdo con lo anterior, en este trabajo se reportan los resultados obtenidos de los estudios realizados a partir del análisis y procesamiento de la información recopilada, así como la metodología e interpretación de resultados producto de aplicar modelos matemáticos de refracción de oleaje normal y ciclónico, corrientes litorales y de marea, transporte litoral, azolvamiento del canal de acceso, y evolución de costas, conjuntamente con el análisis de factibilidad técnica – económica de los proyectos respectivos para definir los correspondientes proyectos ejecutivos.

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, Y ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

I.1 Planteamiento del problema.

“Puerto Santiago” en la Laguna de Juluapan, surge como satisfactor de miles de personas que eligen este destino para vacacionar y vivir junto al mar, sitio de inigualable belleza y a sólo 15 minutos del Aeropuerto Internacional Playa de Oro. Como elemento de identidad del desarrollo se llevará a cabo una marina lo que le dará el carácter de puerto.

La morfología y la ubicación de la laguna dentro de la Bahía de Santiago con la desembocadura sobre la playa “La Boquita”, hacen la inmejorable selección del lugar, ya que las embarcaciones estarán seguras y protegidas de los ciclones, evitando su traslado a otras marinas.

De acuerdo con el “Proyecto Turístico Integral; Peñitas Miramar en Manzanillo Colima”, el propósito del presente trabajo es la realización de una propuesta de disposición en planta de las obras de protección exteriores y el diseño de las mismas, así como la realización del proyecto de dragado de construcción para la Laguna de Juluapan, tomando en cuenta la información técnica disponible como resultado de los estudios realizados para tal efecto. Adicionalmente, la realización de los estudios, proyectos ejecutivos y diseño de las obras de protección costera, para proteger la zona correspondiente a Playa Miramar.

Cabe señalar que actualmente, las márgenes internas de la Laguna de Juluapan, representan en sí zonas de manglares y hierbas marinas, las cuales con su crecimiento han sido la causa principal para que ésta lentamente se degrade y con ello, se reduzca tanto su profundidad como su área. Además, de que los escurrimientos fluviales que en épocas de lluvias transportan grandes cantidades de sedimentos y como consecuencia de la estreches de la boca de acceso y su barra costera quedan retenidos en su interior obstruyendo totalmente el acceso y contribuyendo de esta manera, aún más a su degradación.

Por otra parte, la zona denominada Playa Miramar se encuentra bajo el dominio de olas destructivas, que abaten el nivel de la arena en la base de la playa, ocasionando una importante erosión en forma de escalones que acentúan la pendiente media de la playa, por encima de su perfil de equilibrio, y a medida que la arena se va secando se derrumba.

I.2 Alternativas de solución

De conformidad con lo anterior, se plantearon dos alternativas para la protección de Puerto Santiago y Playa Miramar, ambos en la Bahía de Santiago. Y con base a lo establecido en el Programa Maestro para el Desarrollo Integral Manzanillo 2025.

I.2.1 Alternativa 1.

En la boca de intercomunicación de la Laguna de Juluapan con el mar, se plantea la construcción de dos escolleras paralelas a base de piedra (figura 1.1). Las escolleras Norte y Sur, con orientación NE tendrían una longitud de 400 m y 350 m respectivamente y ambas alcanzarían una profundidad máxima de 4.5 m.

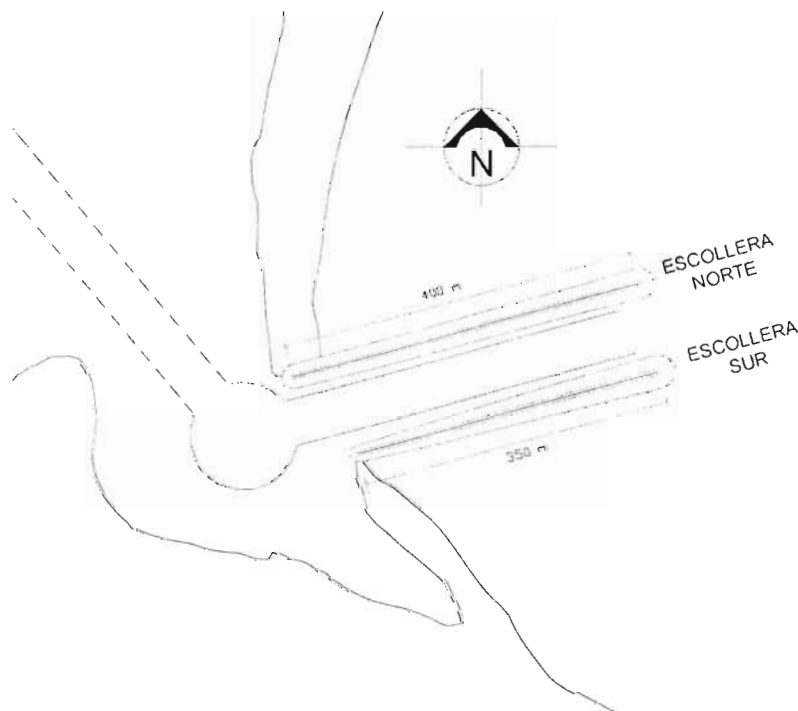


Figura 1.1 Protección de Puerto Santiago para la alternativa 1.

Para el interior de la laguna, las áreas de navegación y flotación, consisten en un canal de acceso¹ de 50 m de plantilla, con una profundidad de 4.5 m hasta el cadenamiento de 0+400 a partir del cual se alojara una dársena de 120 m de diámetro, para continuar con un canal de navegación de iguales dimensiones hasta el cadenamiento de 1+200, después de éste, el canal de navegación tendrá una profundidad de 2.5 m hasta el cadenamiento 2+000, en donde tendrá lugar una dársena de 280 m de diámetro. (figura 1.2)

¹ Ver Condiciones de diseño en Anexo 1

Adicionalmente se propone una profundidad para el primer y segundo vaso del cuerpo de la laguna de 2.5 m y 2.0 m, respectivamente.



Figura 1. 2 Plan de dragado de construcción para la alternativa 1.

Para Playa Miramar, se plantea la construcción de 6 rompeolas paralelos a la costa², con una longitud de 85 m cada uno, a una distancia de la costa de 95 m y una separación entre estructuras de 50 m, dichas estructuras construidas también a base de piedra. (figura 1.3)

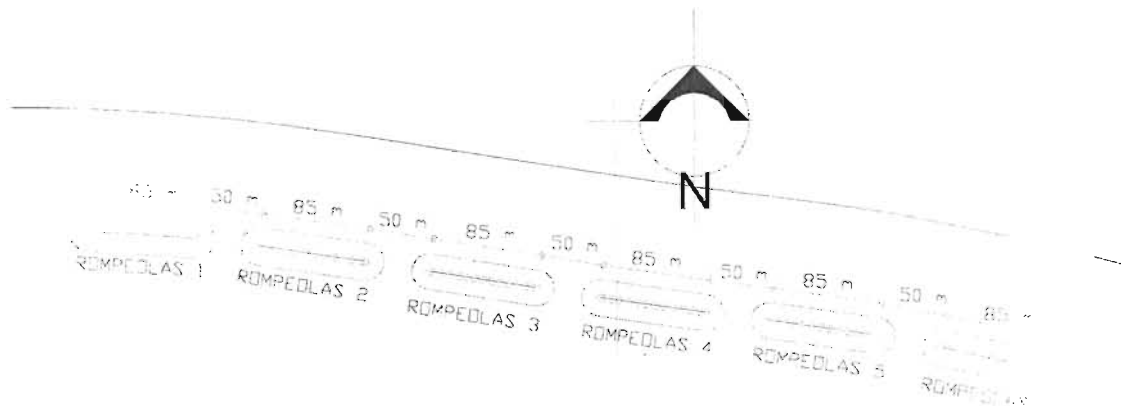


Figura 1. 3 Protección de Playa Miramar, en la alternativa 1.

² Ver Condiciones de diseño en Anexo 1

I.2.2 Alternativa 2.

En lo referente a Puerto Santiago, se harán las mismas consideraciones que en la alternativa 1. (figura 1.1 – 1.2)

Por lo que respecta a Playa Miramar se plantea la construcción de 4 espigones³ conectados a la costa, con una longitud de 96 m, 116 m, 114 m, y 106 m respectivamente, con una separación entre el espigón 1 y 2 de 235 m, entre el 2 y 3 de 260 m, y entre el 3 y 4 de 260 m. (figura 1.4)

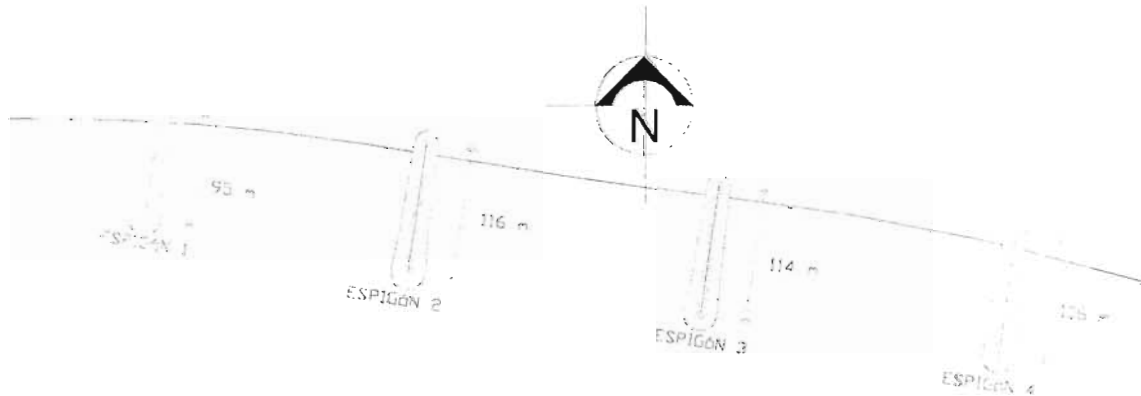


Figura 1. 4 Protección en Playa Miramar para la alternativa 2.

³ Ver Condiciones de diseño en Anexo 1

II. CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA Y OCEANOGRÁFICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

II.1 Caracterización Morfológica.

El municipio de Manzanillo se localiza en la parte Noroeste del estado de Colima, entre los 19° 27' Latitud Norte y 104° 37' Longitud Oeste; limitando al Norte con el estado de Jalisco, al Sur con el municipio de Armería, el Este con Coquimatlan y Minatitlán y al Oeste y Suroeste con el Océano Pacífico. Es el más extenso de los diez municipios que integran al estado de Colima. Se sitúa a 8 m sobre el nivel del mar. (figura 2.1)

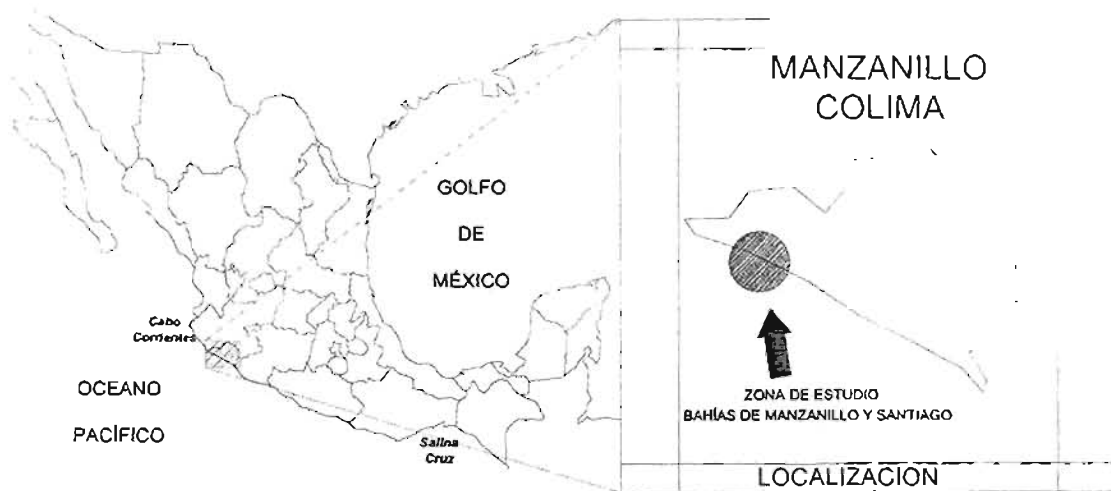


Figura 2.1 Localización geográfica de la zona de estudio.

La región de Manzanillo, Colima, comprende dos grandes bahías frente al Océano Pacífico: la Bahía de Manzanillo y la Bahía de Santiago, divididas entre ellas por la Península de Santiago (figura 2.2). La primera de ellas reúne tanto actividades turísticas como las instalaciones del Puerto Interior de Manzanillo. En la segunda, la Bahía de Santiago, se ubican fundamentalmente actividades turísticas, debido a su belleza, la suavidad de sus playas como lo son Olas Altas y Miramar y por la tranquilidad de sus aguas. En el extremo Oeste de esta bahía se encuentra la Laguna de Juluapan, en cuyos márgenes se encuentra ubicado el terreno del desarrollo Puerto Santiago.

La Bahía de Santiago se localiza entre los 19°07' de Latitud Norte y 104°22' de Longitud Oeste al Noroeste del Puerto de Manzanillo dentro del litoral del estado de Colima, es una de las seis grandes bahías en el litoral del Pacífico entre la zona definida por Cabo Corrientes, Jalisco y Salina Cruz, Oaxaca.



Figura 2. 2 Bahías de Manzanillo, Colima

El estado de Colima posee un relieve montañoso, a excepción de las cuencas de Colima y Tecomán, poderosamente disecado por erosión lineal. La orientación de las cadenas montañosas es preferentemente Noroeste-Sureste, pero esta dirección dominante está recortada por sierras Norte-Sur, lo que engendra una topografía relativamente compleja.

II.1.1 Bahía de Santiago.

La Bahía de Santiago esta limitada al Oeste por la Punta de Juluapan y al Este por la Punta de la Audiencia o de Santiago que la separa de la Bahía de Manzanillo, tratándose de una bahía relativamente cerrada. (figura 2.3)



Figura 2. 3 Bahía de Santiago.

La bahía esta enmarcada por relieves especiales, profundamente labrados por las aguas de los arroyos. Al Norte se eleva un macizo granítico denominado Cerro El Toro con 835 m de altura. El mismo material forma la punta de Santiago, que se eleva hacia el Sur donde su altura alcanza 100 m. Al Oeste la Punta de Juluapan tiene pendientes pronunciadas y una altura mayor (250 m).

Entre estos relieves se manifiestan zonas planas tapizadas de aluviones recientes y depresiones pantanosas. Entre el Cerro El Toro y la Punta Santiago se extiende el valle de fondo plano del Río Santiago que desemboca en la bahía. Al Oeste los numerosos arroyos que descienden del Cerro El Toro han creado una planicie de inundación. Sus aguas se pierden en la Laguna de Juluapan, de gran dimensión. Esta laguna se comunica con el mar por un canal angosto al pie de la Punta Gorda, actualmente este canal esta completamente obstruido. Al final de la bahía se encuentran dos lagunas pequeñas, bordeadas por manglar pero sin comunicación con el mar.

La actividad sísmica de la región es muy importante y se estima que es producto de los focos submarinos situados frente a las costas de Colima en la denominada Trinchera Mesoamericana, concurriendo además dos fallas geológicas importantes, que son la Falla Clarión y la del Pacífico. Este aspecto a quedado de manifiesto con el reciente sismo ocurrido en la zona el pasado 9 de octubre de 1995, con un rango de 7.3 en la escala de Richter que afectó seriamente estructuras hoteleras y de otra índole que no estaban adecuadamente preparadas para esta eventualidad.

La Trinchera Mesoamericana, determina la orientación Noroeste-Sureste del litoral, también da nacimiento a una fosa marina donde la profundidad alcanza 4,762 m a solamente unos 70 km de Manzanillo. La proximidad de esta fosa marina explica la fuerte pendiente del margen continental (aprox 3° hasta la isobata⁴ 4,000 m.) y la ausencia de una verdadera plataforma continental.

La pendiente abrupta juega un papel apreciable dentro de las condiciones de la morfogénesis del litoral ya que afecta el aporte de sedimentos desde el mar. Las corrientes de transferencia, no han podido ser más que longitudinales.

La traza de las isobatas se encuentran más o menos paralelas a la del litoral. Las profundidades aumentan rápidamente desde la costa, sobre todo cerca de las puntas rocosas y al Norte-Noreste de la bahía.

Las isobatas 5 y 10 m son cerradas y muy cercanas de los rasgos de la costa. El incremento de la profundidad se hace más lento hacia el mar abierto. Pero en conjunto, las aguas de la Bahía de Santiago son bastante profundas. Este hecho influye sobre las condiciones dinámicas del oleaje, puesto que el frenaje de las

⁴ Curvas de igual profundidad

olas por afloramiento sobre el fondo es menor en aguas profundas que en aguas someras.

La playa de Santiago es la vertiente externa de un cordón litoral que bordea el fondo de la Bahía de Santiago, el cual es discontinuo por dos puntas dioríticas en un lado y otro de la planicie aluvial del Río Santiago, y cruzado por la desembocadura de este río al Este y por la boca de la Laguna de Juluapan al Oeste.

La playa de Santiago está formada por arena excepto en la extremidad Suroeste, donde al pie de Punta Gorda se tiene una playa estrecha de grava de unos 300 m de longitud. figuras 2.4 – 2.5

En la tabla 2.1, se presenta la distribución granulométrica, así como los principales parámetros obtenidos, tales como diámetro medio, D10, D30, D60, la clasificación del material de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, la gravedad específica, etc., para muestras obtenidas del material que compone la playa de Santiago, así como en la Laguna de Juluapan.

La determinación de los cálculos de los anteriores parámetros, así como su registro se muestran en el Anexo 2.

Numero de Muestra	Identificación	Grava %	Arena %	Finos %	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	Dmed (mm)	Cc	Cu	Clasificación SUCS	Gs
161003-26	La Bocanita 0+000 Berma	100.00	0.00	0.00	14.00	21.00	50.80	14.52	0.62	3.63	GP	2.059
161003-27	La Bocanita 0+000 Stran	96.80	3.20	0.00	6.00	11.00	22.00	13.99	0.92	3.67	GP	2.583
161003-28	La Bocanita 0+000 (interior laguna)	0.00	95.70	4.30	0.08	0.12	0.17	0.17	1.06	2.13	SP	2.698
161003-29	La Bocanita 0+200 Berma	0.00	97.80	2.20	0.08	0.11	0.16	0.15	0.95	2.00	SP	2.776
161003-30	La Bocanita 0+200 Stran	0.00	99.10	0.90	0.11	0.16	0.19	0.20	1.22	1.73	SP	2.735
161003-31	Club Santiago 1+000 Berma	0.00	99.10	0.90	0.09	0.15	0.19	0.19	1.32	2.11	SP	3.410
161003-32	Club Santiago 1+000 Stran	0.00	99.50	0.50	0.11	0.17	0.20	0.22	1.31	1.82	SP	3.212
161003-33	Bahía de Santiago Stran	0.00	99.60	0.40	0.15	0.19	0.27	0.26	0.89	1.80	SP	2.988
161003-34	Bahía de Santiago Berma	0.00	99.10	0.90	0.11	0.17	0.23	0.25	1.14	2.09	SP	3.921

Tabla 2. 1 Distribución granulométrica del material playero de la Bahía de Santiago

Entre el mar y la Laguna de Juluapan, se extiende una flecha arenosa aplanada, de anchura aproximada de 50 m que va disminuyendo hacia el Oeste, donde su extremidad no sobrepasa los 15 m de amplitud. El cordón de la Laguna de Juluapan se ubica en la parte menos profunda y más protegida de la bahía. El perfil de la playa que forma la vertiente externa del cordón litoral es compleja.

Presenta una postplaya con pendiente muy ligera hacia la laguna, después sigue la playa propiamente dicha, con un perfil muy regular, con una pendiente de 4° . La base de la playa esta accidentada por una serie de rugosidades y de surcos litorales paralelos a la línea de la playa.



Figura 2. 4 Playa de arena.



Figura 2. 5 Playa de grava

Por otra parte, desde la laguna hasta el Morro de Santiago, la playa se construye en tierras bajas aluviales en parte pantanosas, situadas en la contrabase del cordón litoral. La postplaya forma un dique natural aprovechado por la carretera Manzanillo-Barra de Navidad.

Esta parte de la playa tiene un perfil de mayor pendiente que el del cordón de Juluapan. Su traza es irregular, estando accidentada por escalones de playa labrados por las olas de alta marea.

Al Este de la punta rocosa llamada "Morro de Santiago", la playa bordea la planicie aluvial del Río Santiago cuya desembocadura la cruza oblicuamente del Nornoroeste al Sursureste.

La playa alcanza aquí su máxima amplitud. El perfil se caracteriza por una larga postplaya en contra-pendiente.

Más allá del estuario del Río Santiago, una segunda punta rocosa aísla una pequeña bahía secundaria expuesta al Oeste. Su traza forma parte del arco del círculo formado por la Bahía de Santiago, sin embargo, los caracteres morfológicos son extremadamente diferente de los del resto de la playa.

En lugar de una playa libre, formada por la vertiente extrema de un cordón litoral, se encuentra aquí una playa enteramente enmarcada por cantiles a los cuales se adosa directamente.

II.1.2 La Laguna de Juluapan.

La Laguna de Juluapan, tiene una superficie aproximada de 108.70 has, la cual se conecta hacia la Bahía de Santiago, a través de una boca muy estrecha, ofreciendo características inmejorables para el abrigo de embarcaciones dado las protecciones topográficas que la bordean.

Se localiza a unos 15 km al Noroeste de la ciudad y puerto de Manzanillo. Su situación geográfica es Latitud Norte 19°07' y Longitud Oeste 104°24'. Encontrándose protegida entre dos configuraciones montañosas, al Norte por la Sierra de Perote y al Sur por las puntas El Carrizal y Juluapan que rematan en el cerro el Tigrillo. (figura 2.6)



Figura 2. 6 Ubicación geográfica de la Laguna de Juluapan

Esta laguna está comprendida al Sur por el promontorio de Punta Juluapan; colinda al Norte con el cerro del Toro; al Oeste con las laderas marginales del macizo que circunda la cuenca; y al Este con la Bahía de Santiago.

El análisis de la topografía del sitio nos describe que prácticamente la totalidad del terreno se ubica en zonas planas con pendientes del 0 al 5 por ciento, las cuales confluyen hacia el cuerpo de agua de la laguna y hacia la playa con frente

a la Bahía de Santiago, formándose un ligero parte aguas en la barra que va de Club Santiago hacia la boca de la laguna. (figura 2.7)

La excepción de las condiciones descritas anteriormente lo constituyen tres pequeñas penínsulas que se desprenden de la margen Sureste de la laguna, las cuales conforman promontorios de no más de 30 m de altura y que en sus laderas presentan pendientes que van del 5 hasta más de 30 por ciento en algunas partes.



Figura 2.7 Laguna de Juluapan

La misma configuración topográfica ofrece como elementos visuales relevantes en el paisaje natural los promontorios antes mencionados.

Geológicamente esta laguna se encuentra localizada al Norte de la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur, cuyas últimas manifestaciones se extienden hasta llegar en forma abrupta al mar, desapareciendo la planicie costera o desarrollándose en forma muy estrecha. Los afloramientos de roca que se encuentran en la zona están constituidos por rocas andesíticas e intrusiones graníticas del Período Cretácico. Existen además suelos del Período Reciente, constituidos por limos y arenas, así como sedimentos característicos de las lagunas litorales, constituidos por arenas, arcillas y turba.

El aspecto central de la hidrología de la zona, esta constituido por la presencia del cuerpo de agua de la laguna, sin embargo, en el momento actual presenta un alto grado de azolvamiento pudiendo establecerse que su tirante medio es cercano a 1.0 m de profundidad. Puede señalarse que de no intervenir con obras de dragado y saneamiento, el cuerpo de agua principal esta sujeto a un próximo deterioro con efectos irreversibles.

Considerando lo plano de los terrenos que bordean al cuerpo de agua, se detecta un área sujeta a inundaciones periódicas que fluctúan con las condiciones de la marea. En el aspecto de escurrimientos existe un canal de aguas pluviales que proviene de Club Santiago y que desemboca en la margen Norte de la laguna, además también existen escurrimientos menores provenientes de la llanura Noroeste que desembocan sobre dicho cuerpo de agua.

II.2 Caracterización Oceanográfica.

La superficie de los cuerpos de agua esta sujeta a sufrir deformaciones o variaciones en la altura relativa de su superficie; resultado de la interacción de fuerzas que actúan en toda la columna de agua del cuerpo o sobre la superficie líquida. Los agentes dinámicos más activos en ambiente litoral son las olas y las corrientes.

II.2.1 Oleaje Normal.

Las mediciones directas del oleaje resultan particularmente complicadas, amén de que las observaciones puntuales tanto en tiempo como en espacio no son representativas, ni de utilidad para determinar con objetividad su comportamiento debido al alto grado de variabilidad espacio-temporal del fenómeno y a las modificaciones que le suceden al aproximarse a las costas.

Dada la basta extensión libre de obstáculos que presenta el Océano Pacífico hacia el Sureste de la Republica Mexicana, la Costa Pacífica de México es una de las regiones del globo donde el "fetch"⁵ es de las más grandes. Puesto que la longitud de onda y la altura de las olas es mayor a medida que el "fetch" es más importante, la región de Manzanillo tiene un régimen de olas largas y altas. Las olas de este tipo son poderosas pero, como la ola tiene una refracción en el fondo, una ola larga se amortigua en agua más profunda que una ola corta.

Para definir los regímenes anual y estacional del oleaje normal de la zona de estudio, la información relativa a las frecuencias de la dirección con las que el oleaje se propaga, se obtuvo de informaciones publicadas de observaciones de oleaje recabada por varios años en el área ubicada frente a las costas de Colima, para ello se consultaron los datos del Área 22 (figura 2.8) del Ocean Waves Statistics, el cual reporta observaciones visuales del oleaje para diversas zonas oceánicas del mundo, obteniendo lo siguiente:

⁵ Área generadora del viento

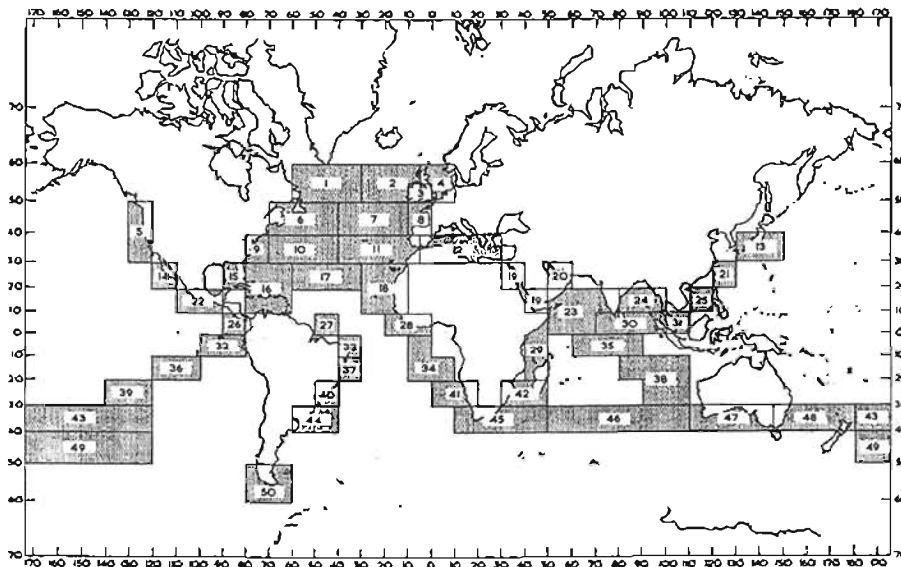


Figura 2. 8 Localización de la región 22 del Ocean Waves Statistic

Para el régimen anual, en las tablas 2.2 y 2.3 se presentan el análisis estadístico de las frecuencias cruzadas de las direcciones del oleaje – alturas de ola y de las direcciones del oleaje – períodos de ola, que actúan en la zona de estudio en el régimen anual.

Los resultados del análisis del oleaje, se muestran en la figura 2.9, en la cual se presenta el número de observaciones para las direcciones consideradas como representativas de la zona de estudio, y la rosa de oleaje correspondiente.

ALTURAS DE OLA POR DIRECCIÓN									
Cod.	H	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
00	0.25	19	16	25	39	111	139	349	12.1%
01	0.50	61	36	52	53	172	247	621	21.5%
02	1.00	133	124	86	78	188	337	948	32.7%
03	1.50	86	100	128	67	81	167	629	21.8%
04	2.00	25	44	37	25	32	26	189	6.5%
05	2.50	7	9	23	14	4	10	67	2.3%
06	3.00	4	4	7	11	14	7	47	1.6%
07	3.50	2		8	1	7	1	19	0.7%
08	4.00	1	2	3	1	2		9	0.3%
09	4.50		1	4	1	1	2	9	0.3%
10	5.00					1		1	0.0%
11	5.50								
12	6.00						3	3	0.1%
13	6.50								
14	7.00								
15	7.50								
16	8.00								
Obs		338	336	373	290	613	939	2889	
Porcentajes		11.70%	11.63%	12.91%	10.04%	21.22%	32.50%	100%	100%
Hmed		1.147	1.283	1.396	1.189	0.948	0.931	1.087	
H1/3(1.6Hmed)		1.836	2.052	2.234	1.902	1.517	1.490	1.739	
Hmax(1.8H1/3)		3.304	3.694	4.021	3.424	2.731	2.681	3.130	

Tabla 2. 2 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-alturas de ola, en el régimen anual.

PERIODOS POR DIRECCION									
Cod.	T	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
2	5.0	132	91	112	134	412	888	1589	54.3%
3	6.5	109	117	125	80	109	168	708	24.5%
4	8.5	57	59	95	42	36	45	334	11.6%
5	10.5	23	45	26	22	23	14	153	5.3%
6	12.6	9	14	7	9	7	5	51	1.8%
7	14.5	2	7	3		7	3	22	0.8%
8	16.5	2		1				3	0.1%
9	18.5				1			1	0.0%
	20.5		1			6	1	8	0.3%
1	21.0	4	2	4	2	13	15	40	1.4%
Obs		338	336	373	290	613	939	2889	
Porcentajes		11.70%	11.63%	12.91%	10.04%	21.22%	32.50%	100%	100%
Tmed		6.96	7.53	7.20	6.73	6.36	6.86	6.55	
T1/3(1.15Tmed)		8.01	8.65	8.28	7.74	7.32	6.74	7.53	
Tmax(1.052T1/3)		8.42	9.10	8.71	8.14	7.70	7.09	7.92	

Tabla 2. 3 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-periodos de ola, en el régimen anual

DIRECCION DEL OLAJE	NUMERO DE OBSERVACIONES	PORCENTAJE DE ACCIÓN (%)
S 60° E	338	11.70%
S 30° E	336	11.63%
SUR	373	12.91%
S 30° W	290	10.04%
S 60° W	613	21.22%
OESTE	939	32.50%
TOTAL	2889	100.00%

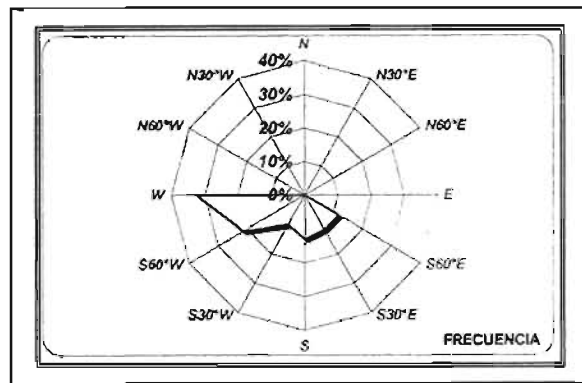


Figura 2. 9 Análisis estadístico de las direcciones consideradas de oleaje, para el régimen anual.

Por otro lado, los resultados para el régimen estacional, obtenidos del análisis estadístico del oleaje se presentan de la figura 2.10 a la figura 2.13, para tal efecto, de la tabla 2.4 a la tabla 2.11 se indica dicho análisis derivado de los datos consultados del Ocean Waves Statistics.

En las tablas 2.4 y 2.5 se presentan las frecuencias cruzadas de las direcciones del oleaje - alturas de ola y de las direcciones del oleaje – periodos de ola, que actúan en la zona de estudio en la estación “Primavera”.

En la figura 2.10, se muestra el número de observaciones para las direcciones representativas de la zona de estudio, y su rosa de oleaje correspondiente.

ALTURAS DE OLA POR DIRECCION									
Cod.	H	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
00	0.25	4	4	5	20	55	72	160	20.5%
01	0.50	12	12	18	23	70	101	236	30.3%
02	1.00	24	16	13	17	72	112	254	32.6%
03	1.50	7	13	9	10	17	43	99	12.7%
04	2.00	3	8	2	1		5	19	2.4%
05	2.50		2		1		3	6	0.8%
06	3.00					2	3	5	0.6%
07	3.50								
08	4.00								
09	4.50								
10	5.00								
11	5.50								
12	6.00								
13	6.50								
14	7.00								
15	7.50								
16	8.00								
Obs		50	55	47	72	216	339	779	
		6.42%	7.06%	6.03%	9.24%	27.73%	43.52%	100%	100%
Hmed		0.950	1.155	0.857	0.738	0.705	0.801	0.807	
H1/3(1.6Hmed)		1.520	1.847	1.387	1.178	1.128	1.281	1.291	
Hmax(1.8H1/3)		2.736	3.325	2.497	2.120	2.030	2.307	2.324	

Tabla 2. 4 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-alturas de ola, en Primavera.

PERÍODOS POR DIRECCIÓN									
Cod.	T	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
2	5.0	22	8	27	43	174	279	553	71.0%
3	6.5	14	19	13	12	26	36	120	15.4%
4	8.5	5	15	8	13	7	14	60	7.7%
5	10.5	7	5		1	1	3	17	2.2%
6	12.5	1	1		1		1	4	0.5%
7	14.5		4	1		4	1	10	1.3%
8	16.5	1						1	0.1%
9	18.5				1			1	0.1%
	20.5		1			1		2	0.3%
1	21.0		2		1	3	5	11	1.4%
Obs		50	55	47	72	216	339	779	
Porcentajes		6.42%	7.06%	6.03%	9.24%	27.73%	43.52%	100%	100%
Tmed		8.92	8.66	6.08	6.47	5.79	5.64	6.08	
T1/3(1.15Tmed)		7.98	9.96	6.97	7.44	6.68	6.48	6.99	
Tmax(1.052T1/3)		8.37	10.48	7.34	7.63	7.00	6.82	7.35	

Tabla 2. 5 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-períodos de ola, en Primavera.

DIRECCION DEL OLAJE	NUMERO DE OBSERVACIONES	PORCENTAJE DE ACCIÓN (%)
S 60° E	50	6.42%
S 30° E	55	7.06%
SUR	47	6.03%
S 30° W	72	9.24%
S 60° W	216	27.73%
OESTE	339	43.52%
TOTAL	779	100.00%

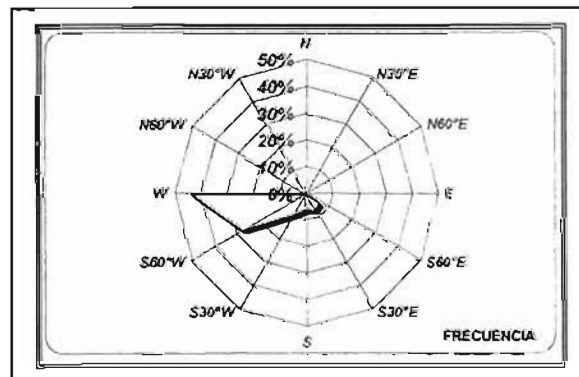


Figura 2. 10 Análisis estadístico de las direcciones consideradas de oleaje, en Primavera.

Para la estación "Verano", las frecuencias cruzadas de las direcciones del oleaje - alturas de ola y de las direcciones del oleaje - períodos de ola, que actúan en la zona de estudio se presentan en las tablas 2.6 y 2.7 respectivamente.

ALTURAS DE OLA POR DIRECCION									
Cod.	H	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
00	0.25	6	4	8	5	15	13	51	6.0%
01	0.50	19	10	18	12	40	58	157	18.3%
02	1.00	45	48	41	28	40	57	259	30.2%
03	1.50	39	43	65	32	18	37	234	27.3%
04	2.00	7	18	21	7	9	7	69	8.1%
05	2.50	4	2	15	6	3	4	34	4.0%
06	3.00	3	4	5	2	6	2	22	2.6%
07	3.50	2		6	1	6		15	1.8%
08	4.00	1	2	2	1	2		8	0.9%
09	4.50		1	3	1		1	6	0.7%
10	5.00					1		1	0.1%
11	5.50								
12	6.00						1	1	0.1%
13	6.50								
14	7.00								
15	7.50								
16	8.00								
Obs		126	132	184	95	140	180	857	
		14.70%	15.40%	21.47%	11.09%	16.34%	21.00%	100%	100%
Hmed		1.258	1.394	1.557	1.371	1.202	1.029	1.298	
H1/3(1.6Hmed)		2.013	2.230	2.491	2.194	1.923	1.647	2.077	
Hmax(1.8H1/3)		3.623	4.015	4.484	3.949	3.461	2.964	3.739	

Tabla 2. 6 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-alturas de ola, en Verano.

PERIODOS POR DIRECCION									
Cod.	T	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
2	5.0	56	38	44	30	85	112	365	42.6%
3	6.5	51	49	64	37	24	48	273	31.9%
4	8.5	11	22	56	22	12	12	135	15.8%
5	10.5	3	15	15	2	8	1	44	5.1%
6	12.5	4	6	4	4	3	2	23	2.7%
7	14.5	1	2	1		3	1	6	0.9%
8	16.5								
9	18.5								
	20.5					1	1	2	0.2%
1	21.0					4	3	7	0.8%
Obs		126	132	184	95	140	180	857	
		14.70%	15.40%	21.47%	11.09%	16.34%	21.00%	100%	100%
Tmed		6.36	7.25	7.25	6.83	6.80	6.15	6.77	
T1/3(1.15Tmed)		7.31	8.34	8.34	7.85	7.82	7.08	7.78	
Tmax(1.052T1/3)		7.69	8.77	8.77	8.26	8.23	7.44	8.19	

Tabla 2. 7 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-períodos de ola, en Verano.

Los resultados obtenidos del análisis estadístico del oleaje, para la estación verano, se presentan en la figura 2.11, en la cual se muestra el número de observaciones, y la rosa de oleaje correspondiente, para las direcciones analizadas.

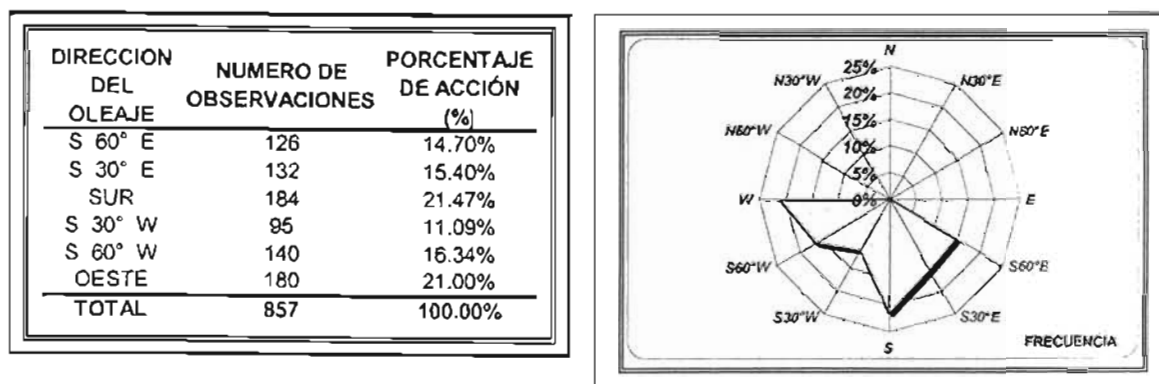


Figura 2. 11 Análisis estadístico de las direcciones consideradas de oleaje, en Verano.

De igual manera, para el oleaje de la estación "Otoño", se presentan en las tablas 2.8 y 2.9 las frecuencias cruzadas de las direcciones del oleaje - alturas de ola y de las direcciones del oleaje - períodos de ola, que inciden en la zona de estudio.

La figura 2.12 muestra el número de observaciones, y la rosa de oleaje correspondiente al análisis estadístico del oleaje de otoño.

ALTURAS DE OLA POR DIRECCION									
Cod.	H	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
00	0.25	6	3	11	6	21	29	76	8.9%
01	0.50	23	13	8	9	33	44	130	15.2%
02	1.00	43	49	28	26	39	81	268	31.0%
03	1.50	36	38	52	23	40	49	238	27.7%
04	2.00	14	18	14	17	23	7	93	10.8%
05	2.50	3	5	8	7	1	3	27	3.1%
06	3.00	1		2	9	6	1	19	2.2%
07	3.50			2		1	1	4	0.5%
08	4.00			1				1	0.1%
09	4.50			1		1	1	3	0.3%
10	5.00								
11	5.50								
12	6.00						1	1	0.1%
13	6.50								
14	7.00								
15	7.50								
16	8.00								
Obs		126	126	127	97	165	217	858	
		14.69%	14.69%	14.80%	11.31%	19.23%	25.29%	100%	100%
Hmed	1.179	1.284	1.435	1.495	1.183	1.024	1.230		
H1/3(1.6Hmed)	1.885	2.054	2.296	2.392	1.893	1.639	1.967		
Hmax(1.8H1/3)	3.394	3.697	4.133	4.305	3.408	2.950	3.541		

Tabla 2. 8 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-alturas de ola, en Otoño.

PERIODOS POR DIRECCION									
Cod.	T	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
2	5.0	39	39	30	40	81	151	380	44.3%
3	6.5	36	45	48	28	45	47	249	29.0%
4	8.5	34	19	32	7	14	11	117	13.8%
5	10.5	9	18	10	19	13	4	73	8.5%
6	12.5	4	4	3	3	4	1	19	2.2%
7	14.5		1	1			1	3	0.3%
8	16.5								
9	18.5								
	20.5					2		2	0.2%
1	21.0	4		3		6	2	15	1.7%
Obs		126	126	127	97	165	217	858	
		14.69%	14.69%	14.80%	11.31%	19.23%	25.29%	100%	100%
Tmed		7.51	7.16	7.51	6.99	7.09	5.83	6.90	
T1/3(1.15Tmed)		8.64	8.24	8.64	8.04	8.15	8.70	7.93	
Tmax(1.052T1/3)		9.09	8.67	9.09	8.46	8.58	7.05	8.34	

Tabla 2. 9 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-alturas de ola, en Otoño.

DIRECCION DEL OLAJE	NUMERO DE OBSERVACIONES	PORCENTAJE DE ACCIÓN (%)
S 60° E	126	14.69%
S 30° E	126	14.69%
SUR	127	14.80%
S 30° W	97	11.31%
S 60° W	165	19.23%
OESTE	217	25.29%
TOTAL	858	100.00%

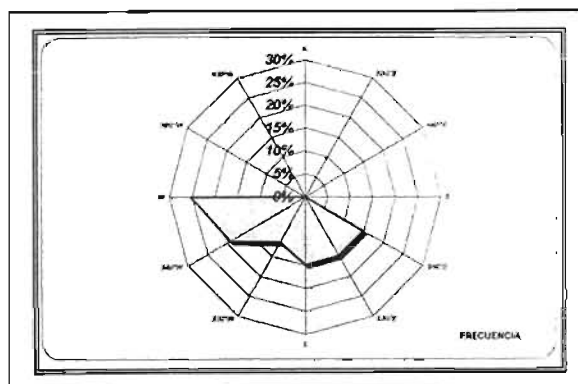


Figura 2. 12 Análisis estadístico de las direcciones consideradas de oleaje, en Otoño

Los resultados obtenidos del análisis estadístico del oleaje para la estación "Invierno", se presentan en la figura 2.13, mientras que en las tablas 2.10 y 2.11 se presentan las frecuencias cruzadas de las direcciones del oleaje - períodos de ola y de las direcciones del oleaje - alturas de ola.

PERIODOS POR DIRECCION									
Cod.	T	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
2	5.0	15	6	11	21	72	146	271	68.6%
3	6.5	8	4		3	14	37	66	16.7%
4	8.5	7	3	1		3	8	22	5.6%
5	10.5	4	7	1		1	6	19	4.8%
6	12.5		3		1		1	5	1.3%
7	14.5	1						1	0.3%
8	16.5	1		1				2	0.5%
9	18.5								
	20.5					2		2	0.5%
1	21.0			1	1		5	7	1.8%
Obs		36	23	15	28	92	203	395	
Porcentajes		9.11%	5.82%	3.80%	6.56%	23.29%	51.39%	100%	100%
Tmed		7.21	8.37	7.43	6.08	5.74	6.00	6.25	
T1/3(1.15Tmed)		8.29	9.63	8.55	6.99	6.60	6.91	7.19	
Tmax(1.052T1/3)		8.72	10.13	8.99	7.35	6.94	7.26	7.56	

Tabla 2. 10 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-períodos de ola, en Invierno.

ALTURAS DE OLA POR DIRECCION									
Cod.	H	S60°E	S30°E	S	S30°W	S60°W	W	Total	%
00	0.25	3	5	1	8	20	25	62	15.7%
01	0.50	7	1	8	9	29	44	96	24.8%
02	1.00	21	11	4	7	37	87	167	42.3%
03	1.50	4	6	2	2	6	38	58	14.7%
04	2.00	1					7	8	2.0%
05	2.50								
06	3.00						1	1	0.3%
07	3.50								
08	4.00								
09	4.50								
10	5.00								
11	5.50								
12	6.00						1	1	0.3%
13	6.50								
14	7.00								
15	7.50								
16	8.00								
Obs		36	23	15	26	92	203	395	
		9.11%	5.82%	3.80%	6.58%	23.29%	51.39%	100%	100%
Hmed		0.824	0.946	0.750	0.635	0.712	0.962		0.870
H1/3(1.6Hmed)		1.478	1.513	1.200	1.015	1.139	1.539		1.391
Hmax(1.8H1/3)		2.680	2.723	2.160	1.828	2.050	2.770		2.505

Tabla 2. 11 Frecuencias cruzadas de las direcciones de oleaje-alturas de ola, en Invierno.

DIRECCION DEL OLAJE	NUMERO DE OBSERVACIONES	PORCENTAJE DE ACCION (%)
S 60° E	36	9.11%
S 30° E	23	5.82%
SUR	15	3.80%
S 30° W	26	6.58%
S 60° W	92	23.29%
OESTE	203	51.39%
TOTAL	395	100.00%

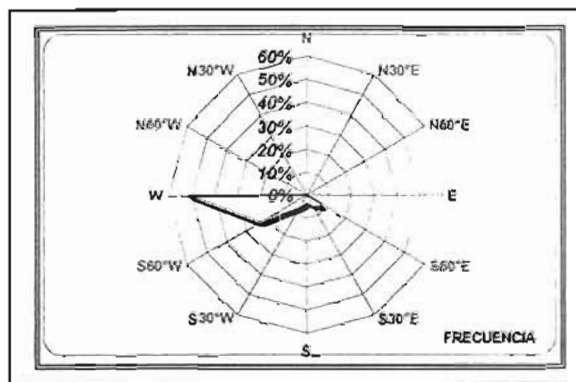


Figura 2. 13 Análisis estadístico de las direcciones consideradas de oleaje, en Invierno

En base a lo anterior en la tabla 2.12 se muestra el resumen del análisis estadístico de la información obtenida, para el régimen anual, indicando las direcciones del oleaje – altura de ola significativa - período de ola significativa, y en la figura 2.14 sus respectivas rosas de oleaje.

Dirección del oleaje	Frecuencia (%)	H1/3 (m)	T1/3 (s)
S60°E	11.70%	1.836	8.01
S30°E	11.63%	2.052	8.65
S	12.91%	2.234	8.28
S30°W	10.04%	1.902	7.74
S60°W	21.22%	1.517	7.32
W	32.50%	1.490	6.74

Tabla 2. 12 Resumen del análisis estadístico del oleaje para el régimen anual

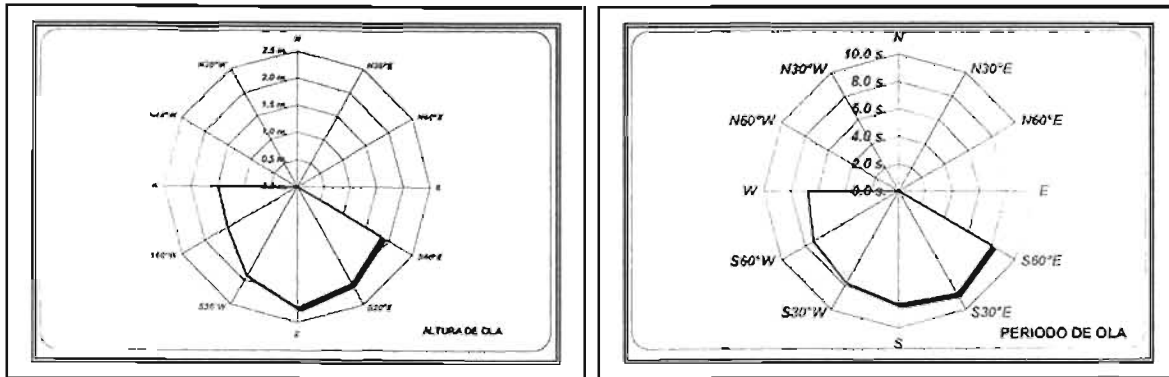
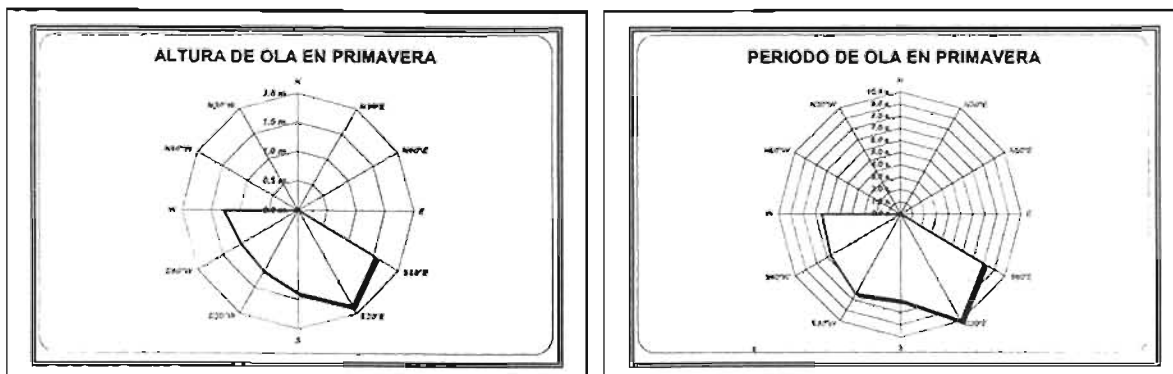


Figura 2. 14 Rosas de oleaje, para el régimen anual.

De igual manera en la tabla 2.13 se presenta el resumen de las frecuencias cruzadas de las direcciones del oleaje – altura de ola significativa – periodos del oleaje significativo, y en la figura 2.14 se presentan las rosas del oleaje significativo que actúa en la zona de estudio, para el régimen estacional.

Dirección de oleaje	ESTACION					
	PRIMAVERA			VERANO		
	Frecuencia (%)	H1/3 (m)	T1/3 (s)	Frecuencia (%)	H1/3 (m)	T1/3 (m)
S60°E	6.42%	1.520	7.96	14.70%	2.013	7.31
S30°E	7.08%	1.847	9.96	15.40%	2.230	8.34
S	6.03%	1.387	6.97	21.47%	2.491	8.34
S30°W	9.24%	1.178	7.44	11.09%	2.194	7.85
S60°W	27.73%	1.128	6.66	16.34%	1.923	7.82
W	43.52%	1.281	6.48	21.00%	1.647	7.08
Dirección de oleaje	OTOÑO			INVIERNO		
	Frecuencia (%)	H1/3 (m)	T1/3 (m)	Frecuencia (%)	H1/3 (m)	T1/3 (m)
	S60°E	14.69%	1.886	8.64	9.11%	1.478
S30°E	14.69%	2.054	8.24	5.82%	1.513	9.63
S	14.80%	2.296	8.64	3.80%	1.200	8.55
S30°W	11.31%	2.392	8.04	6.58%	1.015	6.99
S60°W	19.23%	1.893	8.15	23.29%	1.139	6.60
W	25.29%	1.639	6.70	51.39%	1.539	6.91

Tabla 2. 13 Resumen del análisis estadístico de las direcciones consideradas de oleaje, para el régimen estacional



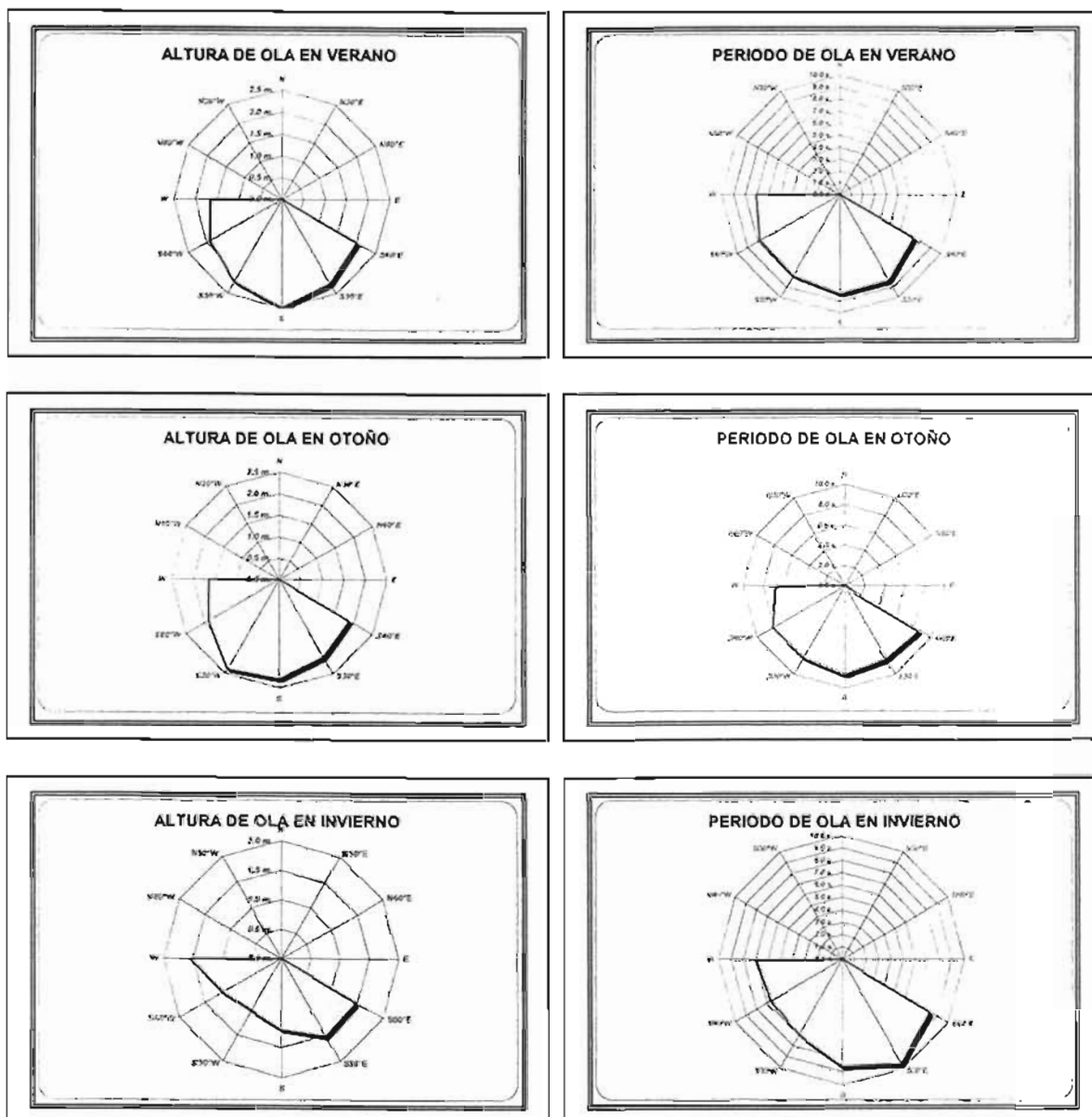


Figura 2. 15 Rosas de oleaje, para el régimen estacional.

De lo anterior, se puede interpretar que para el régimen anual el oleaje predominante en cuanto a número de ocurrencias es el generado en la dirección W, mientras que el de menor incidencia es el proveniente de la dirección S30°W; por otra parte el oleaje proveniente de la dirección S, es el que genera la mayor altura de ola, siendo por el contrario el de la dirección W el de menor altura; en cuanto al período, se observa que las olas de la dirección S30°W son la del período mayor.

Por otro lado, en el régimen estacional se observa que el oleaje predominante es el proveniente de la dirección W a excepción de los meses de verano que es cuando el oleaje de la dirección S se intensifica, para prácticamente desaparece durante los meses de invierno, que es cuando el oleaje de la dirección W vuelve a

predominar. Cabe señalar que de manera general en los meses de verano y otoño el oleaje se intensifica en prácticamente todas las direcciones, generando olas más altas y más largas que durante la primavera e invierno.

II.2.2 Predicción del oleaje ciclónico.

Considerando la importancia de la construcción de las escolleras en la boca de la laguna para la protección de las embarcaciones ante los ciclones, es necesario la realización de un análisis del oleaje ciclónico y de sobreelevación del nivel del mar por marea de tormenta.

Para contar con información oceanográfica y meteorológica, misma que rige el diseño de las obras de protección en cuestión, y determinar los valores extremos de las alturas y períodos de ola significantes en aguas profundas, así como los niveles de sobreelevación del mar por efecto de la marea de tormenta, se recopiló la información de 7 ciclones ocurridos del 25 de septiembre de 1974 al 8 de julio de 1984, la cual cubre las trayectorias ciclónicas mostradas en el Anexo 4, y cuyas fechas de presentación se muestran en la tabla 2.14

NOMBRE DEL CICLÓN	FECHA DE PRESENTACIÓN
LIZA	Del 25 de septiembre al 2 de octubre de 1976
ISIS	Del 5 al 11 de agosto de 1980
NORMA	Del 8 al 12 de octubre de 1981
OTIS	Del 24 al 30 de octubre de 1981
KIKO	Del 31 de agosto al 9 de septiembre de 1983
LORENA	Del 6 al 14 de septiembre de 1983
FAUSTO	Del 3 al 10 de julio de 1984

Tabla 2. 14 *Ciclones considerados para definir el oleaje de tormenta.*

El cálculo de los oleajes producidos, se realizó utilizando el método propuesto por Goto y Aono, el cual se basa en el modelo matemático para la distribución del campo de velocidades del viento en un huracán, elaborado por Meyer (1954).

Con el modelo de predicción de oleaje y con los datos de los ciclones ocurridos en el sitio, se obtuvieron las características del oleaje en la zona de aguas profundas que se muestran en la tabla 2.15

CICLÓN	FECHA	H 1/3 (m)	T 1/3 (seg)	DIRECCIÓN (Grados)
LIZA	25 Sep. 1976	3.50	10.13	232
ISIS	6 Ago. 1980	3.57	10.69	238
NORMA	9 Oct. 1981	4.30	13.08	237
OTIS	26 Oct. 1981	4.32	12.06	268
KIKO	3 Sep. 1983	2.85	11.62	202
LORENA	7 Sep. 1983	4.92	11.87	244
FAUSTO	4 Jul. 1984	3.38	11.81	231

Tabla 2. 15 *Valores máximos de las alturas y períodos de ola significantes en aguas profundas producidos por los ciclones analizados.*

Con objeto de relacionar las alturas de ola en aguas profundas y los períodos de retomo correspondientes, se hizo uso de la distribución de Weibull, la cual se expresa como

$$T_r = \frac{1}{1 - F(x)} \tag{2.1}$$

donde:

$F(x)$ Es la función de distribución de la variable x expresada como:

$$F(x) = 1 - e^{-(x/\alpha)^\beta} \tag{2.2}$$

x Es la altura de ola para el período de retorno T_r .

α Media de la función de densidad de Weibull.

β Parámetro de la función de densidad de Weibull, obtenido a partir del coeficiente de variación C_v expresado como:

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} \tag{2.3}$$

σ Desviación estándar

\bar{X} Media

Los valores máximos de las alturas de ola en aguas profundas producidas por los ciclones analizados, se agruparon conforme a lo indicado en la tabla 2.15 a fin de aplicar la metodología descrita en el método de Weibull.

Con los datos de los valores máximos de las alturas de olas significantes presentados en la tabla 2.14 se calcularon los valores de las variables y parámetros utilizados en dicha distribución.

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.16

CONCEPTO	VALORES ESTADÍSTICOS DE LAS ALTURAS DE OLA MÁXIMAS
Media	3.83
Desviación estándar	0.706
Coefficiente de variación (Cv)	0.184
Parámetro β	6.20
Parámetro α	4.12

Tabla 2. 16 Resumen de las variables y parámetros utilizados en la distribución Weibull.

En la figura 2.16 se presenta la distribución de los valores máximos de las alturas de ola significantes contra los períodos de retorno en aguas profundas, calculadas con el método de Weibull.

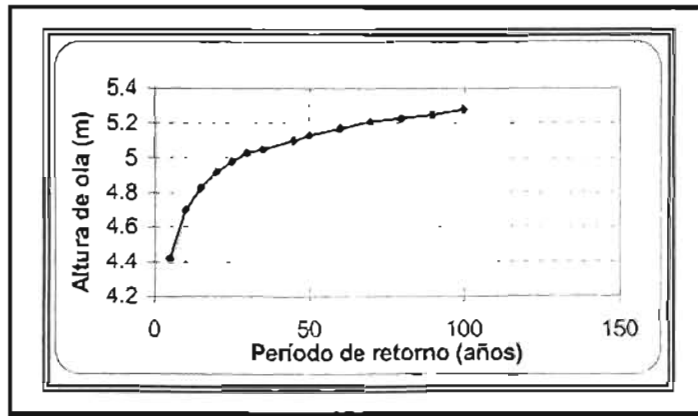


Figura 2. 16 Distribución de los valores máximos de las alturas de ola significativas contra el periodo de retorno en aguas profundas, calculadas con el método de Weibull.

De los resultados arrojados se seleccionó un período de retorno de 50 años con lo cual se garantiza desde el punto de vista estadístico, que en 50 años en promedio la ocurrencia de la altura de ola asociada con dicho período de retorno, puede ser igualada o excedida.

Al relacionar el período de retorno seleccionado con la altura de ola en aguas profundas, se determinó una altura de ola significativa de 5.13 m en aguas profundas para la distribución de valores máximos.

Tomando en cuenta que el período de ola significativa máximo de los ciclones analizados, es de 13.08 seg, y corresponde con el generado por el ciclón NORMA, para realizar el cálculo de la refracción del oleaje, el período de oleaje considerado es $T = 13.08$ seg.

Las direcciones representativas del oleaje se determinaron tomando en consideración los valores máximos de las direcciones del oleaje correspondientes a cada uno de los ciclones ocurridos. Los resultados se presentan en la tabla 2.15, en la cual la dirección del oleaje se mide a partir del Este y en sentido contrario de las manecillas del reloj.

De conformidad con lo anterior, al analizar las direcciones representativas del oleaje, las direcciones definidas en la zona de estudio en condiciones ciclónicas corresponden a las mostradas en la tabla 2.17, con sus alturas de ola significativa y sus respectivos períodos de ola.

Dirección del oleaje	H1/3 (m)	T1/3 (s)
S2°W	5.130	13.08
S35°W	5.130	13.08
S68°W	5.130	13.08

Tabla 2. 17 Resumen de la predicción del oleaje ciclónico considerado, para la zona de estudio.

II.2.3 Sobreelevación por marea de tormenta.

La determinación del nivel máximo de ascenso del mar debido a la marea producida por un evento ciclónico se calculó con el criterio propuesto por el Shore Protection Manual 1984 del Departamento de la Armada de los Estados Unidos (Waterways Experiment Station, Corps of Engineers), el cual considera:

1. Ascenso de la masa de agua sobre la costa.
2. Ascenso producido por la marea de viento.
3. Cálculo de $S_{p\text{máx}}$
4. Alcance máximo del nivel del mar.

Al aplicar la metodología del Shore Protection Manual y considerando el valor de la altura de ola en aguas profundas así como las direcciones del oleaje determinadas anteriormente, se calculó la sobreelevación del nivel del mar por marea de tormenta, cuyos resultados se resumen en las tablas 2.18 y 2.19

DIRECCIÓN	H_o (m)	T_o (seg)	D_b (m)	H_b (m)	ψ (°)	Lat. (°)	P_o (mb)	U (M.N/h)	ΔP (mb)
S 2° W	5.13	13.08	8.72	7.18	2	20	999.32	13.96	13.93
S 35° W	51.3	13.08	8.72	7.18	35	20	999.32	13.96	13.93
S 68° W	5.13	13.08	8.72	7.18	68	20	999.32	13.96	13.93

Tabla 2. 18 Sobreelevación del nivel del mar por marea de tormenta.

DIRECCIÓN	R (M.N)	S_I (Pies)	F_M	S_p (m)	F_{MAX}	SP_{MAX} (m)	ΔZ_1 (m)	ΔZ_2 (m)	ΔZ_T (m)
S 2° W	65.35	2.9	0.66	0.56	0.98	0.87	1.92	0.536	2.456
S 35° W	65.35	2.9	0.93	0.82	0.98	0.87	2.18	0.536	2.716
S 68° W	65.35	2.9	0.97	0.85	0.98	0.87	2.21	0.536	2.746

Tabla 2.19 (Continuación) Sobreelevación del nivel del mar por marea de tormenta.

De acuerdo con la tabla anterior, se encontró un valor promedio de la sobreelevación del nivel del mar por tormenta de +2.64 m respecto al Nivel de Bajamar Media Inferior.

II.2.4 Marea astronómica.

Las mareas son oscilaciones en la superficie del mar y otros cuerpos de agua, producidas por el efecto combinado de la atracción gravitacional que ejercen en la columna de agua, la luna y el sol principalmente y el movimiento de rotación terrestre. El periodo y amplitud de las mareas varía de un lugar a otro, dependiendo de factores como lo son las fases lunares, la ubicación geográfica, las características batimétricas del sitio y configuración morfológica de la costa entre otros.

En Manzanillo el tipo de marea astronómica es mixta semidiurna, es decir que en un ciclo de marea se presentan dos pleamares y dos bajamares en 24 horas, pero con una desigualdad diaria en la elevación de dos pleamares sucesivas.

Respecto a los niveles de marea astronómica, de acuerdo con la tabla de predicciones de mareas para los puertos del Océano Pacífico publicada por el Instituto de Geofísica de la UNAM se tienen los niveles presentados en la tabla 2.20

NIVEL REPRESENTATIVO DEL MAR	ELEVACIÓN RESPECTO AL N.B.M.⁶
Pleamar máxima registrada	1.246 m
Nivel de pleamar media superior	0.731 m
Nivel de pleamar media	0.670 m
Nivel medio del mar	0.398 m
Nivel de media marea	0.403 m
Nivel de bajamar media	0.134 m
Nivel de bajamar media inferior	0.000 m
Bajamar mínima registrada	-0.491 m
Altura mínima registrada	-0.521 m

Tabla 2. 20 Niveles de referencia del mar definidos por la marea astronómica.

II.2.5 Corrientes.

Los estudios de corrientes marinas de la zona de interés, basados en mediciones in situ, son escasos, siendo más importantes en número aquellos en los que el comportamiento hidrodinámico de las Bahías de Santiago y Manzanillo, son inferidos en base a modelación matemática.

Las corrientes litorales son generadas por la dinámica que adquieren las masas de agua al ser agolpadas en la zona litoral por efecto del oleaje, estableciéndose corrientes paralelas a la línea de costa dentro de la zona comprendida entre la línea de playa y la zona de rompiente. La velocidad de esas corrientes, disminuye rápidamente hasta cero por detrás de la zona de rompiente, hecho que demuestra que estas corrientes son inducidas por el oleaje y que están confinadas a la zona de rompiente, siendo las responsables del transporte neto de arena u otros materiales a lo largo de la playa.

La dirección de las corrientes litorales es determinada principalmente por el ángulo con el que incide el oleaje respecto a la línea de playa, de tal forma que cuando el tren de olas incide normal a la playa, se puede establecer una circulación de celda, en la que se establecen corrientes litorales que fluyen de manera paralela a la playa, pero con una alternancia sucesiva de porciones de playa en donde estas corrientes invierten su dirección. En los puntos de la playa

⁶ Nivel de Bajamar Media Inferior

donde las corrientes litorales de sentido opuesto convergen, se establece una corriente (corriente de retorno) que se dirige hacia el mar, liberando el exceso de masa de agua acumulada en la zona litoral. Cuando el oleaje incide de manera oblicua respecto a la línea de playa, se establece una corriente a lo largo de la costa que fluye unidireccionalmente paralela a la línea de playa.

Por su naturaleza, las corrientes litorales presentan dificultades particulares para la determinación de sus velocidades por medición directa, por tal motivo, se han generado modelos para inferirlas indirectamente a partir de datos estadísticos de oleaje y de las características del perfil de la playa.

II.2.6 Transporte Litoral.

El transporte litoral es definido como el volumen de arena que es transferido de una sección de playa por unidad de tiempo. El ángulo de incidencia del oleaje respecto a la línea de costa, su altura, la textura del material playero, su densidad y el perfil de la playa, son entre otros, los factores que gobiernan dicho proceso. El transporte de sedimentos a lo largo de las costas es un proceso continuo y permanente que se presentan diversos grados de intensidad en las playas ya sea marinas o de grandes lagos.

En dicho proceso, la intensidad de las corrientes litorales y la altura del oleaje, resultan ser los factores dinámicos que gobiernan el transporte litoral en términos de volúmenes transportados; mientras que la dirección del transporte, es gobernada principalmente por el ángulo de incidencia que forma el oleaje con la línea de playa. La cuantificación y descripción de sus variaciones espacio-temporales tanto en intensidad como en el sentido del flujo de los materiales, son determinantes en la evaluación de la factibilidad y el diseño de obras portuarias y costeras. Dichas estructuras, dependiendo de la dirección del acarreo litoral, podrán propiciar la trasgresión (retroceso) o avance de la línea de la playa debido a la erosión o acreción del material playero, resultado de la obstrucción que pueda sufrir el material que es transportado a lo largo de esa costa.

Existen pocos estudios de transporte litoral efectuados en la zona y sus resultados pueden considerarse preeliminares en virtud de que esos no cubren un ciclo anual, razón por la que no es posible identificar la existencia de cambios estacionales en la intensidad y el sentido del transporte litoral paralelo a la línea de costa.

En virtud de que el proyecto requiere la construcción de escolleras en la boca de intercomunicación de la Laguna de Juluapan para brindar protección a la marina que se pretende instalar en su interior, así como la construcción de obras de protección de la Playa Miramar, los resultados del estudio del transporte litoral se incorporan como elementos de juicio en la identificación y caracterización de los efectos que las obras proyectadas pueden generar en la estabilidad de la playa.

II.2.7 Tsunamis.

Por su ubicación, dentro de lo que se conoce como Cinturón de Fuego del Pacífico, en donde ocurren gran cantidad de sismos y vulcanismo por el efecto de la subducción de las placas oceánicas del Pacífico bajo las placas tectónicas de los Continentes Americano y Asiático, el Puerto de Manzanillo al igual que la mayoría de los puertos del Pacífico Mexicano, está expuesto a lo que se conoce como tsunamis o maremotos, que son olas de gran período que se propagan en la superficie a grandes velocidades, originadas generalmente por la transferencia a la superficie del mar de una onda de presión generada a nivel de fondo como consecuencia de un afallamiento vertical en el piso oceánico.

Los tsunamis pueden llegar a ser catastróficos o imperceptibles, dependiendo de la cercanía del epicentro, características particulares del movimiento telúrico que los origina, características batimétricas del sitio y amplitud de la marea y su altura relativa y al momento en que las olas generadas inciden en las costas. Al aproximarse los tsunamis a las regiones costeras, como resultado de la fricción de onda con el fondo, en aguas bajas, su longitud de onda disminuye y su altura se incrementa, antes de su rompiente, causando grandes daños.

Con respecto a la probabilidad de ocurrencia de tsunamis de efectos catastróficos, el Instituto Oceanográfico de Manzanillo, en base a las estadísticas obtenidas de los tsunamis ocurridos en las costas occidentales de México, obtiene una proyección de los tiempos de retorno para la ocurrencia de tsunamis con amplitudes en un rango de 0 a 14 metros. Las proyecciones obtenidas indican que un tsunami con amplitud mayor a 2 metros presenta un período de retorno de 50 años. La misma proyección arroja períodos de retorno de 1000 y 10000 años para la ocurrencia de tsunamis con amplitudes de 8 y 15 metros respectivamente.

II.2.8 Huracanes.

La lluvia puede ser, uno de los fenómenos de mayor injerencia en cambios naturales acelerados e, incluso, catastróficos.

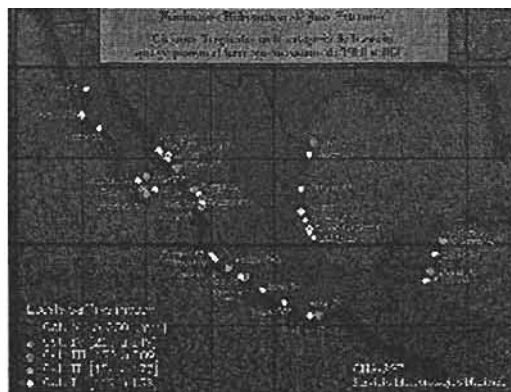


Figura 2. 17 Ciclones tropicales en la categoría de huracán de 1980 a 2001

La importancia de considerar los valores de probabilidad de que existan ciertos eventos con determinadas magnitudes máximas –y sus períodos de retorno– estriba principalmente, en que esos valores son indicadores de riesgo potencial. Para ello se analizó la presencia de tormentas máximas en 24 h en la porción comprendida entre el Noroeste y Oeste del estado de Colima y Suroeste del estado de Jalisco, determinando lo siguiente:

- ↻ Existe una zona donde las magnitudes de tormenta son las más altas, éstas se localizan a la mitad de la distancia entre Manzanillo y Cuyutlán.
- ↻ Para el caso de período de retorno de dos años, los valores máximos llegan a los 150 mm de lluvia máxima en 24 h.
- ↻ Para el caso de período de retorno de 5 años los valores máximos superan los 240 mm de lluvia en 24 h.
- ↻ Para los casos de períodos de retorno de 10 y 20 años, el valor máximo encontrado es 360 mm.

II.2.9 Vientos.

Los vientos tienen una doble acción en la geomorfología litoral. Una acción directa por la deflación cólica de las arenas de playa y durante una acción indirecta por el concurso de las olas. Estas al ser de origen lejano, pueden tener una orientación diferente a la de los vientos de la costa mientras que estos ejercen una influencia sobre las olas frenándolas(viento de tierra) o empujándolas hacia la rivera (viento del mar).

Según los datos, tanto de la estación climatológica del Puerto de Manzanillo, como de la estación instalada en el Instituto Oceanográfico de Manzanillo (Secretaría de Marina), hay un dominio neto de los vientos del Oeste-Noroeste que representan 46.6% de las horas de viento. Después se tienen los vientos del sector Este, especialmente Sur-Sureste (9.4%), Noreste (7%) y del Sureste (6.8%). Los vientos del Sur sólo tienen una frecuencia del 1.8% lo que muestra que no hay concordancia entre la frecuencia de los vientos y la de las olas.

Los vientos más violentos vienen del Oeste-Noroeste en la estación de secas (noviembre a mayo) y del Este, Sureste y Sur-Sureste en la época de lluvias (julio a septiembre), estos últimos, están asociados frecuentemente a huracanes.

Esta región del Pacífico se encuentra sobre el trayecto de los huracanes tropicales provenientes del Sueste. Se deben particularmente a los cambios estacionales: mayo-junio y sobre todo octubre-noviembre, pero ningún mes del año está exento.

En la figura 2.18 las graficas muestran la velocidad y frecuencia medias de los vientos tomados por el Servicio Meteorológico Nacional de la SARH y los tomados por el Instituto Oceanográfico de Manzanillo.

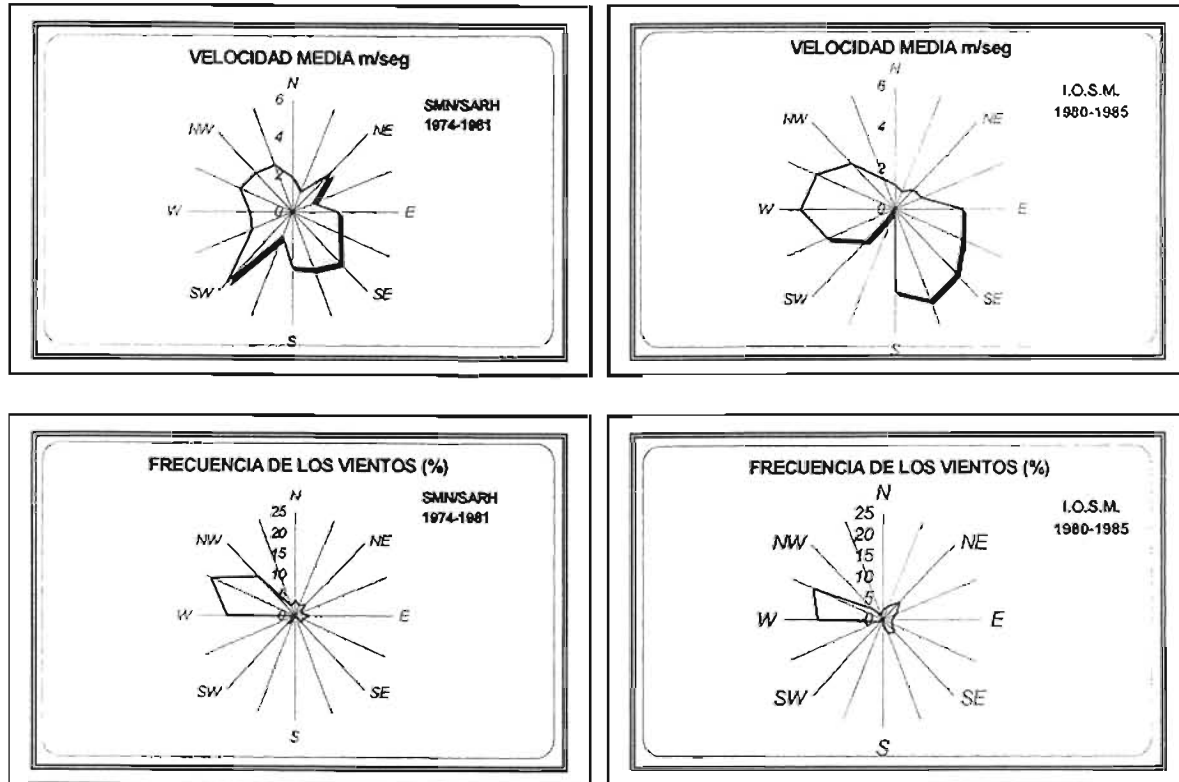


Figura 2. 18 Rosa de los vientos actuantes en la región de Manzanillo.

III. ESTUDIO HIDRÁULICO, SEDIMENTOLÓGICO Y DE DINÁMICA DE COSTAS DE LAS ALTERNATIVAS.

Para operar los modelos matemáticos en la elaboración del estudio hidráulico, sedimentológico y de dinámica de costas, fue preciso realizar la discretización de las profundidades del mar, por lo que se necesitó definir la configuración de las líneas batimétricas a partir de las profundidades indicadas en el portulano No. S.M. 513 denominado "Bahías de Manzanillo y Santiago", editado la Secretaría de Marina en 1991 (figura 3.1). Para tal efecto, con el editor de batimetrías del programa MIKE Zero, se construyó una malla de discretización, para la cual se debe tomar en cuenta su alineación con la dirección predominante del oleaje, así como cubrir toda el área de interés o de influencia.

Otra de las partes más importantes, es la selección del espaciamiento de la malla en la dirección x y y , las cuales dependen de las condiciones de oleaje y del área de interés. Un adecuado espaciamiento en Δx y Δy , nos dará una mejor solución; es importante considerar, que se debe tener por lo menos 7 celdas por longitud de ola,

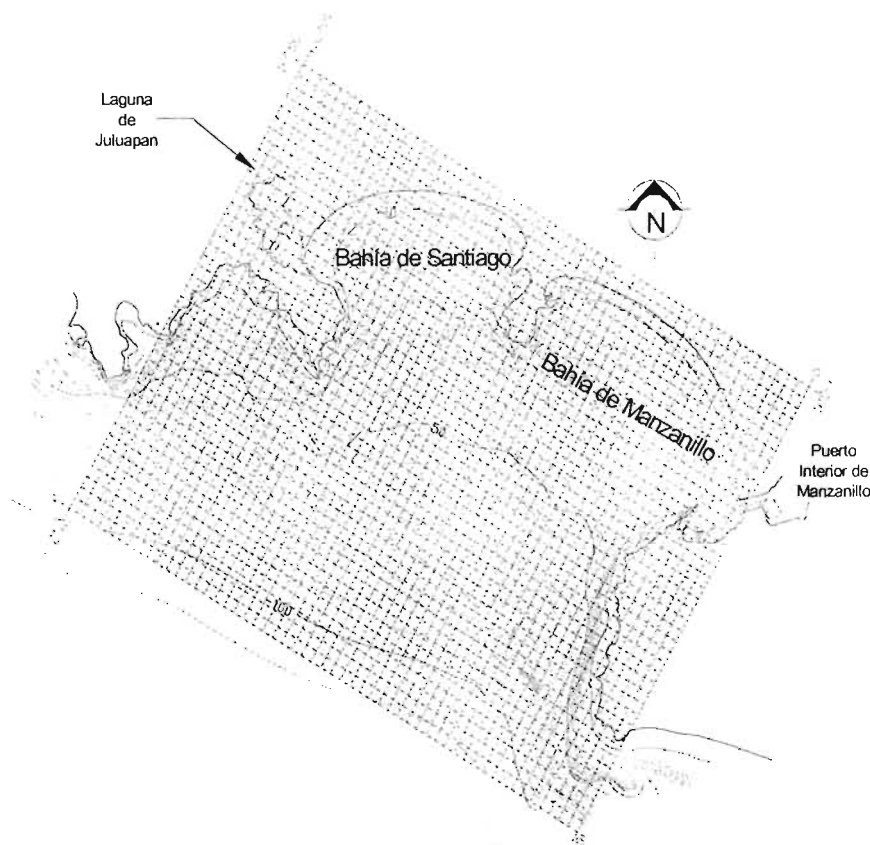


Figura 3. 1 Malla de cálculo y líneas batimétricas para la refracción del oleaje.

Para desarrollar la discretización de las profundidades del mar (figura 3.2), utilizando el modelo MIKE Zero del Danish Hydraulic Institute (DHI) se debe:

a) Definir el área de trabajo, considerando:

⇒ La zona UTM, que depende de la siguiente relación

$$ZonaUTM = \left(\frac{180 + \lambda}{6} + 1 \right)$$

Donde λ es la latitud geográfica de la zona de proyecto.

⇒ La posición del origen del área de trabajo, en coordenadas geográficas o UTM.

⇒ Ancho y largo del área de trabajo.

b) Colocar los datos de la batimetría hasta la línea cero o línea de playa y los datos de los contornos que sean necesarios (con esto se le indica donde no tiene que interpolar), en coordenadas UTM.

c) Definir la malla de cálculo, que contendrá:

⇒ La posición del origen de la batimetría en coordenadas UTM o geográficas.

⇒ El espaciamiento y número de las celdas en la dirección x y y .

⇒ La orientación, que es el ángulo del Norte en sentido de las manecillas del reloj al eje Y , en grados.

d) Definir el método para la interpolación de la batimetría.

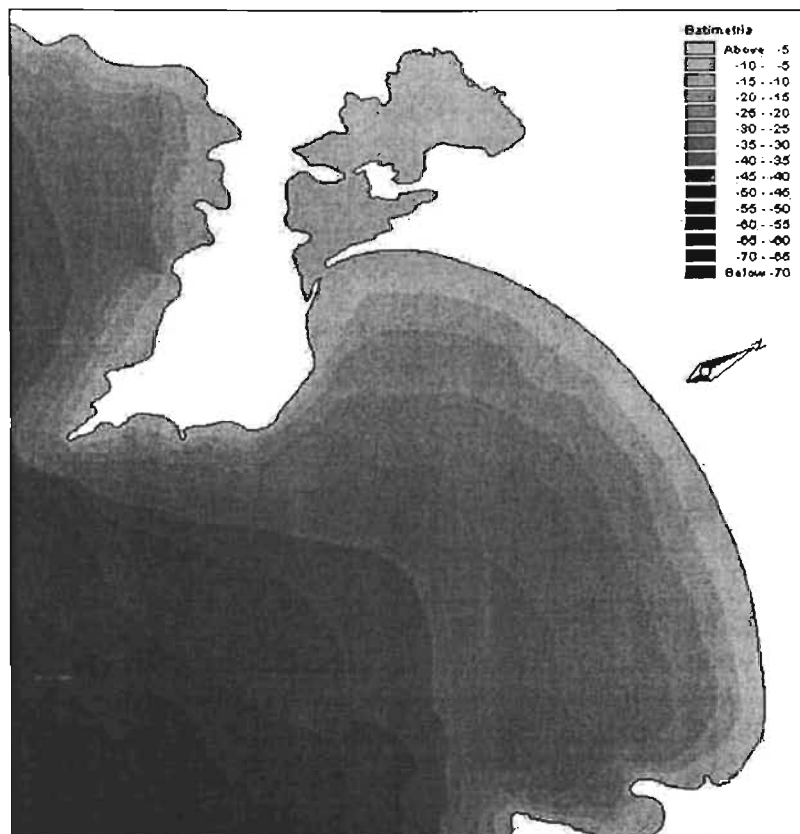


Figura 3. 2 Batimetría de la Bahía de Santiago.

III.1 Estudio hidráulico.

Debido a que el oleaje es el agente dinámico de muchos de los procesos costeros, la información sistemática disponible para su análisis estadístico corresponde a observaciones en aguas profundas y la mayoría de las obras de infraestructura costera se construyen en aguas bajas o someras, el conocimiento de las modificaciones que sufre el oleaje en su dirección de aproximación, longitud, velocidad y altura, es determinante en la evaluación objetiva de algunos procesos litorales que deban considerarse en el diseño y cálculo de obras costeras y/o portuarias.

III.1.1 Modelación matemática de la refracción del oleaje.

La refracción se entiende como la interacción del fondo con el movimiento orbital de las partículas de agua, con el paso de la ola; las cuales al friccionar con el fondo, provoca una disminución en la velocidad de propagación y en su longitud de onda.

En general, este efecto se hace notable cuando las olas alcanzan una profundidad inferior a la mitad de su longitud dando como resultado que las distintas partes de las crestas empiecen a desplazarse a diferentes velocidades debido a la desigualdad que se presenta en la magnitud de su fricción con el fondo, ocasionando que los frentes de onda sufran cambios en su proyección horizontal que tiende a asumir una forma paralela con los distintos escalones de profundidad representados por las líneas batimétricas sobre las que se propaga.

La modelación matemática de refracción del oleaje se llevó a cabo con el módulo Parabolic Mild Slope Waves del modelo MIKE 21 del DHI (MIKE 21 PMS) basándose en la malla de cálculo previamente establecida.

El MIKE 21 PMS es un modelo lineal de refracción-difracción basado en una aproximación parabólica a la ecuación de la pendiente elíptica. El modelo toma en cuenta los efectos de refracción y la línea de playa que varía con la profundidad, la difracción a lo largo de la perpendicular a la dirección del oleaje predominante y la disipación de la energía debido a la fricción de fondo y el oleaje rompiente. El modelo también toma en cuenta los efectos de la frecuencia y dirección utilizando una superposición lineal.

La ecuación de la pendiente elíptica (Berckhoff, 1972) puede ser escrita como:

$$\nabla \cdot \left(\frac{C^3}{\omega} \nabla \phi \right) + \left(\frac{C^3}{\omega} \nabla^2 \phi + i\omega W \right) \phi = 0 \quad (3.1)$$

Donde:

∇ Gradiente bidimensional, $\left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)$

$C(x, y)$ Celeridad del oleaje.

$C_g(x, y)$ Celeridad de grupo del oleaje.
 $\phi(x, y)$ Velocidad potencial media de la superficie libre, definida como:

$$\phi(x, y, z, t) = \frac{g}{\omega} \phi(x, y) \frac{\text{Cosh}k(z+d)}{\text{Cosh}kd} e^{-i\omega t} \quad (3.2)$$

z Elevación del nivel del agua medido desde el nivel medio del agua.
 d Profundidad del agua.
 k Número de olas. $= 2\pi/L$
 W Disipación de energía. $= E_{diss}/E$
 E_{diss} Disipación media de la energía.
 E Energía media.
 ω Frecuencia circular. $= 2\pi f$
 L Longitud de ola.
 f Frecuencia.

Para planos progresivos de oleaje, ϕ puede escribirse como:

$$\phi = A^*(x, y)e^{i\psi} \quad (3.3)$$

Donde:

$$\psi = \int^x k \cos \theta dx + \int^y k \sin \theta dy \quad (3.4)$$

y θ es el ángulo entre la dirección de propagación del oleaje y el eje x .

La más simple aproximación parabólica a la ecuación (3.1) es obtenida al asumir una dirección de oleaje predominante, y despreciando la disipación y difracción a lo largo de esa dirección, la ecuación puede expresarse como:

$$A_x - i(k - k_0)A + \frac{A}{2C_g} (C_g)_x - \frac{i}{2\omega C_g} (CC_g A_y)_y + \frac{W}{2C_g} A = 0 \quad (3.5)$$

Esta ecuación es válida para la propagación de oleaje a lo largo de una dirección predominante (eje x) o con pequeños ángulos al eje x . El número K_0 es usado como el número promedio de olas a lo largo del eje y .

Kirby (1986) extendió la ecuación (3.5) al caso de la propagación del oleaje con un ángulo grande a la dirección asumida (eje x), representada por:

$$A_x + i(k_0 - \beta_1 k)A + \frac{A}{2C_g} (C_g)_x + \frac{\sigma_1}{\omega C_g} (CC_g A_y)_y + \frac{\sigma_2}{\omega C_g} (CC_g A_y)_{yx} + \frac{W}{2C_g} A = 0 \quad (3.6)$$

Donde:

$$\sigma_1 = i \left(\beta_2 - \beta_3 \frac{k_0}{k} \right) + \beta_3 \left(\frac{k_x}{k^2} + \frac{(C_g)_x}{2kC_g} \right) \quad (3.7)$$

$$\sigma_2 = -\beta_3/k \quad (3.8)$$

Los coeficiente β_1 , β_2 y β_3 son tomados por las diferentes aproximaciones parabólicas mostradas en la tabla 3.1.

Abertura	β_1	β_2	β_3
Simple	1	-0.5	0
Padé	1	-0.75	-0.25
10°	0.999999972	-0.752858477	-0.252874920
20°	0.999998178	-0.761464683	-0.261734267
30°	0.999978391	-0.775898646	-0.277321130
40°	0.999871128	-0.796244743	-0.301017258
50°	0.999465861	-0.822482968	-0.335107575
60°	0.998213736	-0.854229482	-0.383283081
70°	0.994733030	-0.890064831	-0.451640568
80°	0.985273164	-0.925464479	-0.550974375
90°	0.956311082	-0.943396628	-0.704401903

Tabla 3. 1 Coeficientes de la aproximación racional determinados para varios anchos de abertura.

La disipación W en la ecuación (3.6) es calculada como:

$$W = W_b + W_f \tag{3.9}$$

Donde:

W_b y W_f Son coeficientes de disipación de energía debido al oleaje rompiente y por fricción de fondo respectivamente.

La pérdida de energía por rompiente es calculada usando el método de Battjes y Janssen (1978). Ellos expresan el valor de la disipación de la energía del oleaje como:

$$E_{diss} = \frac{-\alpha}{8\pi} Q_b \cdot \frac{2\pi}{T_m} \cdot H_{max}^2 \tag{3.10}$$

$$W_b = E_{diss} / E \tag{3.11}$$

Donde:

$$\frac{1-Q_b}{\ln(Q_b)} = -\left(\frac{H_{rms}}{H_{max}}\right)^2 \tag{3.12}$$

$$H_{max} = \gamma_1 k^{-1} \tanh(\gamma_2 kd / \gamma_1) \tag{3.13}$$

$$E = H_{rms}^2 / 8 \tag{3.14}$$

En la ecuación (3.10)

α Controla el valor de la disipación de la energía

Q_b	Es el porcentaje de rompientes en el tren de oleaje irregular (distribución Rayleigh).
T_m	Es la energía media del período medio.
H_{max}	Es la máxima altura de la ola antes de la rompiente.
H_{rms}	Es la raíz cuadrada media de la altura de ola.
k	Es el número de olas.
d	Es la profundidad del agua.
γ_1 y γ_2	Son parámetros de la rompiente, γ_1 controla las condiciones de pendiente y γ_2 controla las condiciones de la profundidad.

Las expresiones anteriores son usadas para oleaje random. Para oleaje monocromático, la fracción de rompiente Q_b es tomada como 0 (sin rompiente, $H < H_{max}$) o 1 (rompiente, $H \geq H_{max}$).

El valor de la pérdida de energía por la fricción del fondo es formulado usando la ley de fricción cuadrática. Para oleaje monocromático, Putnam y Johnson (1949) derivaron:

$$E_{diss} = \frac{-1}{6\pi} \frac{c_{fw}}{g} \left(\frac{\omega H}{\sinh kd} \right)^3 \quad (3.15)$$

Donde:

C_{fw}	Es un coeficiente de fricción.
H	Es la altura de ola.
ω	Es la frecuencia circular del oleaje.

Dingemans (1983) extendió la ecuación (3.15) al caso de oleaje random, unidireccional (distribución Rayleigh) y obtuvo:

$$E_{diss} = \frac{-1}{6\sqrt{\pi}} \frac{c_{fw}}{g} \cdot \left(\frac{\omega H_{rms}}{\sinh kd} \right)^3 \quad (3.16)$$

W_f es calculada como:

$$W_f = E_{diss} / E \quad (3.17)$$

La ecuación de pendiente parabólica (ecuación 3.6) es resuelta usando el diagrama numérico de Crank-Nicholson, para la ecuación diferencial parabólica. El sistema tridiagonal de ecuaciones resultante es resuelto usando un algoritmo Double Sweep.

El cálculo numérico de la distribución espacial y en planta de las alturas y de las direcciones del oleaje normal y ciclónico refractado para la zona de estudio, se realizó con base a la malla de cálculo y profundidades del mar anteriormente definidas y discretizadas; y tomando en cuenta las condiciones obtenidas del

análisis estadístico del oleaje normal, así como las características resultantes de la predicción del oleaje ciclónico, (Capítulo II.2).

Para ello, se efectuaron 27 corridas, 9 para condiciones actuales y 9 para cada una de las alternativas planteadas, de las cuales 18 corresponden al oleaje normal y 9 para el oleaje ciclónico, cuyas condiciones de modelación se indican en las tablas 3.2 y 3.3, respectivamente.

PERÍODO (seg.)	DIRECCIÓN	ALTURA (m)
OLEAJE NORMAL		
8.01	S 60° E	1.836
8.65	S 30° E	2.052
8.28	S	2.234
7.74	S 30° W	1.902
7.32	S 60° W	1.517
6.74	W	1.490

Tabla 3. 2 Condiciones para la modelación matemática de la refracción del oleaje normal.

PERÍODO (seg.)	DIRECCIÓN	ALTURA (m)
OLEAJE CICLÓNICO		
13.08	S 2° W	5.13
13.08	S 35° W	5.13
13.08	S 68° W	5.13

Tabla 3. 3 Condiciones para la modelación matemática de la refracción del oleaje ciclónico

Con la finalidad de visualizar los resultados obtenidos, la distribución espacial del oleaje se representó mediante vectores, definiendo sus magnitudes y sus direcciones a partir de los valores de alturas y direcciones resultantes de la simulación numérica respectiva, mientras que la distribución en planta se representó por curvas de igual altura de ola.

Con base en lo anterior, los resultados obtenidos en condiciones actuales para la refracción del oleaje normal se presentan de la figura 3.3 a la figura 3.8, en las cuales se muestran las distribuciones espaciales del oleaje, así como la distribución en planta de las alturas de ola refractada hasta la zona de estudio, en cada dirección analizada. Al igual, en lo correspondiente al oleaje ciclónico, los resultados se presentan de la figura 3.9 a la figura 3.11 para las distribuciones espaciales del oleaje y la distribución en planta de las alturas de ola.

De la misma manera los resultados de la modelación matemática de la refracción del oleaje normal y ciclónico para cada alternativa se presentan en las figuras 3.12 – 3.20 para la alternativa 1 y en las figuras 3.21 – 3.29 para la alternativa 2.

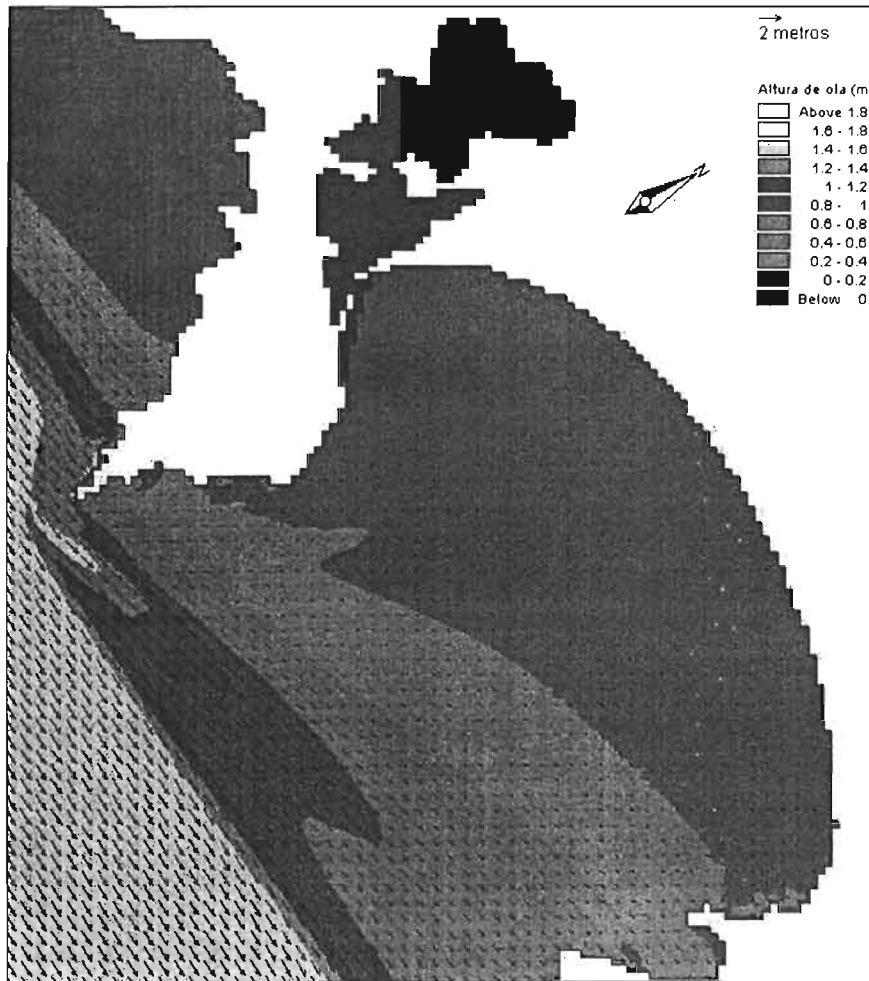


Figura 3. 3 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de ola, para la dirección W, altura de ola $H = 1.490$ m, periodo de ola $T = 6.74$ s, en condiciones actuales.

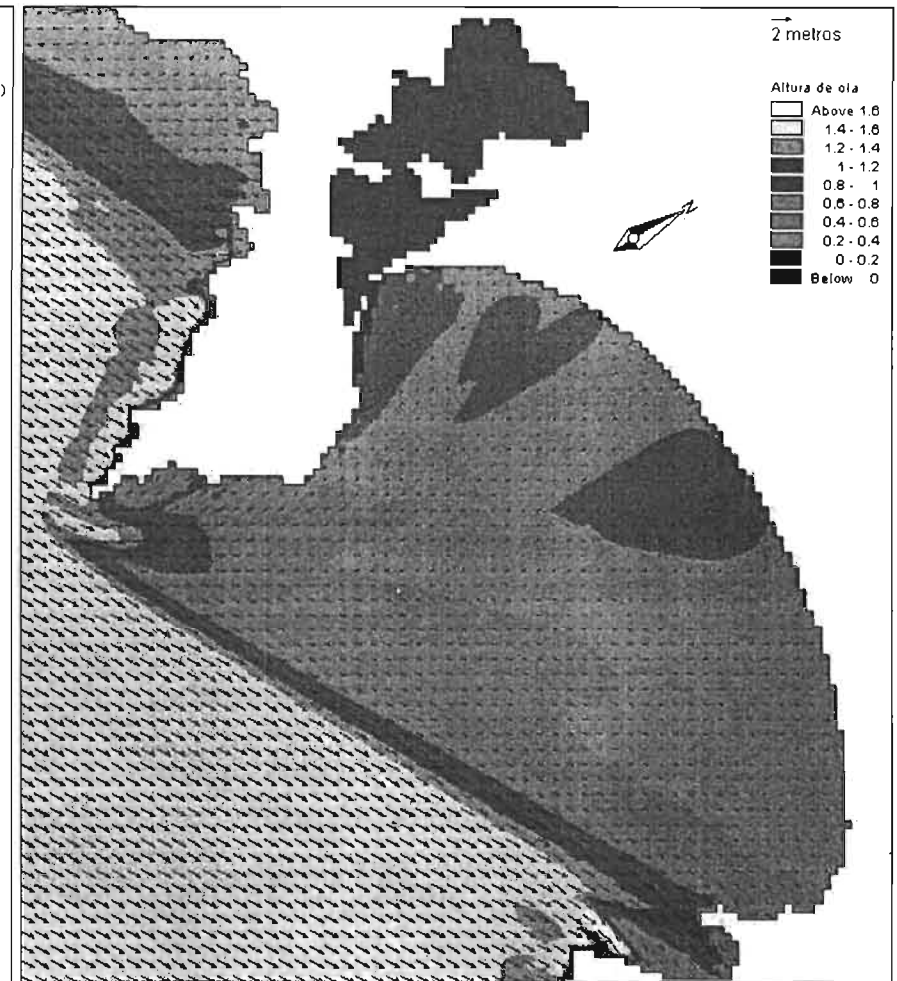


Figura 3. 4 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección $S60^\circ W$, altura de ola $H = 1.517$ m, periodo de ola $T = 7.32$ s, en condiciones actuales.

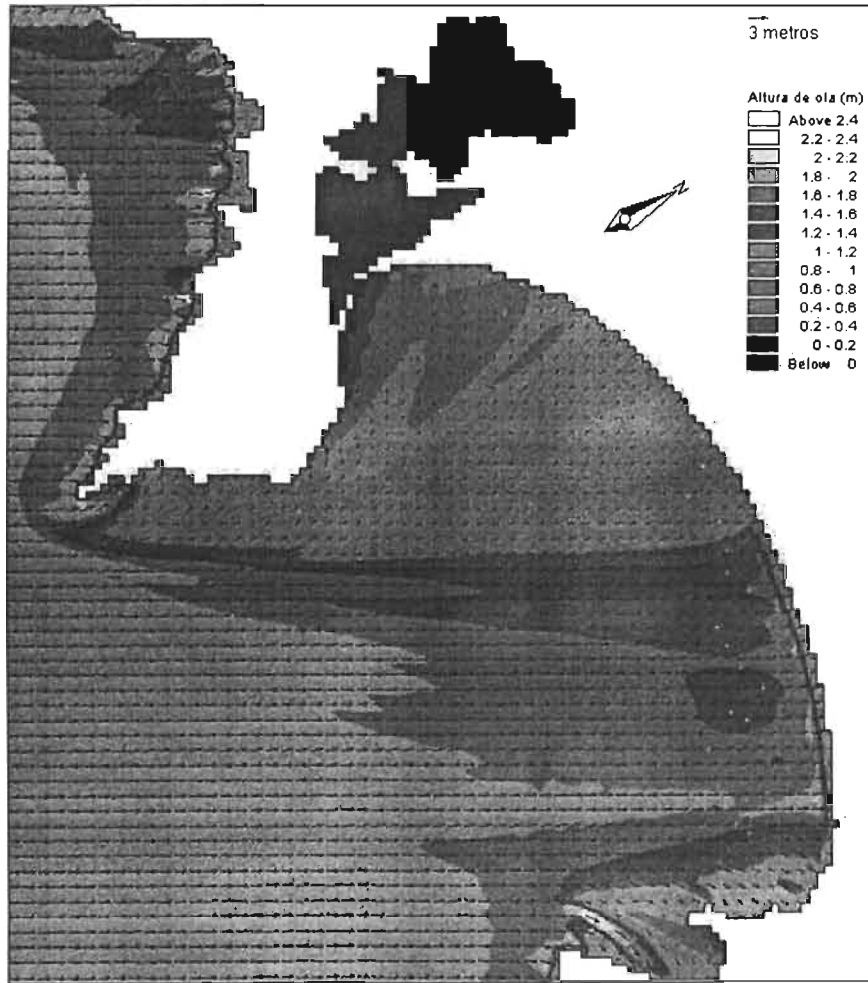


Figura 3. 5 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S30°W, altura de ola $H = 1.902$ m, período de ola $T = 7.74$ s, en condiciones actuales.

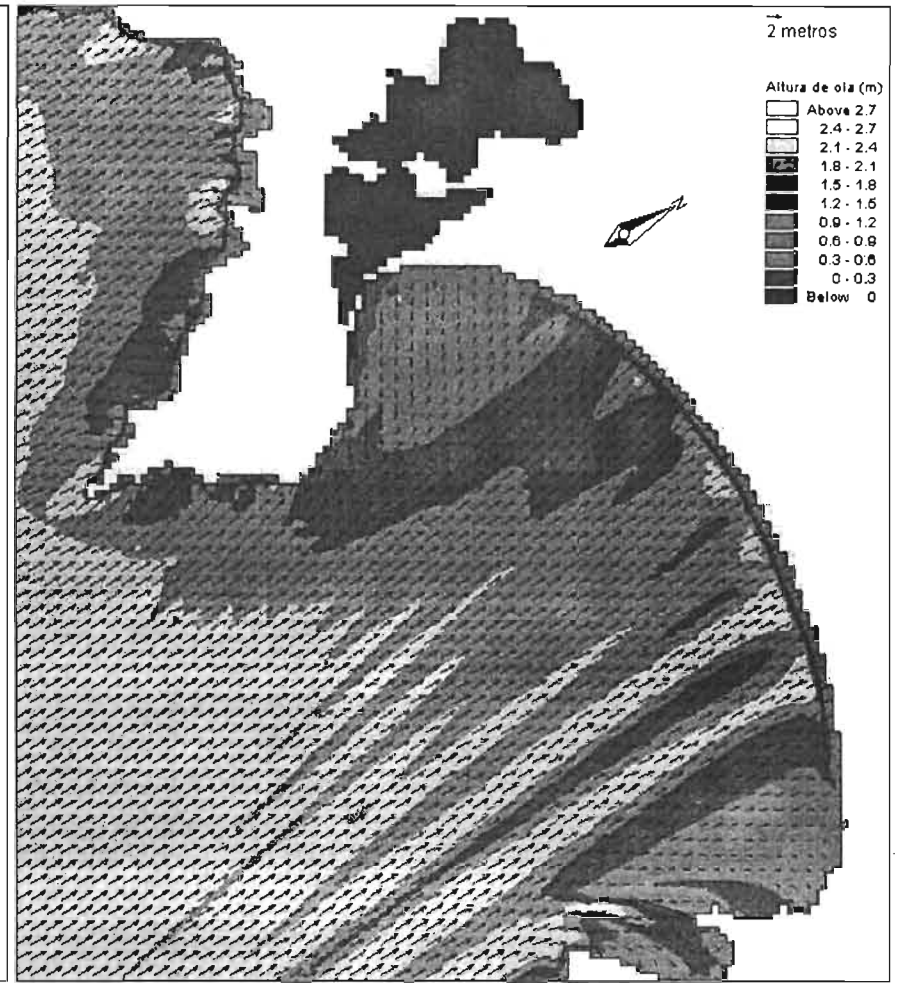


Figura 3. 6 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S, altura de ola $H = 2.234$ m, período de ola $T = 8.28$ s, en condiciones actuales.



Figura 3. 7 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S30°E, altura de ola $H = 2.052$ m, periodo de ola $T = 8.65$ s, en condiciones actuales.



Figura 3. 8 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S60°E, altura de ola $H = 1.836$ m, periodo de ola $T = 8.01$ s, en condiciones actuales.

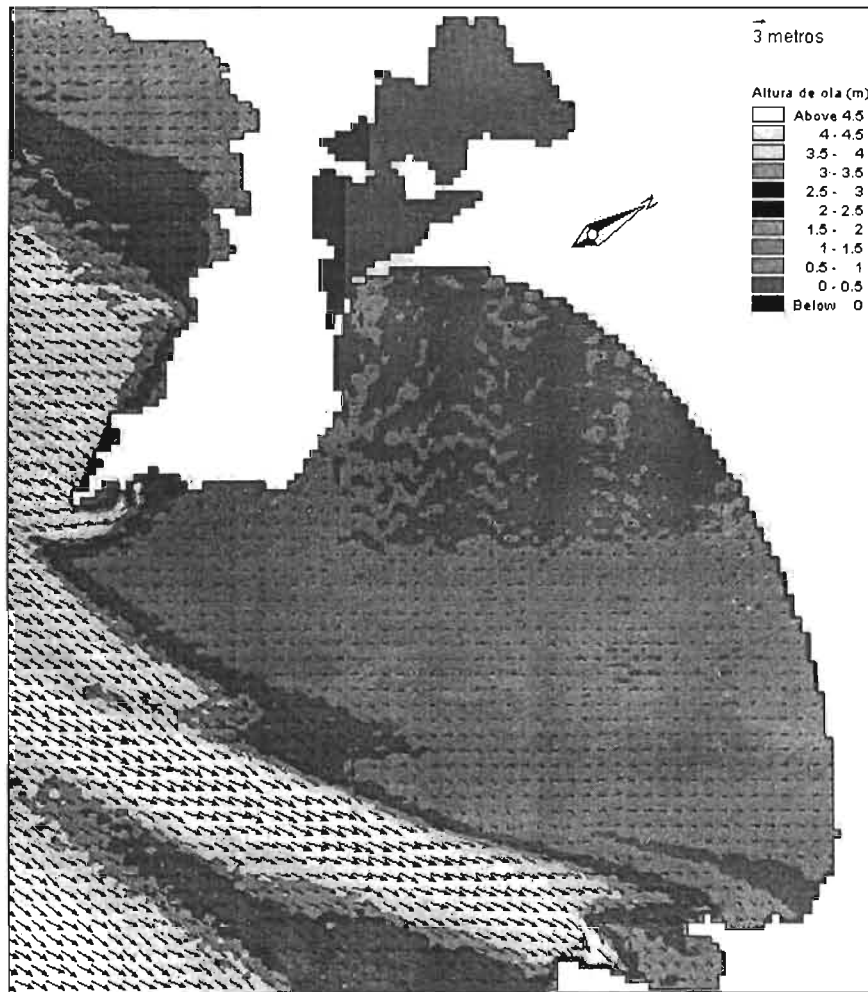


Figura 3. 9 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S68°W, altura de ola $H = 5.130$ m, periodo de ola $T = 13.08$ s, sobreelevación por marea de tormenta $\Delta Z_T = 2.64$ m, en condiciones actuales.

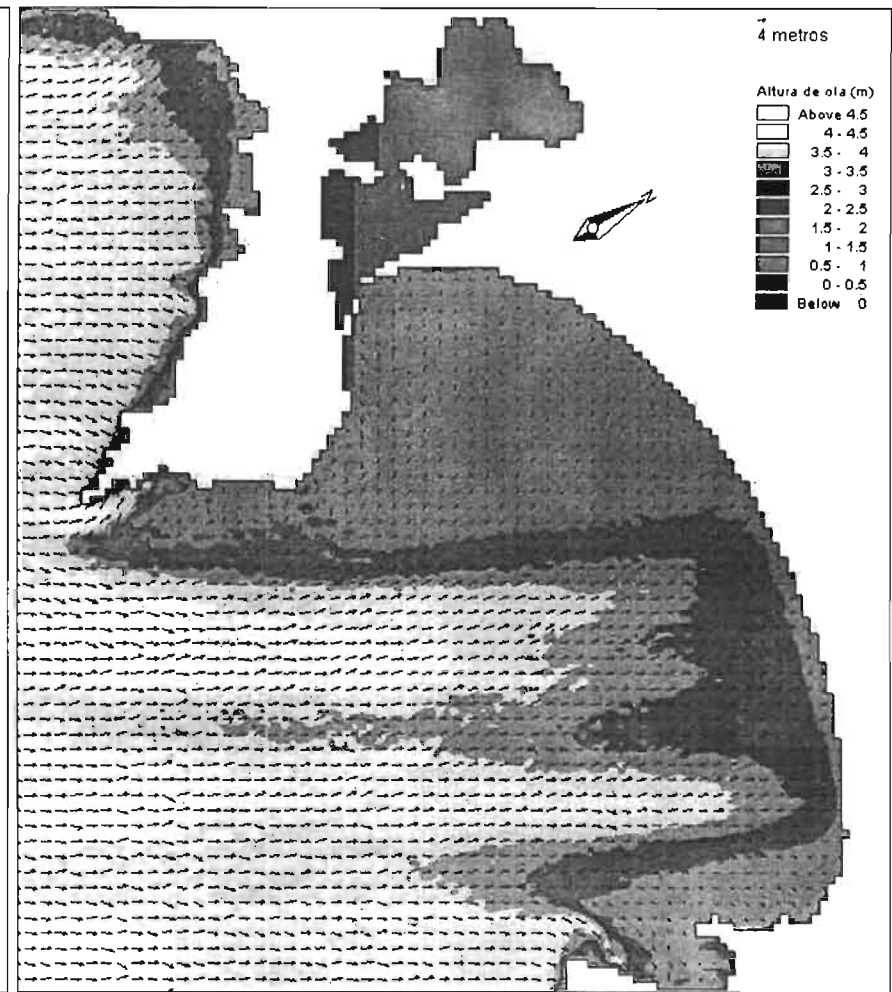


Figura 3. 10 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S35°W, altura de ola $H = 5.130$ m, periodo de ola $T = 13.08$ s, sobreelevación por marea de tormenta $\Delta Z_T = 2.64$ m, en condiciones actuales.

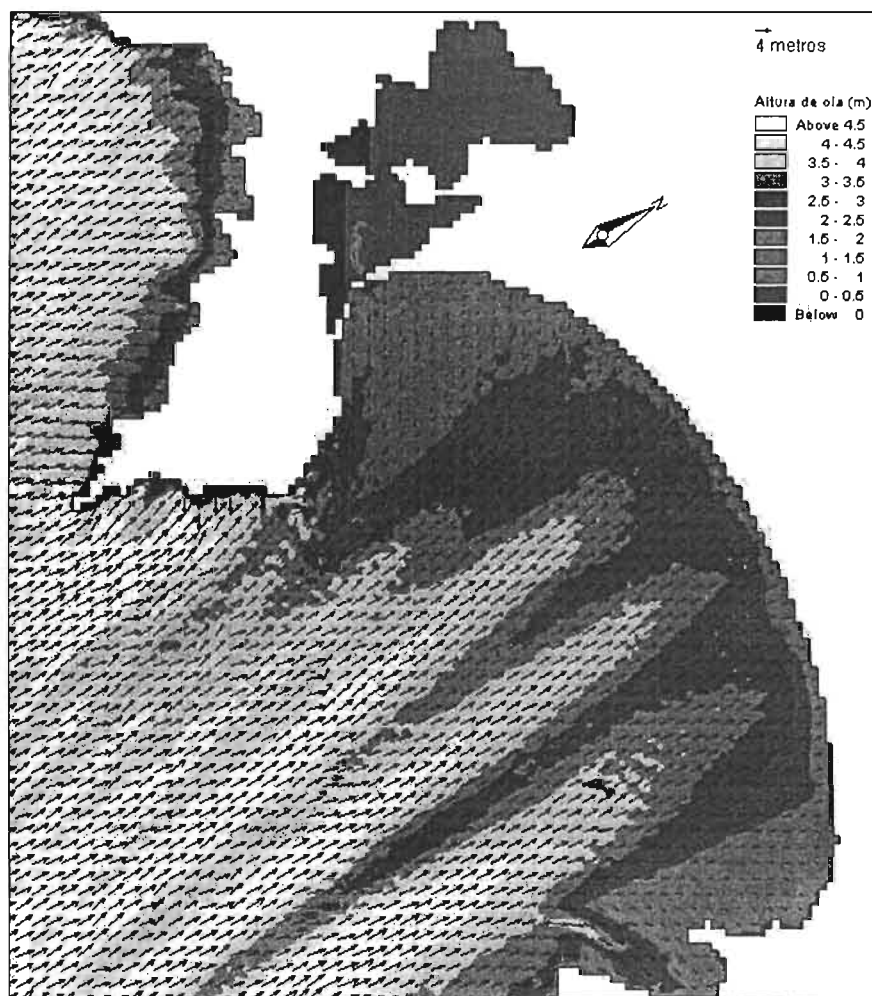


Figura 3. 11 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S2°W, altura de ola H = 5.130 m, periodo de ola T = 13.08 s, sobre elevación por marea de tormenta $\Delta ZT = 2.64$ m, en condiciones actuales.

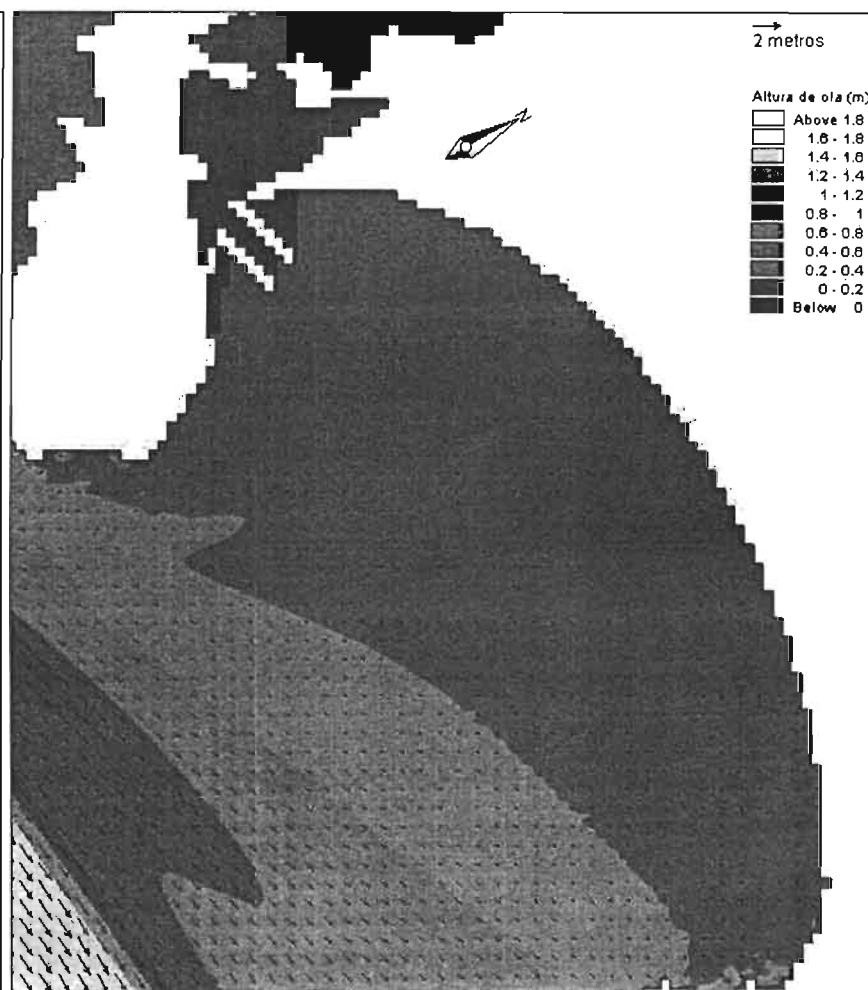


Figura 3. 12 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de ola, para la dirección W, altura de ola H = 1.490 m, periodo de ola T = 6.74 s, con la presencia de la alternativa 1

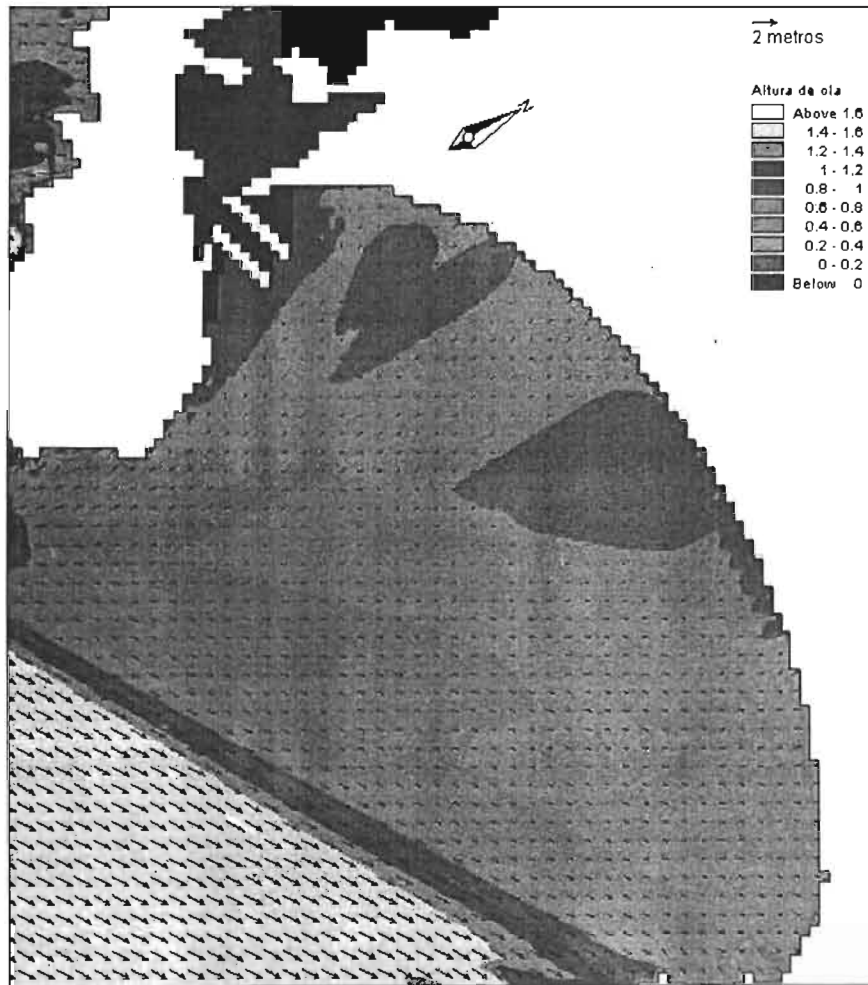


Figura 3. 13 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S60°W, altura de ola $H = 1.517$ m, periodo de ola $T = 7.32$ s, con la presencia de la alternativa 1.

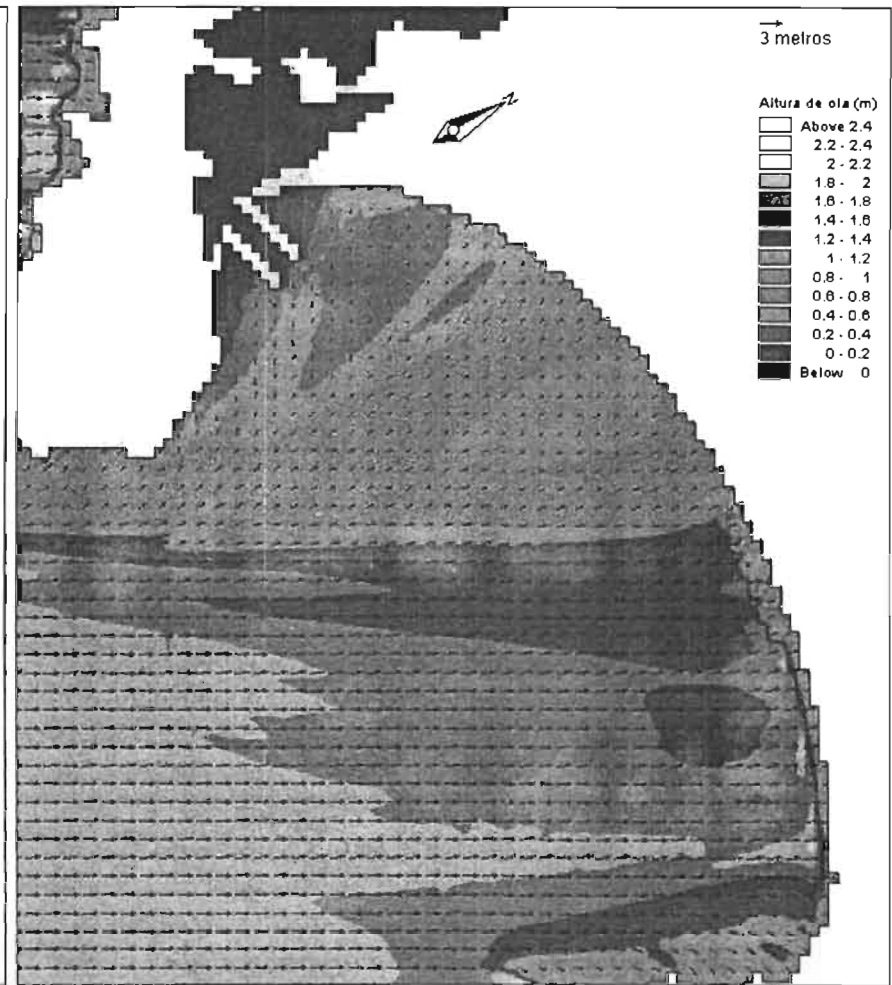


Figura 3. 14 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S30°W, altura de ola $H = 1.902$ m, periodo de ola $T = 7.74$ s, con la presencia de la alternativa 1.

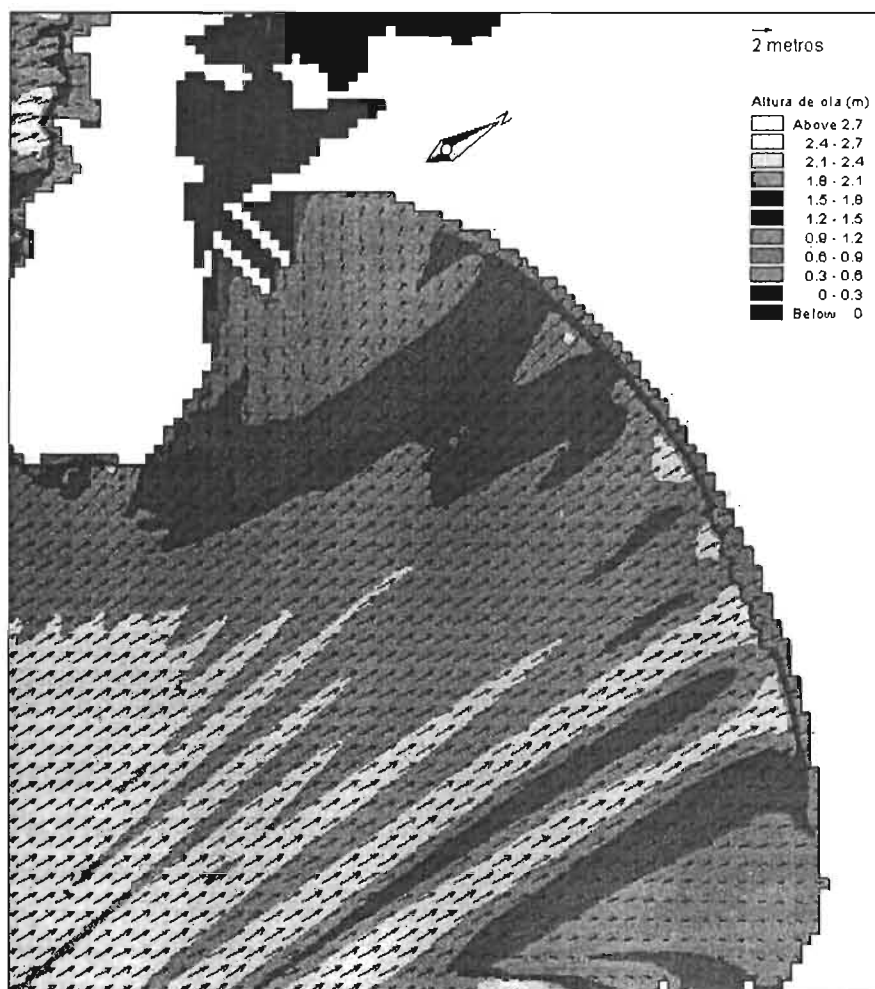


Figura 3. 15 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S, altura de ola $H = 2.234$ m, periodo de ola $T = 8.28$ s, con la presencia de la alternativa 1.



Figura 3. 16 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección $S30^{\circ}E$, altura de ola $H = 2.052$ m, periodo de ola $T = 8.65$ s, con la presencia de la alternativa 1.

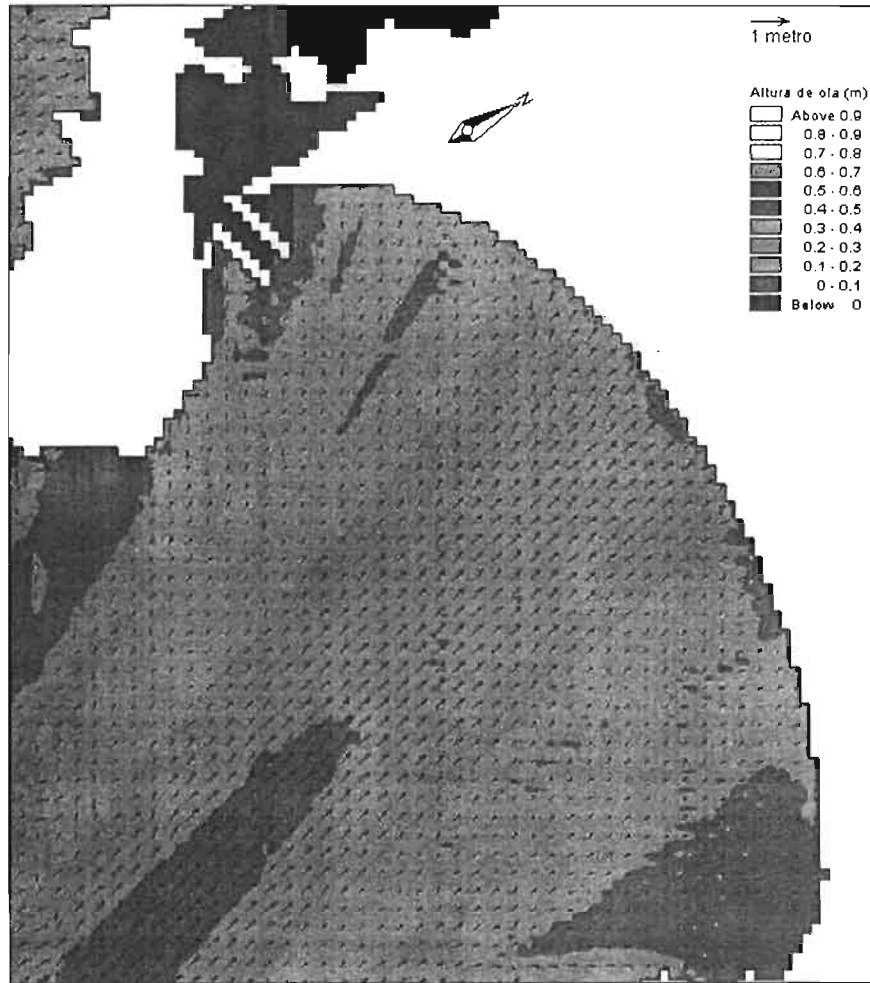


Figura 3. 17 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S60°E, altura de ola $H = 1.836$ m, periodo de ola $T = 8.01$ s, con la presencia de la alternativa 1.

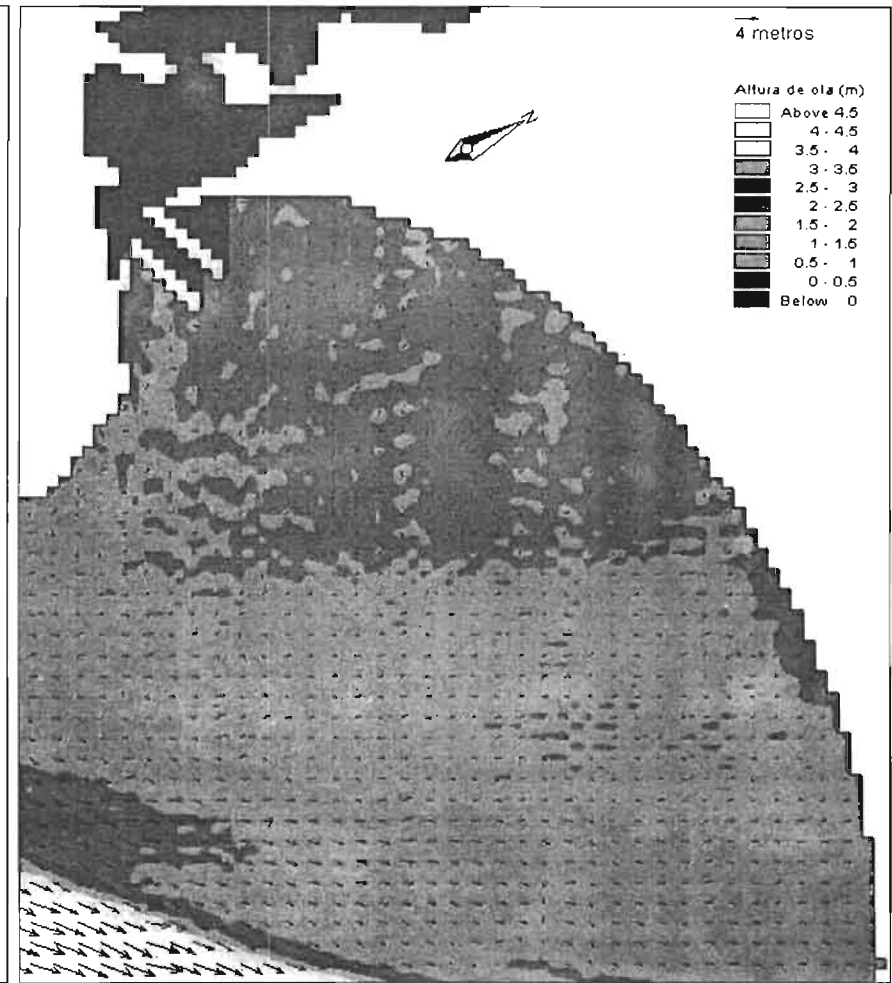


Figura 3. 18 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S68°W, altura de ola $H = 5.130$ m, periodo de ola $T = 13.08$ s, sobreelevación por marea de tormenta $\Delta ZT = 2.64$ m, con la presencia de la alternativa 1.

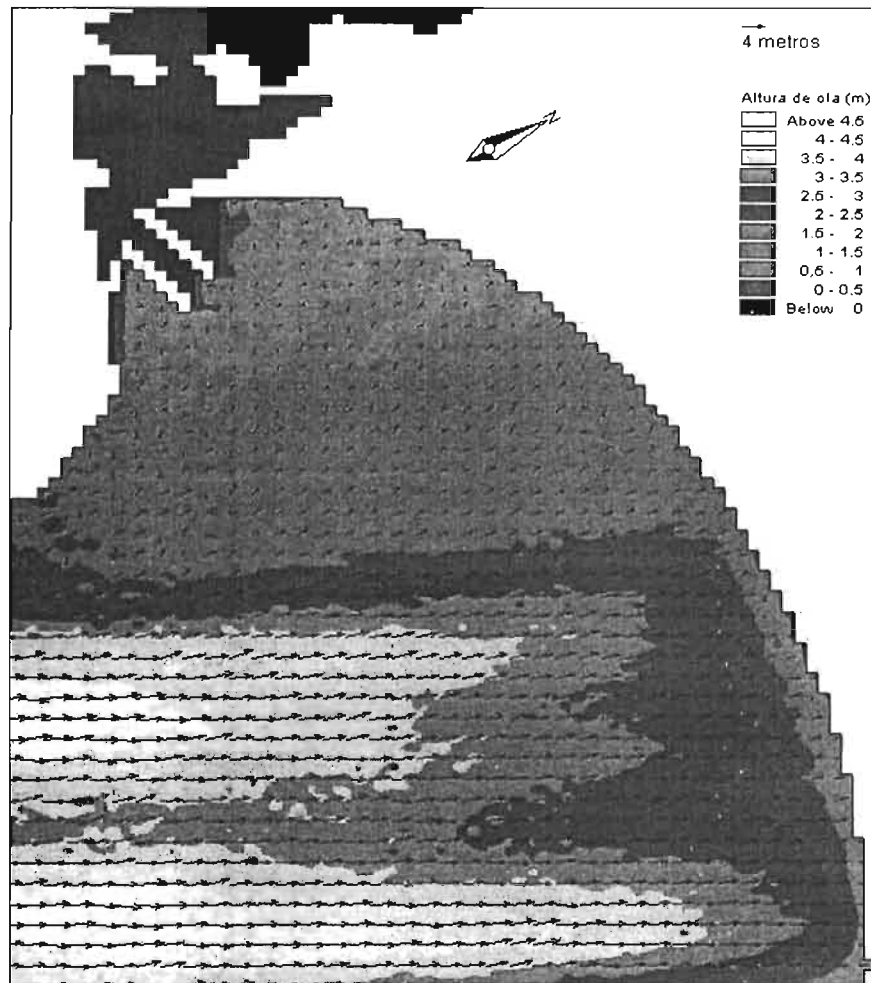


Figura 3. 19 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S35°W, altura de ola $H = 5.130$ m, periodo de ola $T = 13.08$ s, sobre elevación por marea de tormenta $\Delta ZT = 2.64$ m con la presencia de la alternativa 1.

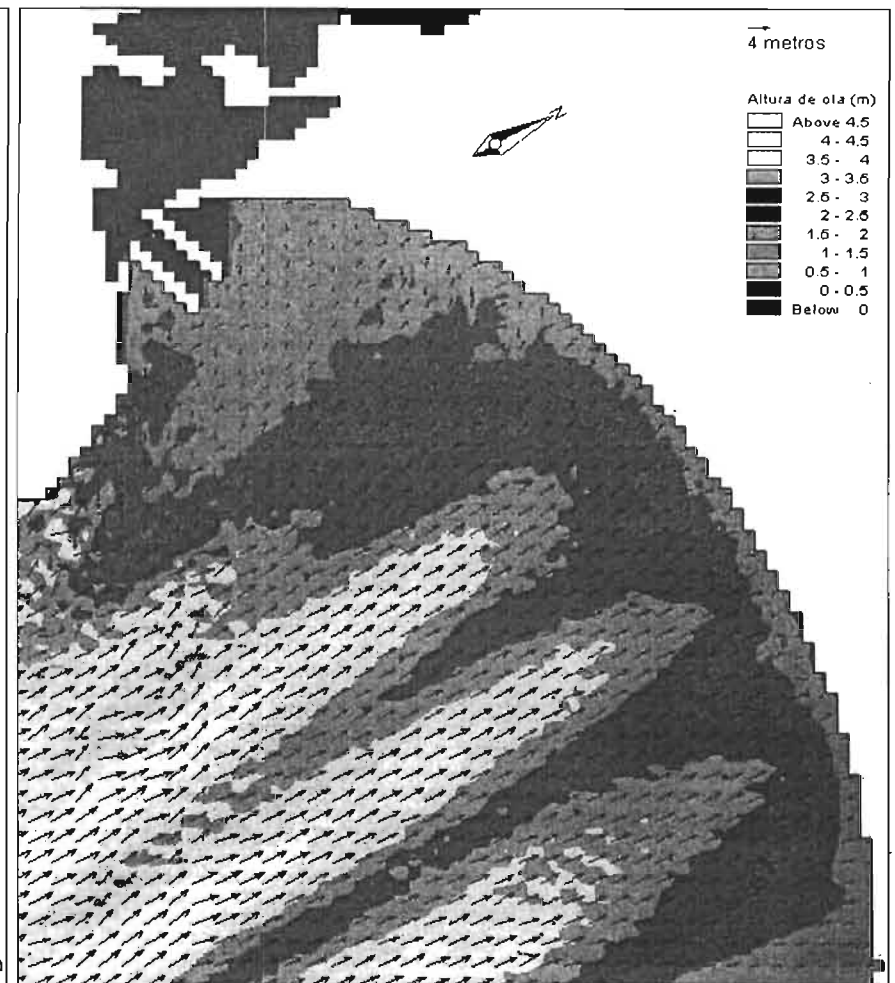


Figura 3. 20 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S2°W, altura de ola $H = 5.130$ m, periodo de ola $T = 13.08$ s, sobre elevación por marea de tormenta $\Delta ZT = 2.64$ m, con la presencia de la alternativa 1.

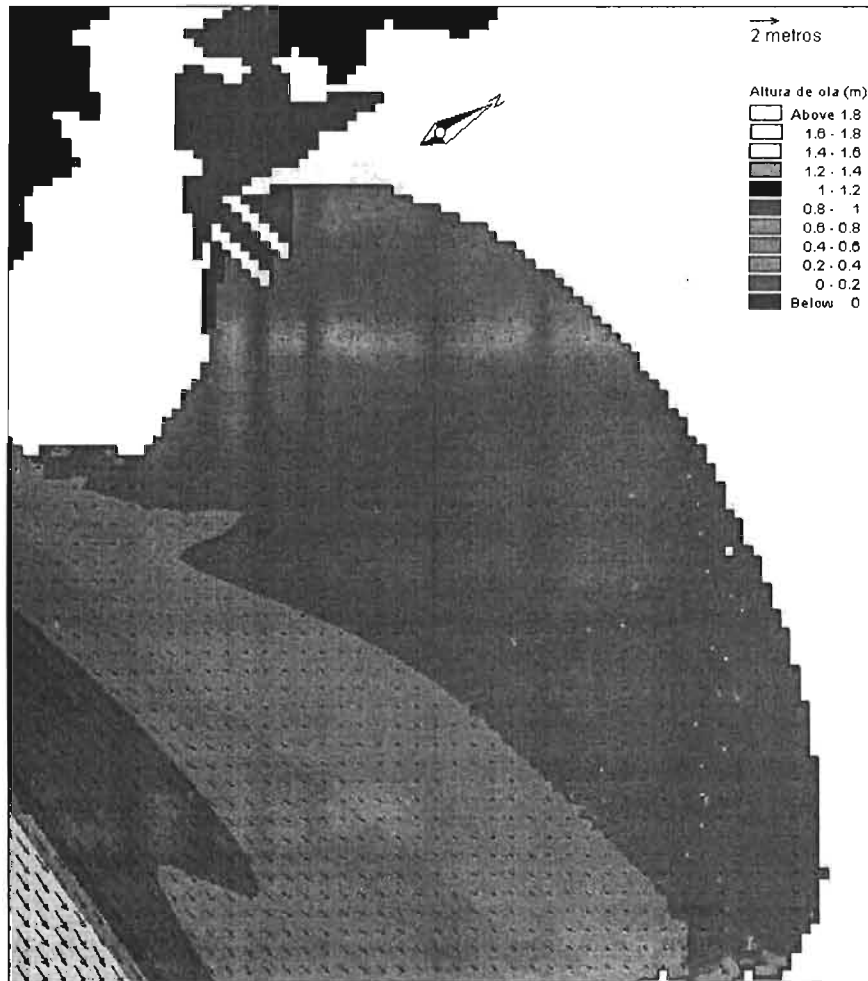


Figura 3. 21 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de ola, para la dirección W, altura de ola $H = 1.490$ m, período de ola $T = 6.74$ s, con la presencia de la alternativa 2.

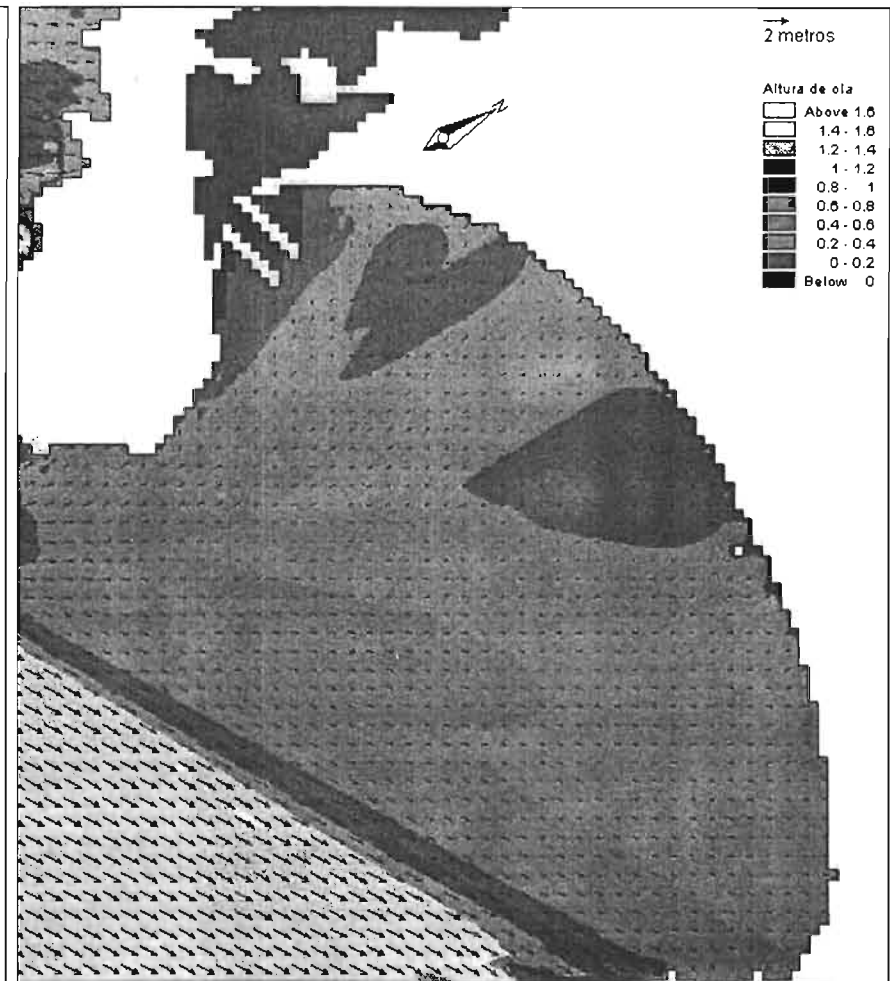


Figura 3. 22 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección $S60^{\circ}W$, altura de ola $H = 1.517$ m, período de ola $T = 7.32$ s, con la presencia de la alternativa 2.

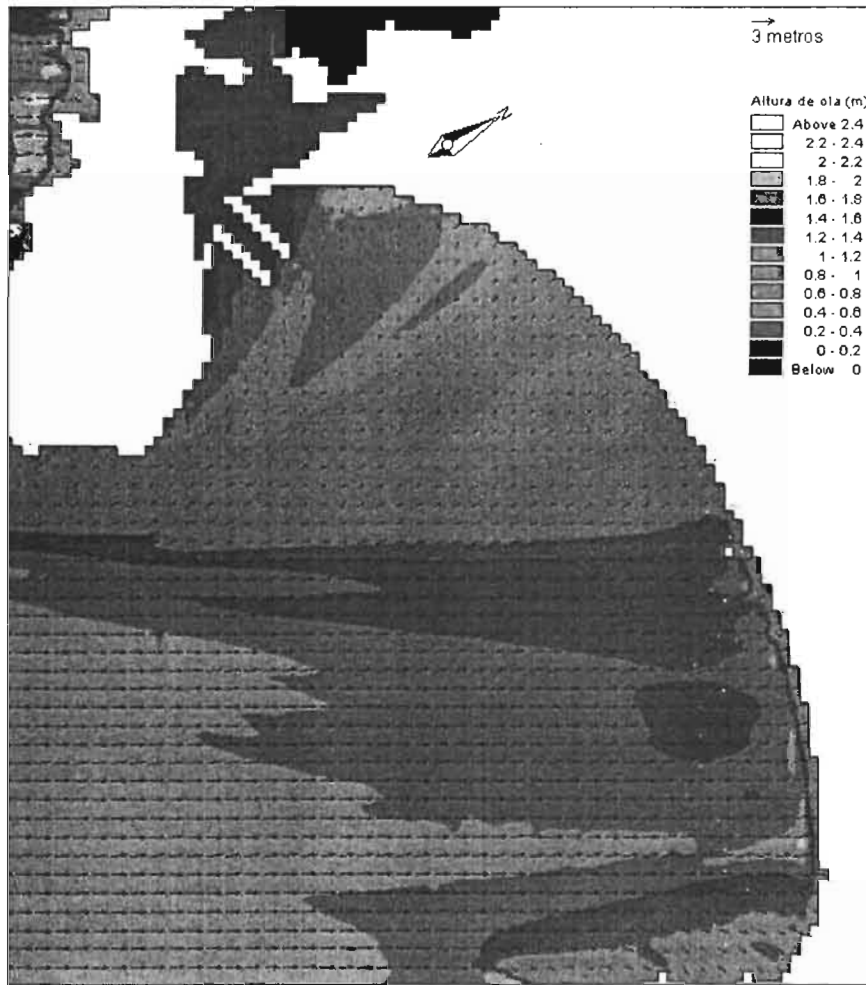


Figura 3. 23 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S30°W, altura de ola $H = 1.902$ m, período de ola $T = 7.74$ s, con la presencia de la alternativa 2.

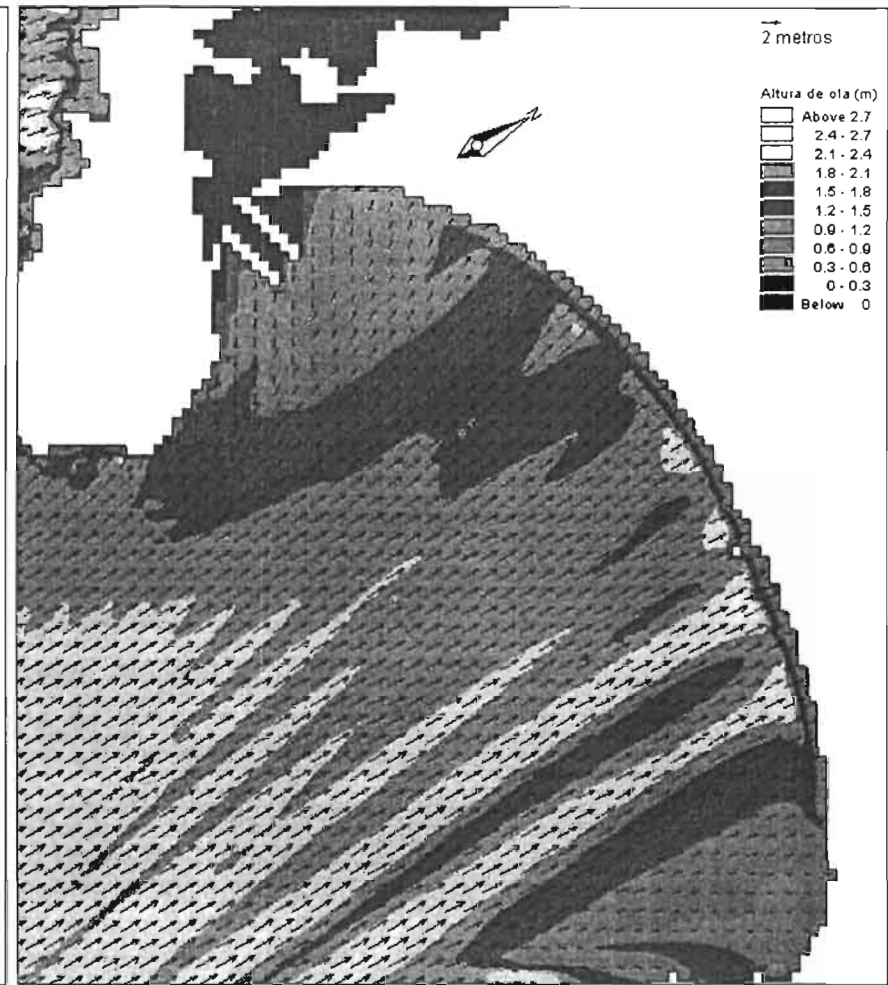


Figura 3. 24 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S, altura de ola $H = 2.234$ m, período de ola $T = 8.28$ s, con la presencia de la alternativa 2.

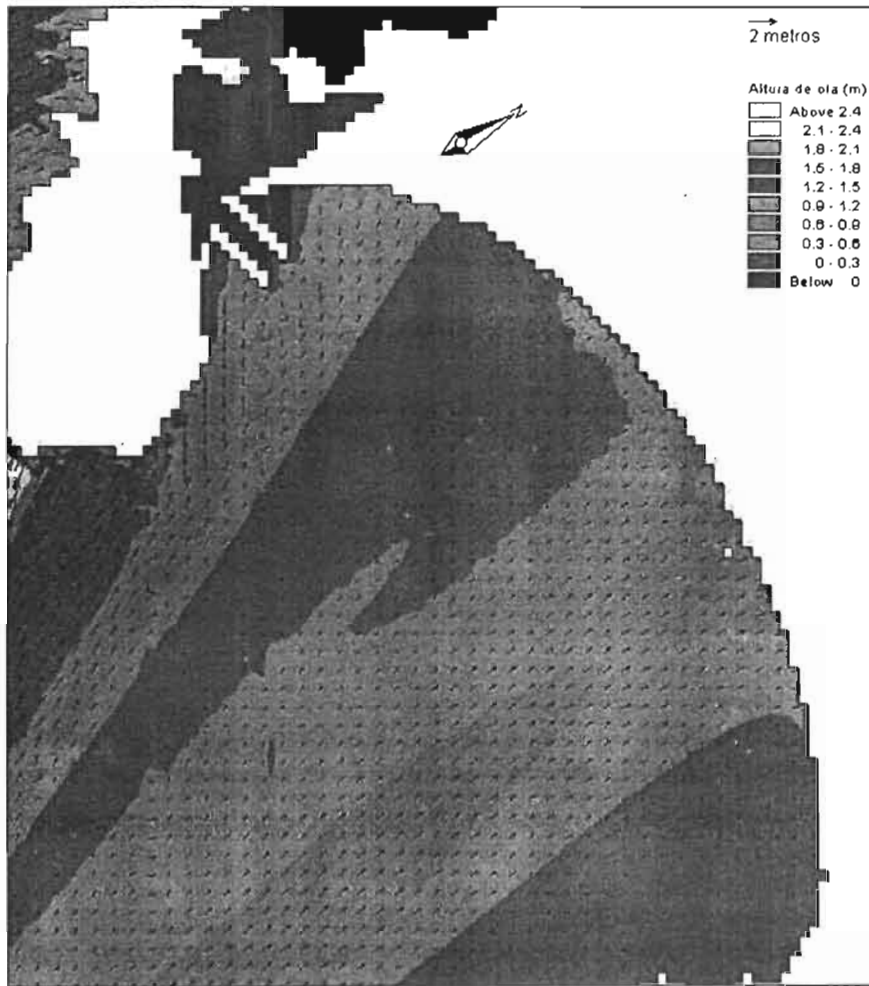


Figura 3. 25 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S30°E, altura de ola $H = 2.052$ m, período de ola $T = 8.65$ s, con la presencia de la alternativa 2.



Figura 3. 26 Distribución espacial y en planta del oleaje normal representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S60°E, altura de ola $H = 1.836$ m, período de ola $T = 8.01$ s, con la presencia de la alternativa 2.

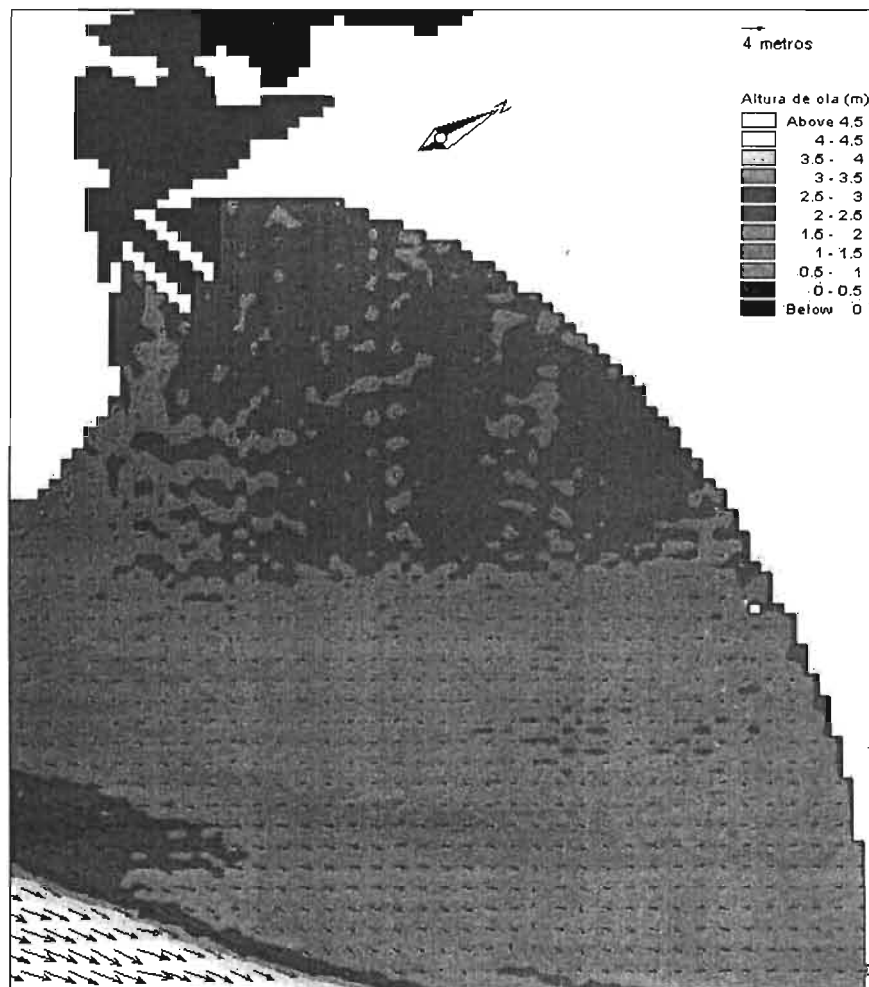


Figura 3. 27 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S68°W, altura de ola $H = 5.130$ m, período de ola $T = 13.08$ s, sobre elevación por marea de tormenta $\Delta Z_T = 2.64$ m, con la presencia de la alternativa 2.

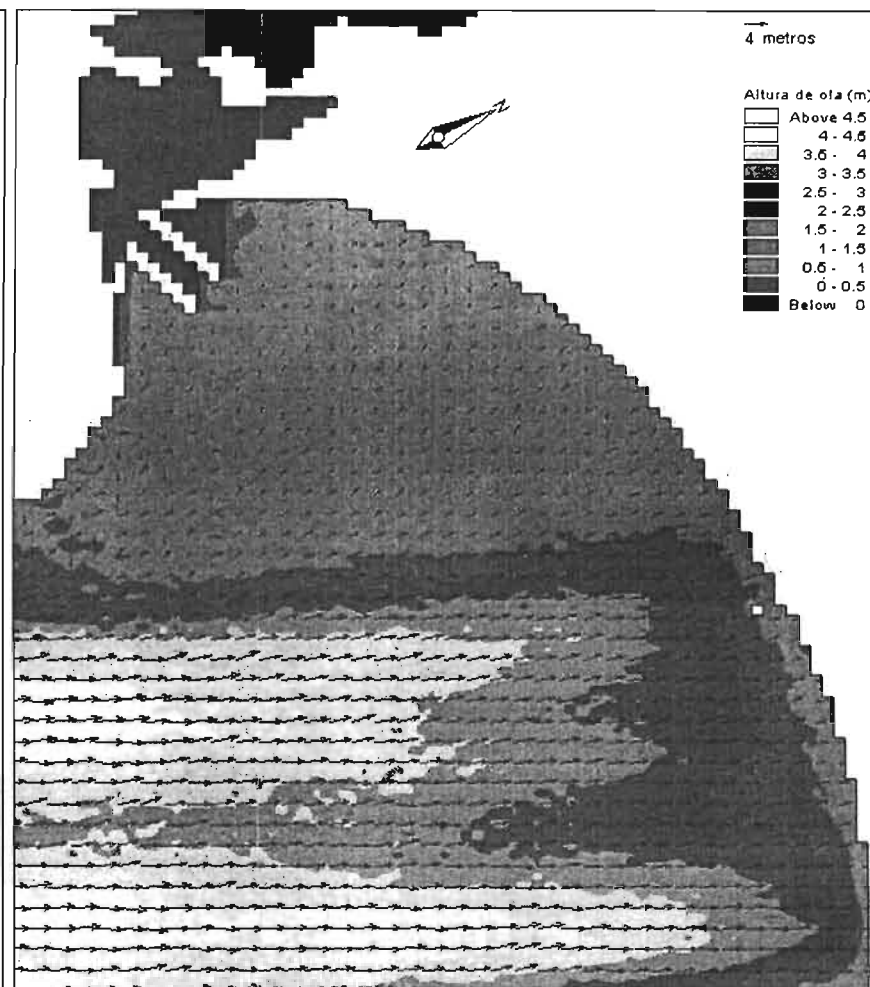


Figura 3. 28 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S35°W, altura de ola $H = 5.130$ m, período de ola $T = 13.08$ s, sobre elevación por marea de tormenta $\Delta Z_T = 2.64$ m, con la presencia de la alternativa 2.

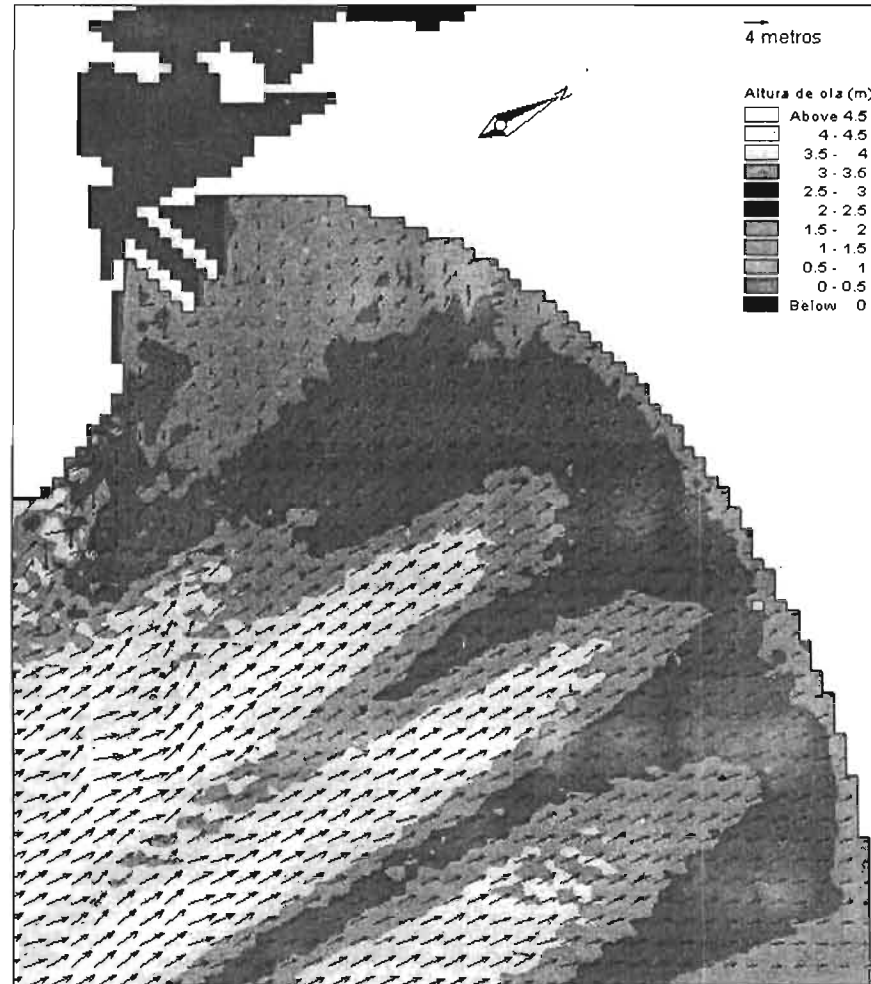


Figura 3. 29 Distribución espacial y en planta del oleaje ciclónico representada por vectores y curvas de igual altura de olas, para la dirección S2°W, altura de ola $H = 5.130$ m, periodo de ola $T = 13.08$ s, sobre elevación por marea de tormenta $\Delta ZT = 2.64$ m, con la presencia de la alternativa 2.

De los resultados obtenidos de la modelación matemática de la refracción del oleaje en condiciones actuales, es posible establecer algunas consideraciones en relación con la que el oleaje proveniente de distintas direcciones incide en el interior de la Bahía de Santiago.

De acuerdo con la distribución espacial del oleaje normal mostradas en las figuras 3.3 – 3.8, por su ubicación la Bahía de Santiago esta abrigada del oleaje proveniente de las direcciones W y S60°W, debido a la protección que le brinda Punta Carrizal y la Península de Juluapan, así como de la dirección S60°E por la saliente costera denominada Punta Campos y la Península de Santiago; por otra parte, el oleaje proveniente de las direcciones S30°W, S y S30°E son las que pueden incidir de una manera importante, siendo las que provienen del Sur las que penetran de manera más franca en la bahía.

Al igual, dicha distribución nos indica que la zona costera adyacente a la boca de intercomunicación de la Laguna de Juluapan es, dentro del sistema de la bahía la zona más resguardada de la influencia del oleaje.

En cuanto a la distribución en planta de las alturas de ola expuestas en las figuras 3.3 – 3.8, se observa que la dirección S genera la mayor altura, mientras que la dirección W genera la menor altura de ola.

Basándose en lo anterior y en el análisis estadístico del oleaje para el régimen estacional, se puede establecer que la Bahía de Santiago debido a su orientación, se encuentra influenciada por el oleaje durante el verano y en menor grado durante el otoño, desapareciendo prácticamente en los meses de invierno, sugiriéndonos que la bahía esta exenta o abrigada del oleaje durante 2/3 del año.

Con respecto al oleaje ciclónico, como puede apreciarse en las figuras 3.9 – 3.11, por la orientación de la Bahía de Santiago, la distribución espacial del oleaje indica una mayor penetración del oleaje proveniente de las direcciones S35°W y S2°W, encontrándose protegida del proveniente de la dirección S65°W, con relación a la distribución en planta de las alturas de ola ciclónica se observa que la dirección S2°W es la que produce mayores alturas de olas dentro de toda la bahía, mientras que la dirección S35°W, solamente las genera en la zona Este de la Bahía.

Por otro lado de los resultados mostrados en las figuras 3.12 – 3.29, podemos establecer que con la construcción de las escolleras en la entrada a Puerto Santiago, las embarcaciones que se alojen estarán protegidas contra el oleaje proveniente de todas las direcciones analizadas, mientras que Playa Miramar se encuentra mejor protegida con la construcción de los rompeolas paralelos a la costa.

III.1.2 Modelación matemática de corrientes litorales.

La modelación matemática de las corrientes litorales se llevó a cabo con el modelo hidrodinámico del módulo Flow Model del modelo MIKE 21 del DHI.

El modelo hidrodinámico MIKE 21 HD es un sistema general de modelación numérica para la simulación de elevaciones de agua y corrientes en estuarios, bahías y áreas costeras. Las variaciones de las corrientes y nivel del agua son descritas por las ecuaciones de la conservación de masa y de momentum (ecuaciones 3.18 – 3.20), integradas sobre la vertical.

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (3.18)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] = 0 \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] = 0 \quad (3.20)$$

Donde:

$h(x, y, t)$	Profundidad del agua (m).
$\zeta(x, y, t)$	Superficie de elevación (m).
$p, q(x, y, t)$	Densidades de flujo en las direcciones x y y ($m^3/s/m$) = (uh, vh); (u, v) = las velocidades medias en las profundidades de las direcciones x y y .
g	Aceleración debida a la gravedad (m/s^2).
ρ_w	Densidad del agua (kg/m^3).
x, y	Espacio de coordenadas (m).
t	Tiempo.
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$	Componentes de los esfuerzos cortantes efectivos.

MIKE 21 HD hace uso de la técnica llamada Alternating Direction Implicit (ADI) al integrar las ecuaciones de la conservación de masa y momento en el dominio espacio-tiempo. La matriz de ecuaciones que resulta para cada dirección y para cada línea individual de celda son resueltas por un algoritmo Double Sweep (DS).

Las ecuaciones son discretizadas sobre un rectángulo (figura 3.30), las cantidades escalares, tales como la superficie de elevación del agua está definidas en los nudos de la malla, mientras que las componentes del flujo están definidas de manera equidistante del nudo adyacente en su respectiva dirección.

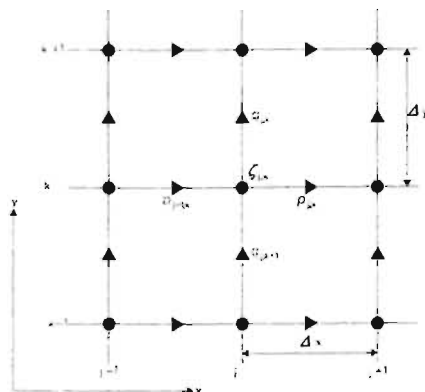


Figura 3. 30 Malla de cálculo en las direcciones x , y

Las ecuaciones son resueltas en giros unidimensionales, alternando siempre las direcciones x y y . Estos son organizados en el ciclo mostrado en la figura 3.31

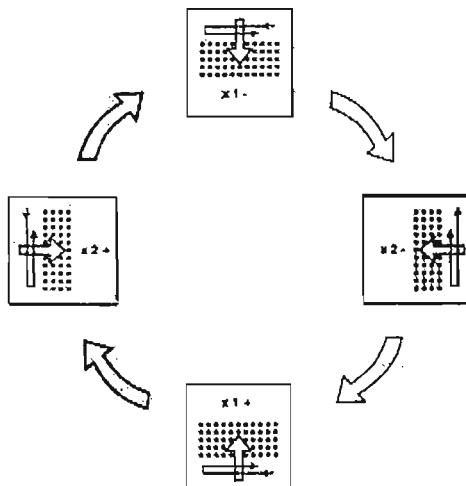


Figura 3. 31 Ciclo del giro computacional

Con objeto de conocer el patrón de circulación de las corrientes litorales que origina el oleaje en la zona de estudio, el cálculo numérico se realizó en 18 corridas correspondientes a cada alternativa estudiada, con base en la malla de cálculo y de profundidades del mar utilizadas anteriormente, para tal efecto se utilizaron las componentes de los esfuerzos radiales del oleaje en cada nodo de la malla de las direcciones de aproximación del oleaje, los resultados obtenidos se presentan de la figura 3.32 a la 3.49, en las cuales se muestra el patrón de circulación de dichas corrientes en condiciones actuales y con las alternativas planteadas.

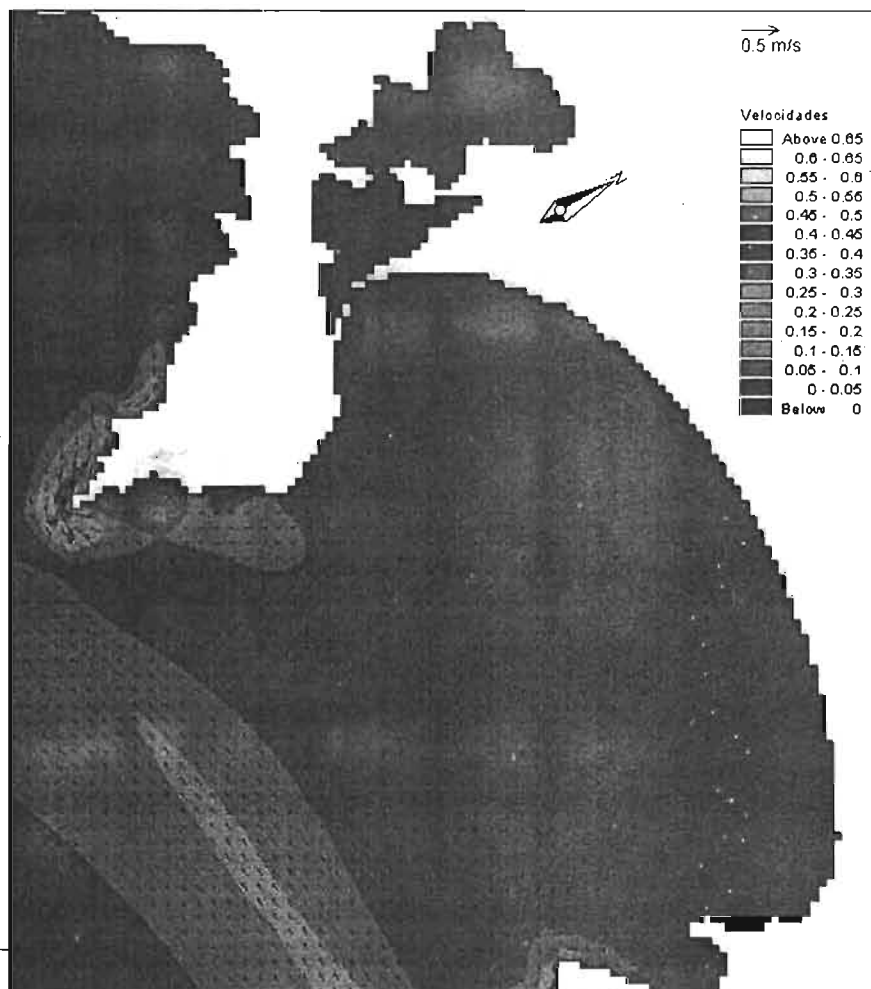


Figura 3. 32 Patrón de corrientes litorales, para la dirección W, altura de ola $H = 1.49$ m, Período de ola $T = 6.74$ s, en condiciones actuales.



Figura 3. 33 Patrón de corrientes litorales, para la dirección $S60^\circ W$, altura de ola $H = 1.517$ m, Período de ola $T = 7.32$ s, en condiciones actuales.

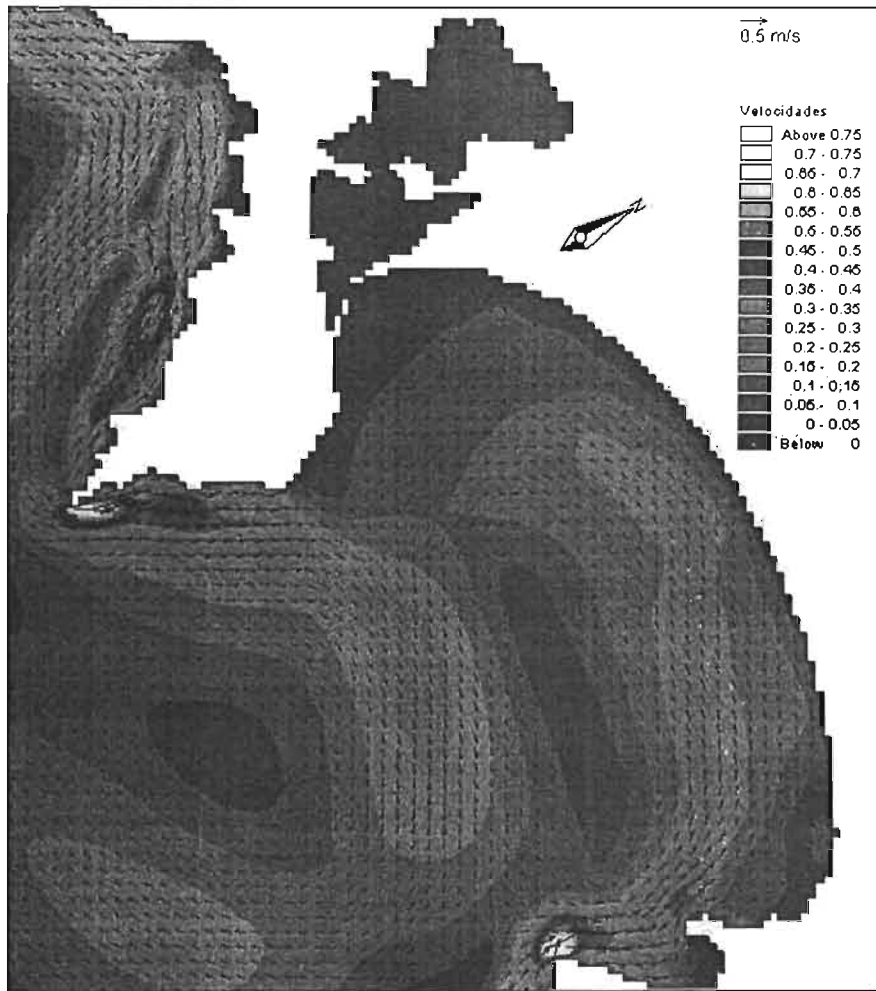


Figura 3. 34 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S30°W, altura de ola $H = 1.902$ m, Periodo de ola $T = 7.74$ s, en condiciones actuales.

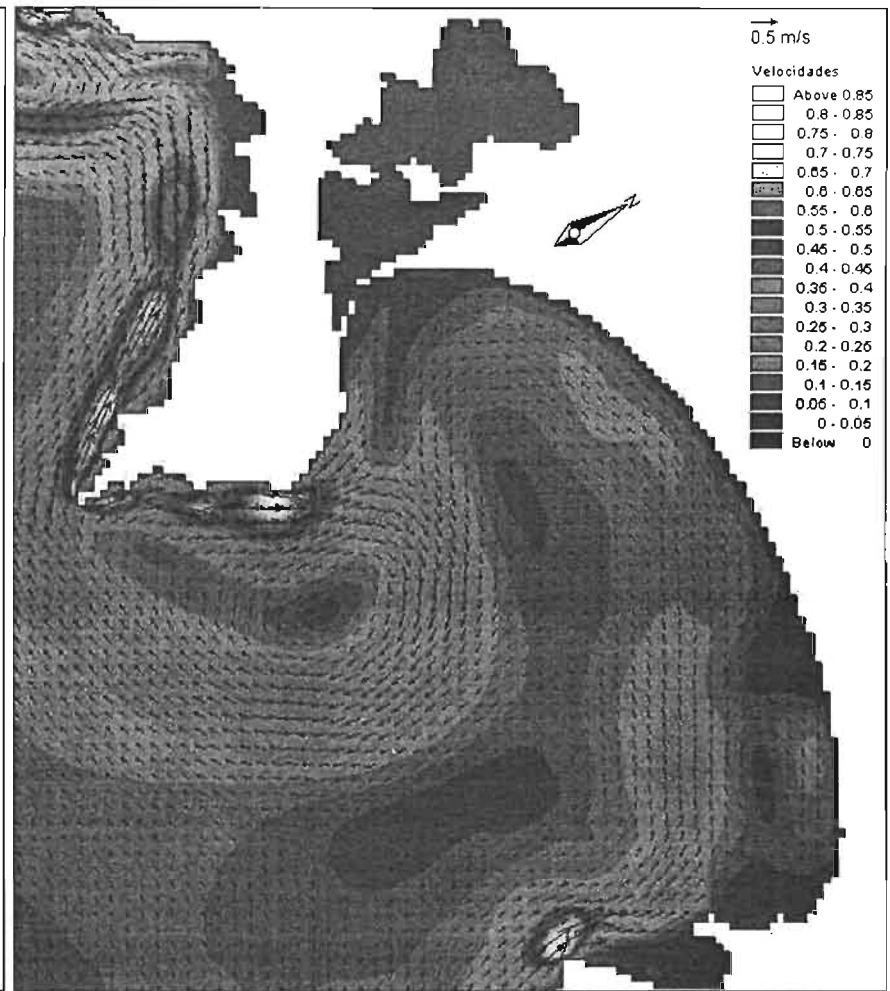


Figura 3. 35 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S, altura de ola $H = 2.234$ m, Periodo de ola $T = 8.28$ s, en condiciones actuales.



Figura 3. 36 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S30°E, altura de ola $H = 2.052$ m, Período de ola $T = 8.65$ s, en condiciones actuales.



Figura 3. 37 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S60°E, altura de ola $H = 1.836$ m, Período de ola $T = 8.01$ s, en condiciones actuales.

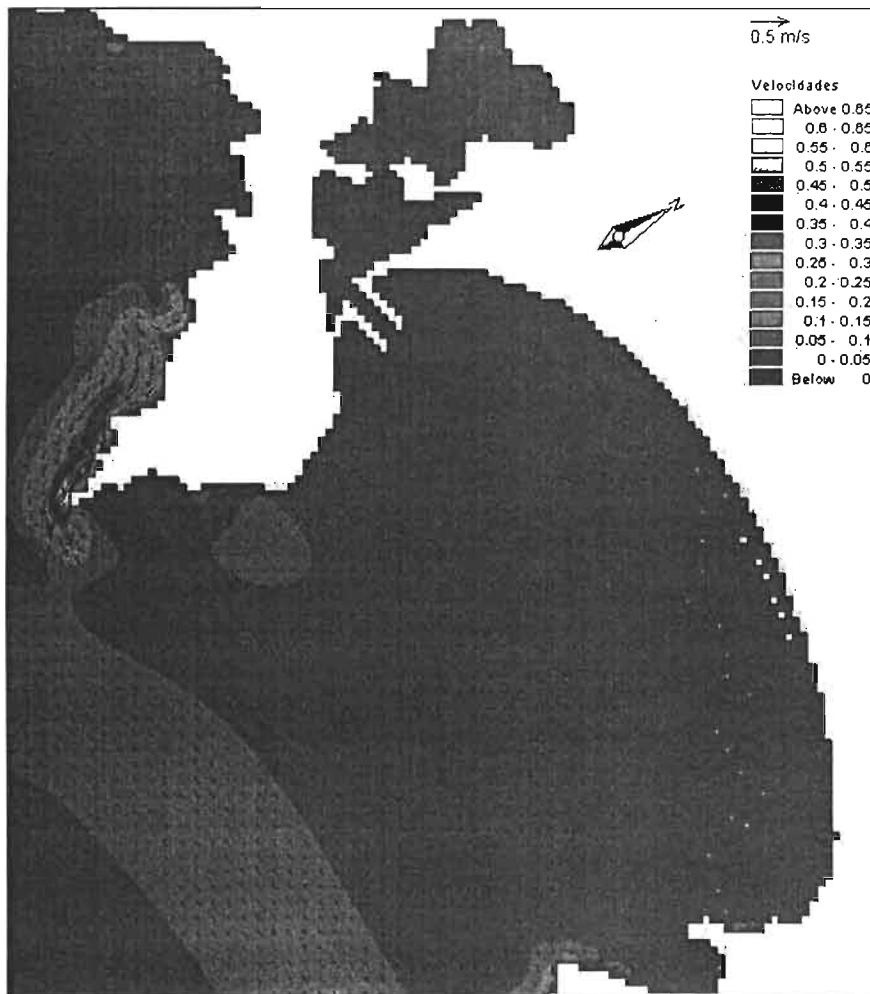


Figura 3. 38 Patrón de corrientes litorales, para la dirección W, altura de ola $H = 1.49$ m, Periodo de ola $T = 6.74$ s, para la alternativa 1.

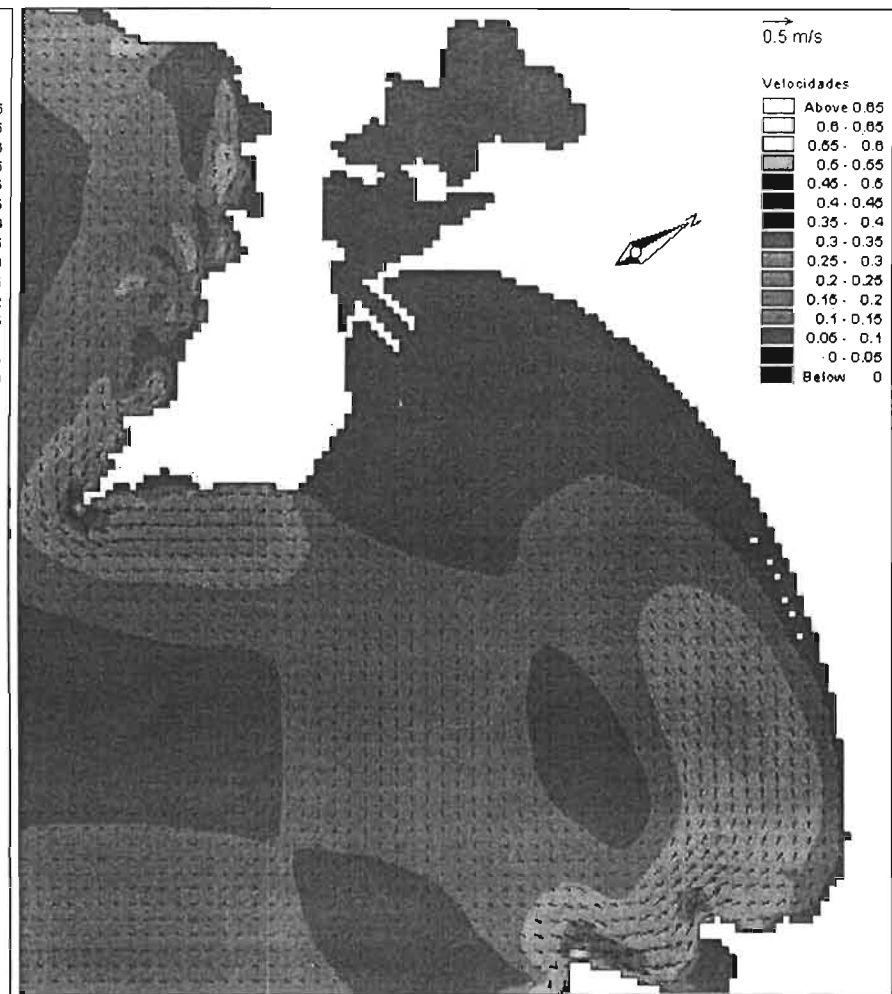


Figura 3. 39 Patrón de corrientes litorales, para la dirección $S60^\circ W$, altura de ola $H = 1.517$ m, Periodo de ola $T = 7.32$ s, para la alternativa 1.

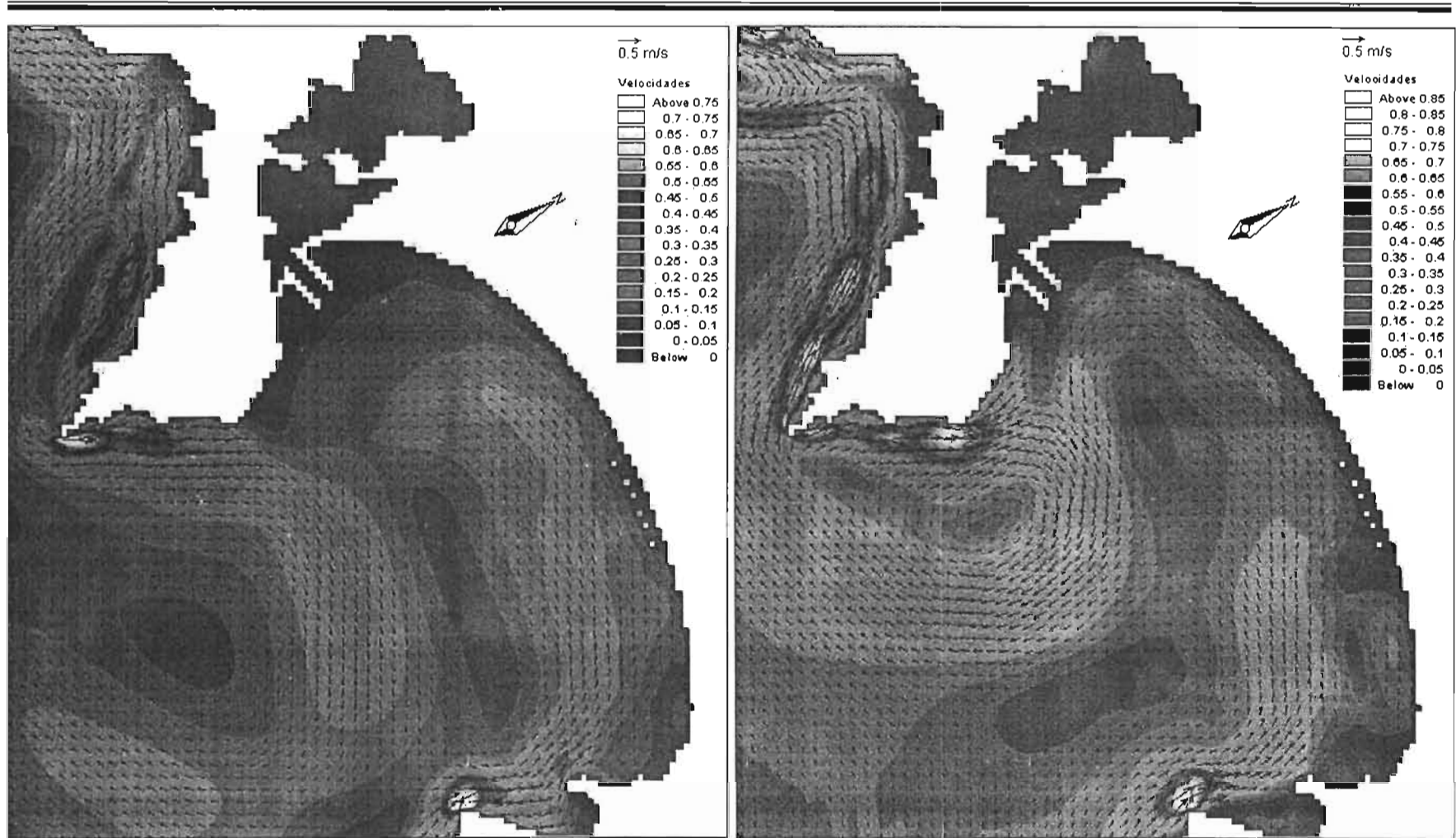


Figura 3. 40 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S30°W, altura de ola $H = 1.902$ m, Periodo de ola $T = 7.74$ s, para la alternativa 1.

Figura 3. 41 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S, altura de ola $H = 2.234$ m, Periodo de ola $T = 8.28$ s, para la alternativa 1.

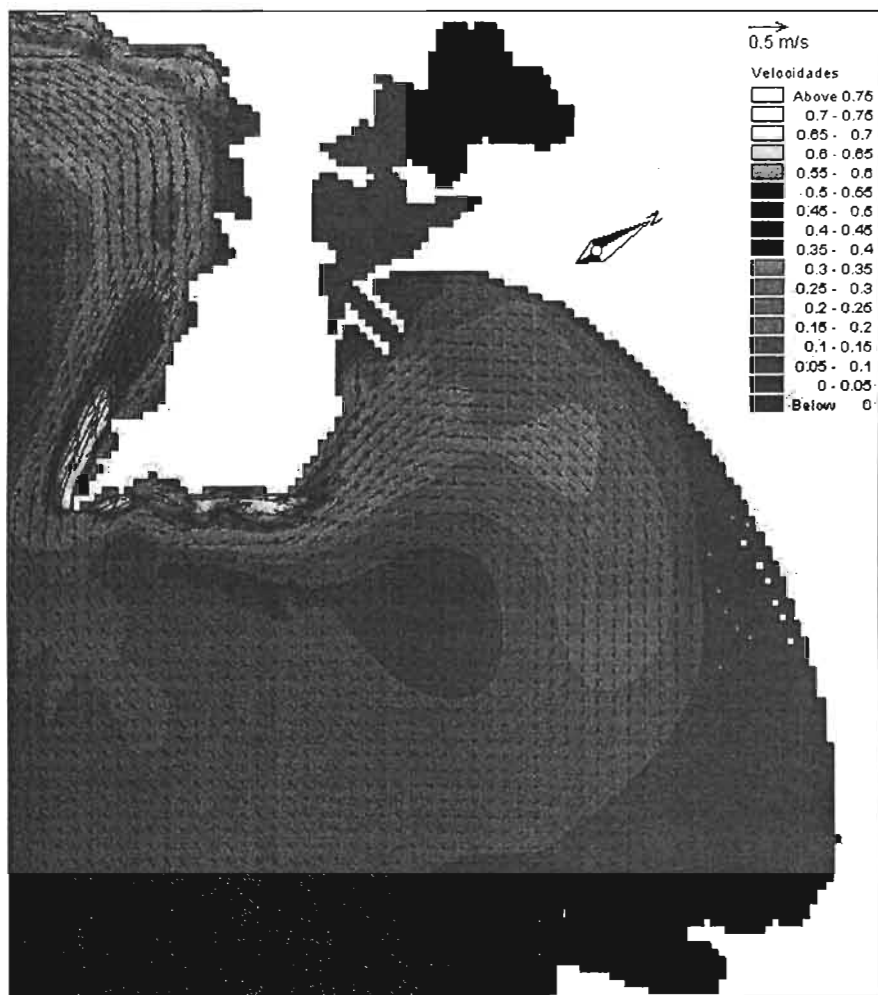


Figura 3. 42 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S30°E, altura de ola $H = 2.052$ m, Periodo de ola $T = 8.65$ s, para la alternativa 1.



Figura 3. 43 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S60°E, altura de ola $H = 1.836$ m, Periodo de ola $T = 8.01$ s, para la alternativa 1.

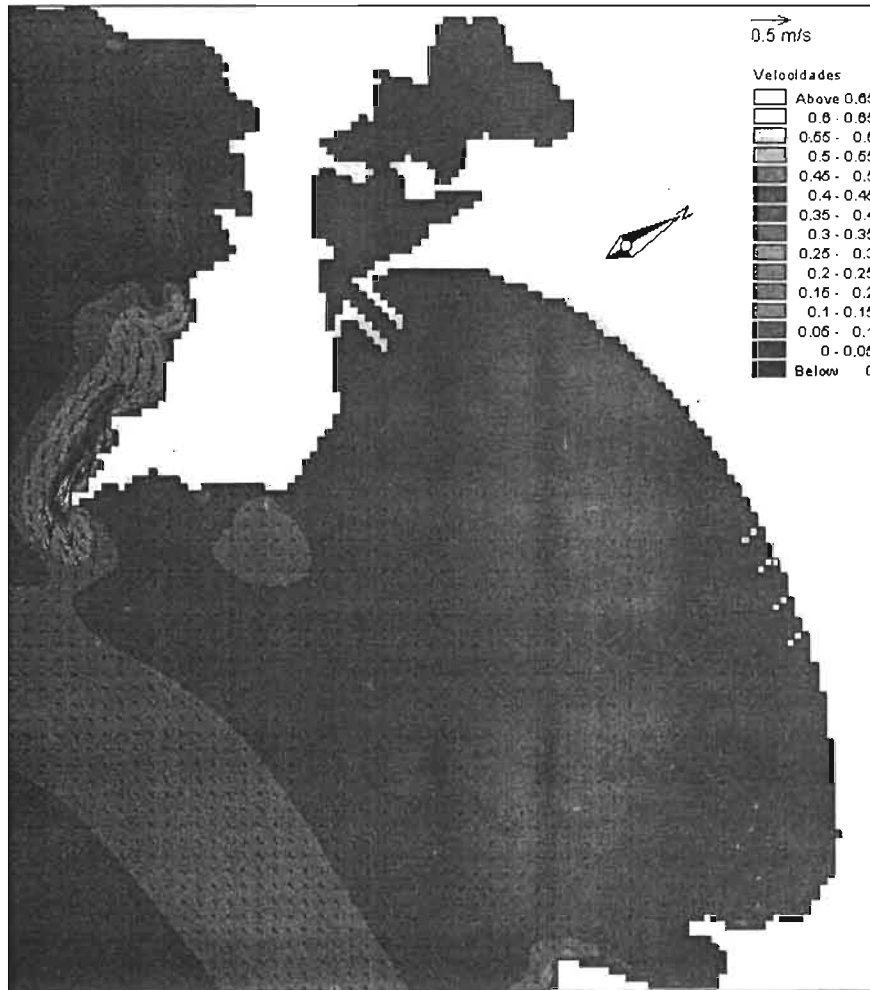


Figura 3. 44 Patrón de corrientes litorales, para la dirección W, altura de ola $H = 1.49$ m, Período de ola $T = 6.74$ s, para la alternativa 2.



Figura 3. 45 Patrón de corrientes litorales, para la dirección $S60^{\circ}W$, altura de ola $H = 1.517$ m, Período de ola $T = 7.32$ s, para la alternativa 2.

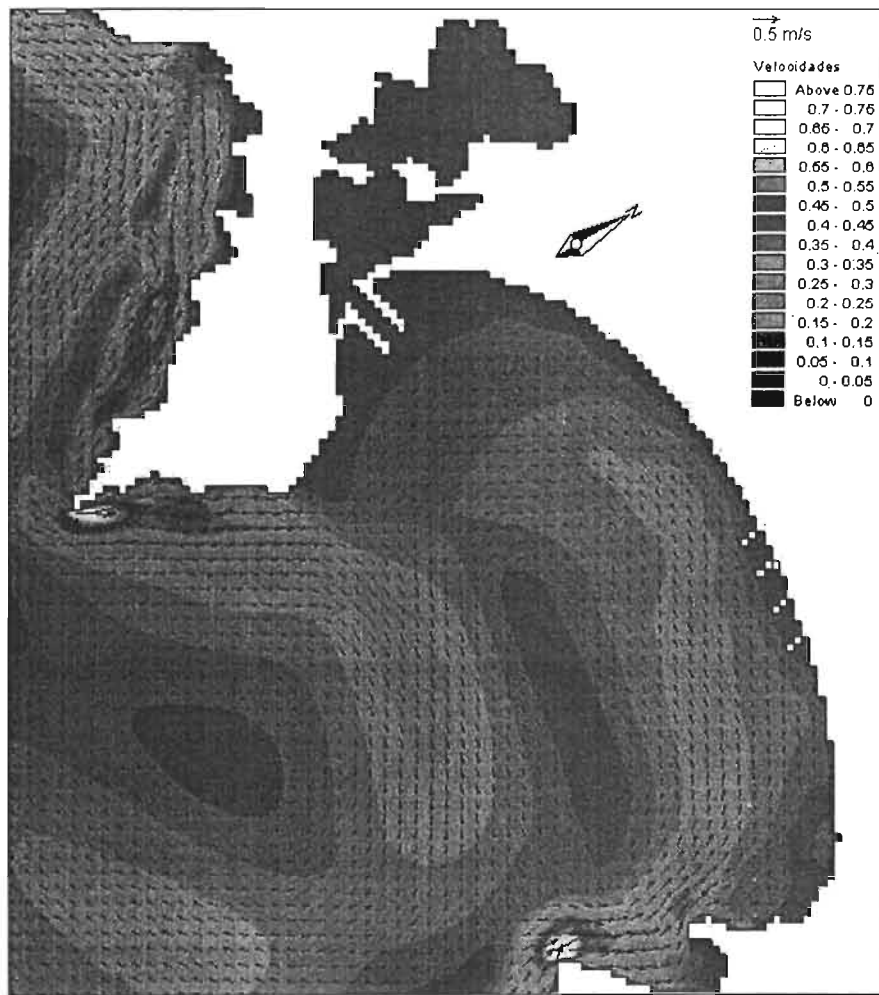


Figura 3. 46 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S30°W, altura de ola $H = 1.902$ m, Periodo de ola $T = 7.74$ s, para la alternativa 2.

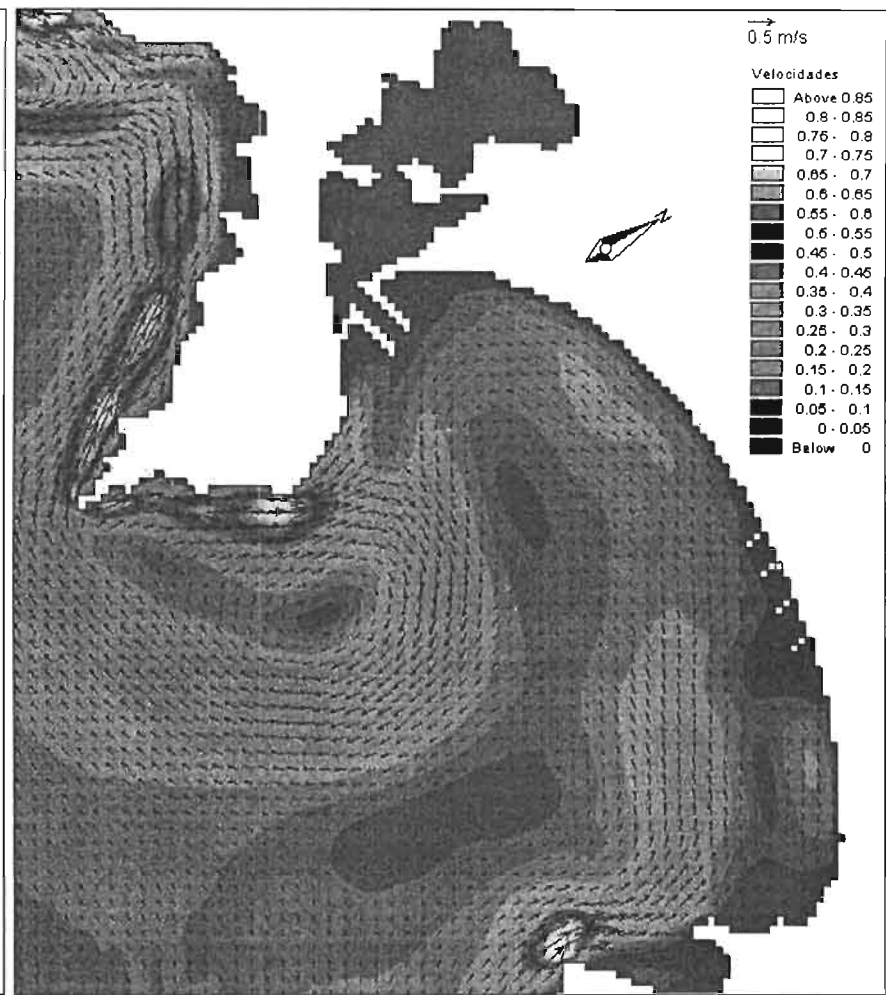


Figura 3. 47 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S, altura de ola $H = 2.234$ m, Periodo de ola $T = 8.28$ s, para la alternativa 2.

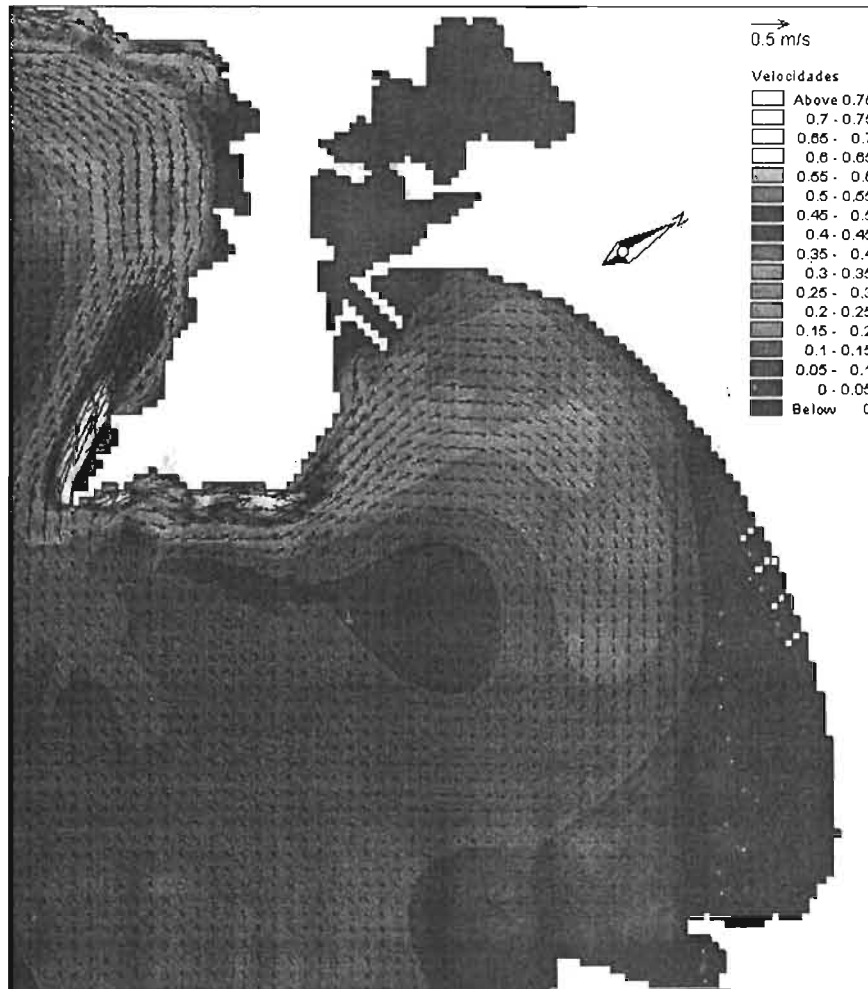


Figura 3. 48 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S30°E, altura de ola $H = 2.052$ m, Periodo de ola $T = 8.65$ s, para la alternativa 2.

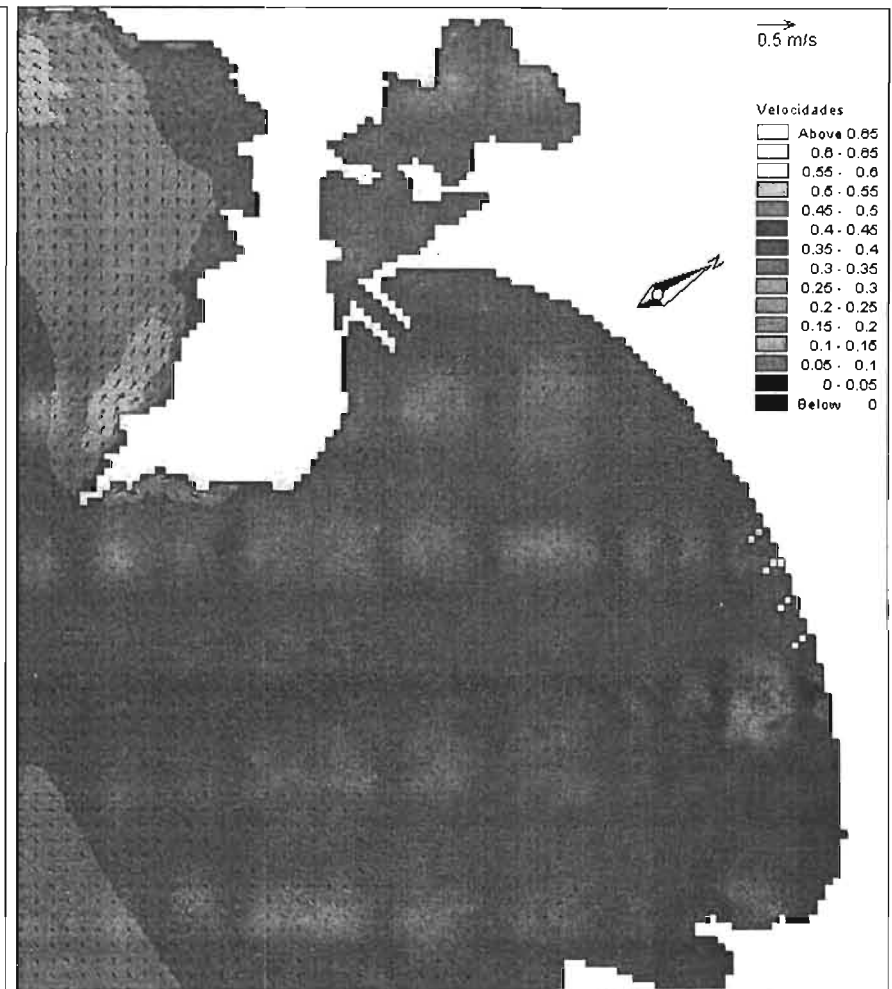


Figura 3. 49 Patrón de corrientes litorales, para la dirección S60°E, altura de ola $H = 1.836$ m, Periodo de ola $T = 8.01$ s, para la alternativa 2.

Los resultados de la modelación de corrientes litorales, y las figuras anteriores nos permiten generalizar lo siguiente.

El oleaje del W produce corrientes que penetran por la Punta Juluapan, convergiendo a la altura de la Península de Santiago, donde inicia su salida por el centro de la bahía.

Con el oleaje proveniente de S60°W, las corrientes que de igual manera penetran por Punta Juluapan, origina dos giros, dentro de la bahía, uno hacia el área de Santiago, y el otro hacia el área de Manzanillo.

En la figura 3.34 se observa que para un oleaje del S30°W, la bahía también es afectada por dos giros, uno en la cercanía de Punta Juluapan y otro por Punta Santiago, el cual bordea toda la bahía hasta salir a la altura de Punta Gorda. Las velocidades máximas se presentan en la Punta Santiago.

Con oleaje incidente del S, el agua entra proveniente del área de Manzanillo, sigue la configuración de la costa, bordeando el área de Santiago, la Punta Juluapan y finalmente, la Ensenada Higueras, por donde sale, en la Península de Juluapan se presenta un giro con dirección a la bahía, para después salir por Punta Juluapan. La máxima velocidad se presenta en dicha península, a la altura de Punta Gorda.

Las corrientes inducidas por oleaje del S30°E presentan un patrón paralelo a la costa, penetran por Punta Juluapan, donde se manifiesta su máxima velocidad, bordea toda la bahía para salir finalmente por Punta Santiago.

El patrón de corrientes para la dirección S60°E, presenta las mínimas velocidades, dichas corrientes se introducen por Punta Santiago, recorren la bahía siguiendo la configuración de la costa hasta Punta Juluapan, para salir por la Ensenada Higueras.

En general el patrón de circulación de las corrientes litorales dentro de la bahía indica que estas siguen una trayectoria paralela a la línea de costa, y manifestando en algunas direcciones corrientes de retorno, sobre todo en las zonas cercanas a la Península de Santiago.

Las velocidades de las corrientes dentro de la Bahía de Santiago son menos intensas cerca de la boca de la Laguna de Juluapan, que en el centro de dicha bahía.

III.1.3 Modelación matemática de corrientes de marea.

El ascenso y descenso periódico del nivel del mar genera movimientos notables en las zonas costeras en donde las comunicaciones con el mar están relativamente restringidas generando las corrientes de marea, los efectos producidos por dichas corrientes interesan por lo general, en las zonas inmediatas al litoral; ya que en zonas de mar profundo estas mantienen una rotación periódica por causa de la fuerza de Coriolis con velocidades relativamente bajas.

En las proximidades a las costas y especialmente en las zonas estrechas, las velocidades producidas por las corrientes de marea pueden llegar a ser considerables dando lugar a problemas de diversa índole, tales como el transporte de sedimentos, azolvamientos en los canales de acceso de los puertos, el transporte de contaminantes, etc.

Para realizar la simulación numérica y determinar las componentes de velocidad de las corrientes de marea y el nivel de agua en cada tiempo, se utilizó el modelo MIKE 21 HD, el cual utiliza las ecuaciones de la conservación de masa y de momentum integradas sobre la vertical.

$$\frac{\partial}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (3.21)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \Omega q = 0 \quad (3.22)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} + \Omega p = 0 \quad (3.23)$$

Donde:

$h(x, y, t)$	Profundidad del agua (m).
$\zeta(x, y, t)$	Superficie de elevación (m).
$p, q(x, y, t)$	Densidades de flujo en las direcciones x y y ($m^3/s/m$) = (uh, vh) ; (u, v) = las velocidades medias en las profundidades de las direcciones x y y .
$C(x, y)$	Coefficiente de Chezy ($m^{1/2}/s$).
g	Aceleración debida a la gravedad (m/s^2).
$\Omega(x, y)$	Fuerza de Coriolis, dependiendo de la latitud (s^{-1}).
x, y	Espacio de coordenadas (m).
t	Tiempo.

Para la simulación numérica de las corrientes de marea, se realizó el análisis armónico de los niveles de mar registrados con un Limnógrafo instalado en el Puerto Interior de Manzanillo en el período comprendido del 16 de mayo al 7 de agosto del 2003 (figura 3.50).

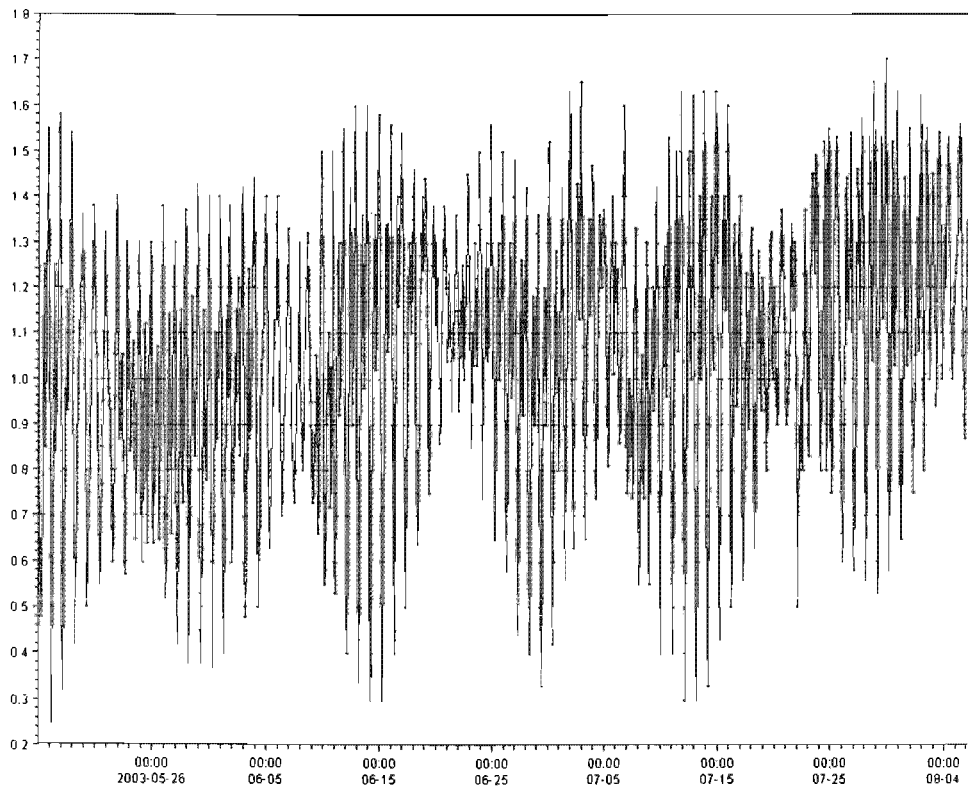


Figura 3. 50 Señal de marea, obtenida con Limnógrafo

Los resultados de dicho análisis armónico se muestran en la tabla 3.4, en la que se señalan 35 componentes armónicas de la marea astronómica y el nivel del mar en la zona de estudio. Cabe señalar que la precisión del método aplicado para el análisis armónico depende del tiempo de registro de los niveles del mar, así entre más largo sea el período de registro, es posible calcular más coeficientes de la curva real que representa el nivel del mar.

	Nombre	Aplitud	Fase		Nombre	Amplitud	Fase
1	Z0	1.0611	0	19	ETA2	0.0108	52.7
2	MM	0.0271	315	20	MO3	0.0091	261
3	MSF	0.0316	142	21	M3	0.0028	330
4	ALP1	0.0056	344	22	MK3	0.0045	78.3
5	2Q1	0.01	292	23	SK3	0.0066	19.3
6	Q1	0.0514	58.5	24	MN4	0.0033	60.2
7	O1	0.0958	95.6	25	M4	0.0011	343
8	NO1	0.0329	337	26	SN4	0.0058	241
9	K1	0.1826	107	27	MS4	0.003	213
10	J1	0.0166	80.4	28	S4	0.0045	359
11	OO1	0.0193	101	29	2MK5	0.004	91.9
12	UPS1	0.014	35.5	30	2SK5	0.0008	23.8
13	EPS2	0.0229	313	31	2MN6	0.0015	283
14	MU2	0.0043	88.5	32	M6	0.0011	21.3
15	N2	0.0828	291	33	2MS6	0.0035	30.1
16	M2	0.1124	354	34	2SM6	0.0009	95.3
17	L2	0.0217	122	35	3MK7	0.0022	326
18	S2	0.0945	329	36	M8	0.0008	247

Tabla 3. 4 Constantes armónicas calculadas con los niveles del mar medidos.

Las modelaciones matemáticas de la propagación de la onda de marea se realizaron para dos casos de las alternativas estudiadas: la primera, Puerto Santiago sin obras exteriores de protección (escolleras Norte y Sur) y la segunda con la presencia de dichas estructuras (alternativa 1 y 2), contemplando el mareograma mostrado en la figura 3.51, correspondiente al ciclo de marea del 11 de Junio del 2003 de las 02:00 hrs al 12 de Junio del 2003 a las 02:00 hrs, por considerarse como representativo de la marea en la zona de estudio.

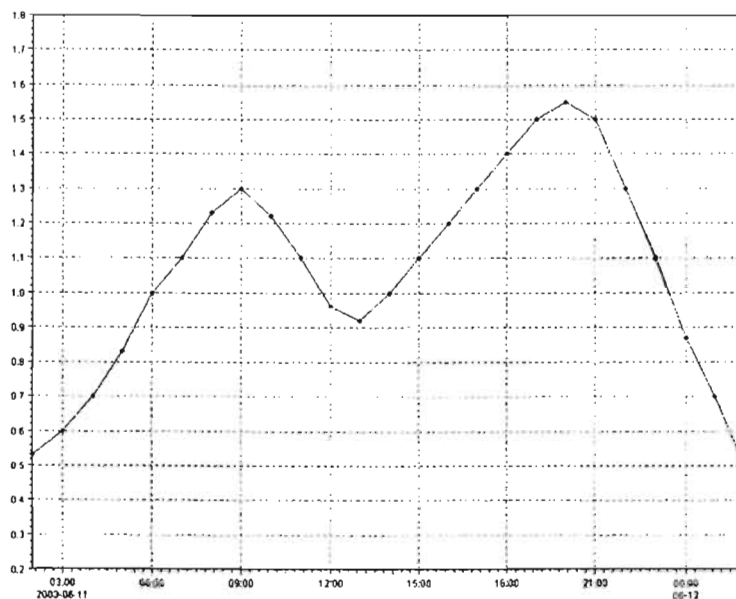


Figura 3.51 Mareograma para calibrar el modelo.

De los resultados obtenidos de la modelación numérica de las corrientes de marea, podemos distinguir 4 importantes fases en pleamar y bajamar, las cuales se presentaron a las 06:00 hrs, 12:00 hrs, 14:00 hrs y 24:00 hrs del 11 de Junio del 2003, considerando estas fases como las más descriptivas para el fenómeno estudiado.

De los patrones de circulación de las corrientes de marea mostrados en las figuras 3.51 – 3.62, podemos establecer los resultados que a continuación se describen de manera sucinta.

✓ Fase 1. 11 de Junio de 2003 06:00 (Pleamar)

Caso 1. En la bocana se observan velocidades mayores 0.25 m/s, con una circulación del flujo poco definida. En el primer vaso de la laguna la marea se amortiguó considerablemente, las velocidades máximas son del orden de 0.05 m/s y se presentan en las zonas donde se reduce el área hidráulica, en las orillas se observan velocidades muy bajas con estancamientos. En el estrechamiento de la laguna que forma los dos vasos, se presentan velocidades de hasta 0.12 m/s. En el segundo vaso la marea se amortigua demasiado, el flujo es muy reducido en las áreas

cercanas a la orilla, las velocidades presentadas en el área final del vaso son menores de 0.01 m/s.

Caso 2. En la bocana se observan velocidades de hasta 0.15 m/s, con un flujo bien establecido hasta la zona de la primera dársena, en donde sigue la trayectoria del canal de navegación. Las magnitudes de las velocidades de las corrientes en el primer vaso de la laguna, son del orden de 0.05 m/s en todo el canal de navegación, con un mejor flujo que el presentado en el primer caso, en las orillas las velocidades se mantienen en el orden de las observadas en el primer caso. En la transición de los vasos, las velocidades máximas observadas son menores que en el primer caso analizado y con un mejor flujo, siendo estas del orden de 0.08 m/s. El comportamiento del flujo en el segundo vaso es un poco mejor al presentado en la primera condición, las velocidades observadas oscilan entre 0.02 y 0.03 m/s, salvo en las orillas, donde se presentan velocidades del orden de 0.01 m/s.

✓ Fase 2. 11 de Junio de 2003 12:00 (Bajamar)

Caso 1. En la zona de la bocana el flujo se presenta mejor definido que en la fase anterior, las velocidades observadas son del orden de 0.22 m/s. Las velocidades observadas en el canal de navegación son del orden de 0.04 m/s, con una mejor circulación hacia la salida. Las velocidades en el estrechamiento de la laguna llegan a ser de 0.10 m/s, hacia la salida. La circulación de la marea en la parte final de la laguna es menor que en la fase anterior, pero manteniendo velocidades similares

Caso 2. En el canal de acceso se observan velocidades de 0.12 m/s, siendo estas menores que en el la fase anterior. Las velocidades de las corrientes en el primer vaso de la Laguna de Juluapan son muy similares a las observadas en el primer caso. La velocidad máxima presentada en el estrechamiento de la laguna es del orden del 0.08 m/s. El comportamiento del flujo en la parte final de la laguna se mantiene bien definido, las velocidades continúan en el orden de 0.01 m/s, con mayor movimiento que en el primer caso.

✓ Fase 3. 11 de Junio de 2003 14:00 (Pleamar)

Caso 1. En esta fase las velocidades en la bocana son menores que en la fase anterior de pleamar, el flujo se presenta mejor definido con velocidades de hasta 0.20 m/s. Las velocidades presentadas en el centro del primer vaso llegan a ser de 0.03 m/s, mientras que en las orillas no hay movimiento. En el estrechamiento de los vasos en el interior de la laguna, se presentan velocidades de hasta 0.09 m/s. En la parte final de la laguna la marea se amortigua mucho, hay muy poco flujo en casi todo el segundo vaso, las velocidades observadas son menores de 0.01 m/s, en las áreas finales y orillas del vaso se presentan estancamientos.

Caso 2. En la bocana y canal de acceso se observan velocidades máximas de hasta 0.10 m/s. Las velocidades presentadas en el primer vaso de la laguna son similares a las observadas en el caso 1, pero con una mejor circulación del agua. La velocidad máxima presentada en el estrechamiento de la laguna es del orden del 0.07 m/s. El comportamiento del flujo al final de la laguna es un poco mejor al presentado en la primera condición, manteniéndose los estancamientos en la parte final y orillas, las velocidades observadas son similares a las que se presentan en el primer caso.

✓ Fase 4. 11 de Junio de 2003 23:00 (Bajamar)

Caso 1. En esta fase se observan las máximas velocidades de todo el ciclo de marea, llegando a ser superiores de 0.35 m/s en la boca de intercomunicación de la laguna con el mar, el flujo esta bien definido a la salida de la laguna. Hay buena circulación del agua en casi toda el área del primer vaso, las velocidades máximas observadas son del orden de 0.06 m/s. En el estrechamiento de la laguna las velocidades llegan a ser de 0.16 m/s con circulación del agua aceptable. En el segundo vaso La marea se amortigua bastante, las velocidades máximas observadas se presentan cerca del estrechamiento de la laguna con una magnitud del orden de 0.05 m/s, el flujo en las áreas finales del vaso es aceptable.

Caso 2. Las velocidades máximas observadas en la zona entre las dos escolleras es del orden de 0.20 m/s, con un flujo muy bien definido. Las velocidades de las corrientes en el primer vaso son muy similares a las observadas en el primer caso analizado, pero con una mejor circulación del flujo hacia la salida. La velocidad presentada en el estrechamiento de los vasos es menor que la presentada en el caso 1, la circulación del agua tiene el flujo mejor definido que en el caso 1. En la parte final de Puerto Santiago la circulación del agua es aceptable, presentando un mejor flujo que en el primer caso estudiado, con velocidades que oscilan entre 0.02 y 0.03 m/s.

De lo anterior, podemos establecer en general que las máximas velocidades se presentaron en las proximidades a la boca de la laguna y en el estrechamiento de los dos vasos, esto debido a la disminución del área hidráulica, lográndose condiciones hidrodinámicas aceptables durante todas las fases de la marea. Al centro de la laguna se presentan buenas condiciones hidrodinámicas, las velocidades aquí se reducen considerablemente debido al amortiguamiento de la marea. La parte final de la laguna, presenta bajas velocidades en casi todo el ciclo, pero tiene una circulación del agua aceptable para que el intercambio de volúmenes de agua por efecto de la marea se de en forma efectiva. Las corrientes en las pleamares y las bajamares, presentaron las mínimas velocidades en toda la laguna.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

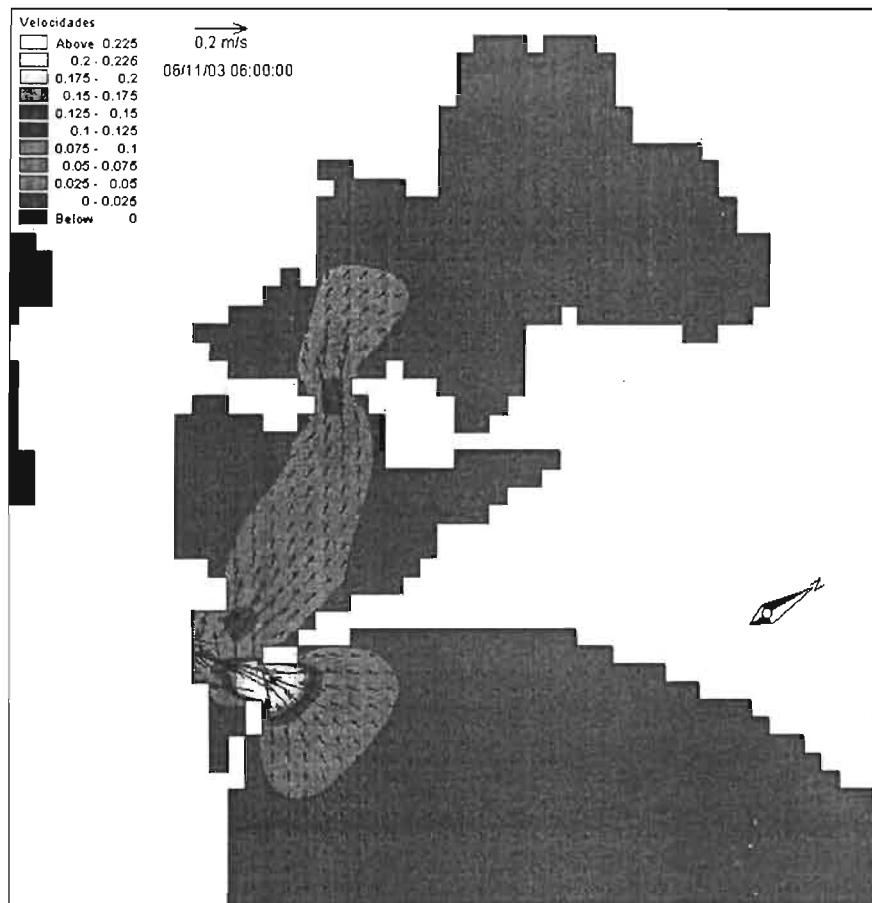


Figura 3. 52 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, sin la presencia de las escolleras Norte y Sur, en fase de ascenso a las 06:00 hrs.

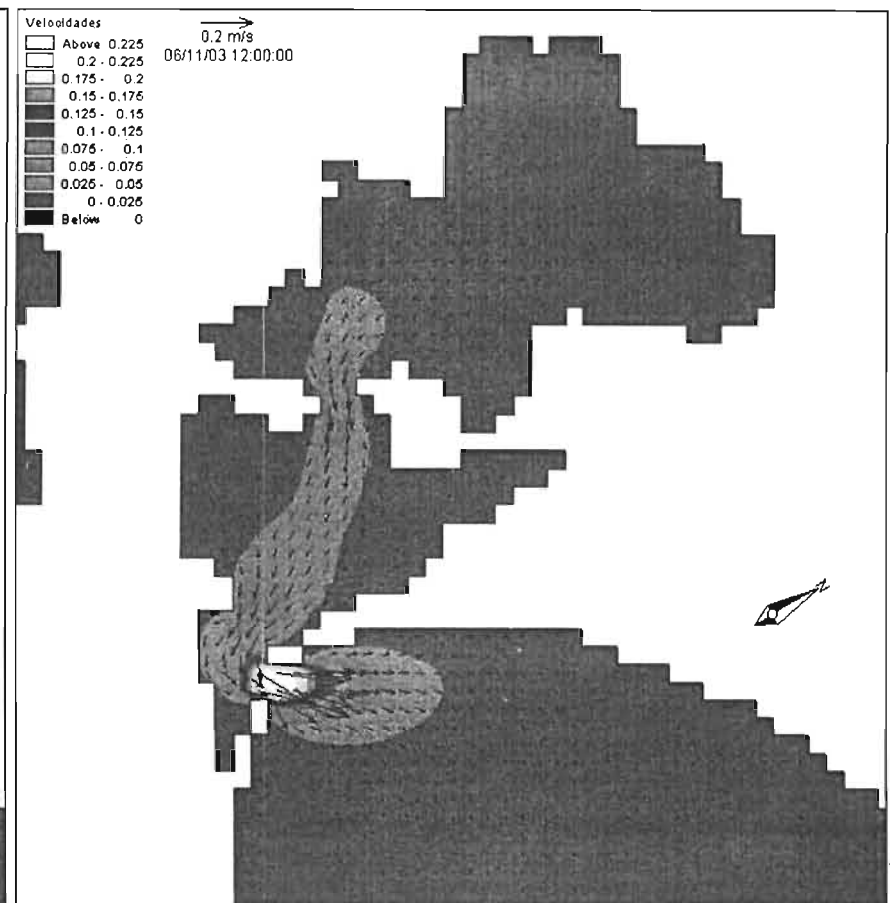


Figura 3. 53 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, sin la presencia de las escolleras Norte y Sur, en fase de descenso a las 12:00 hrs.

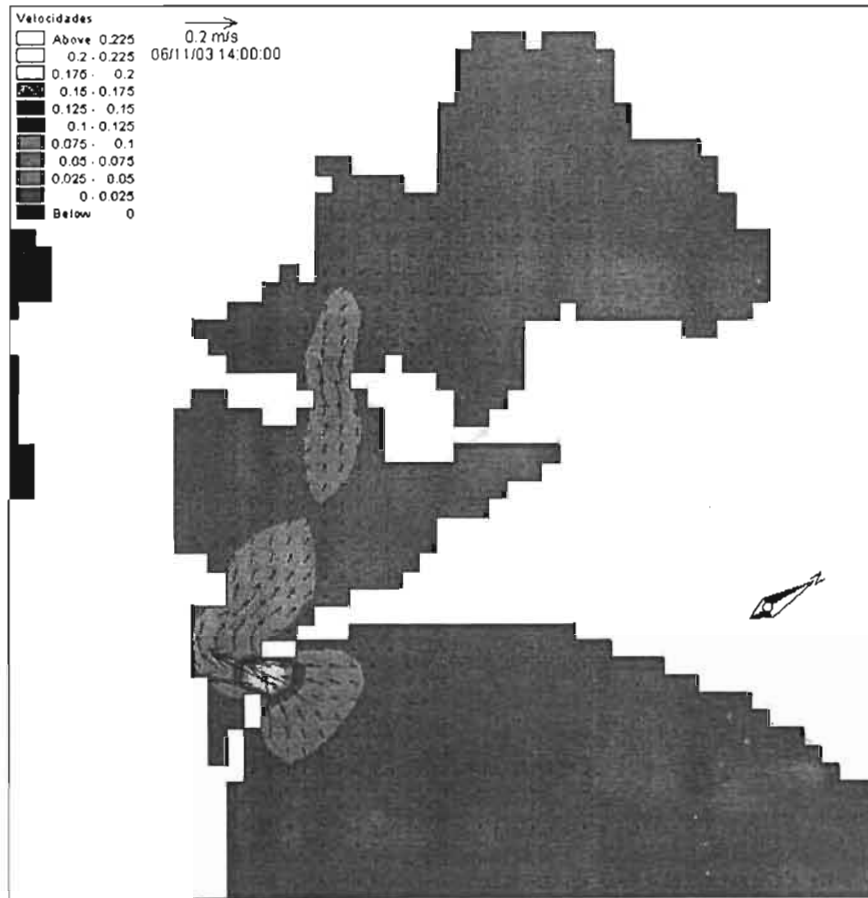


Figura 3. 54 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, sin la presencia de las escolleras Norte y Sur, en fase de ascenso a las 14:00 hrs.

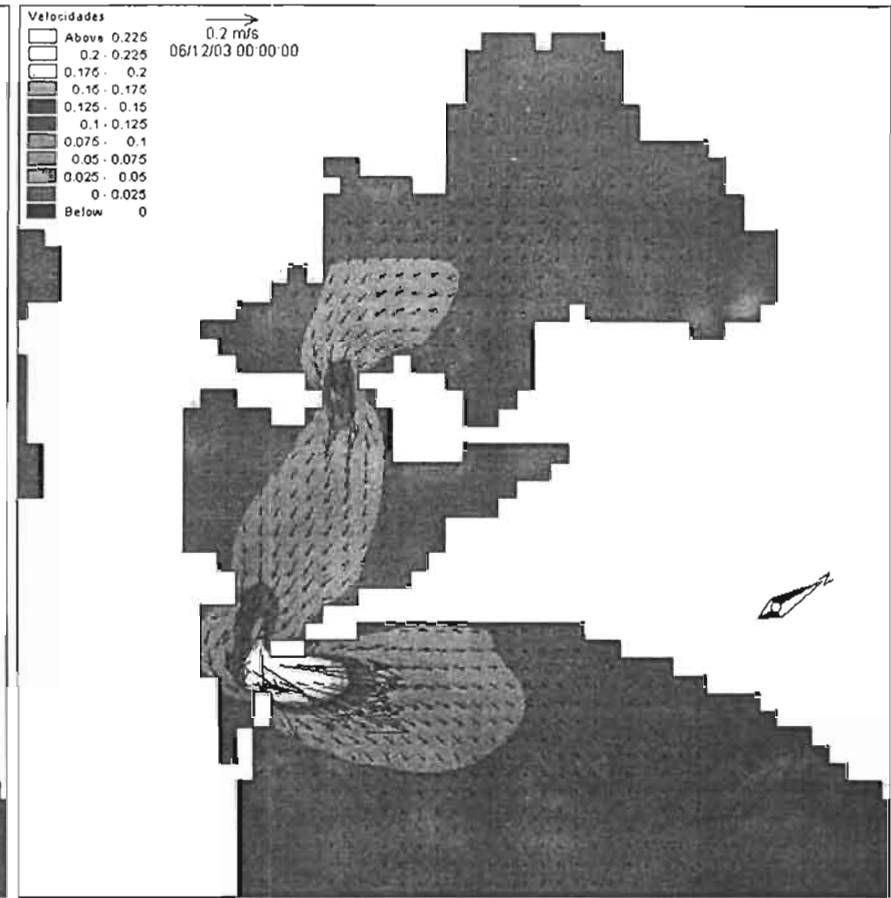


Figura 3. 55 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, sin la presencia de las escolleras Norte y Sur, en fase de descenso a las 24:00 hrs.

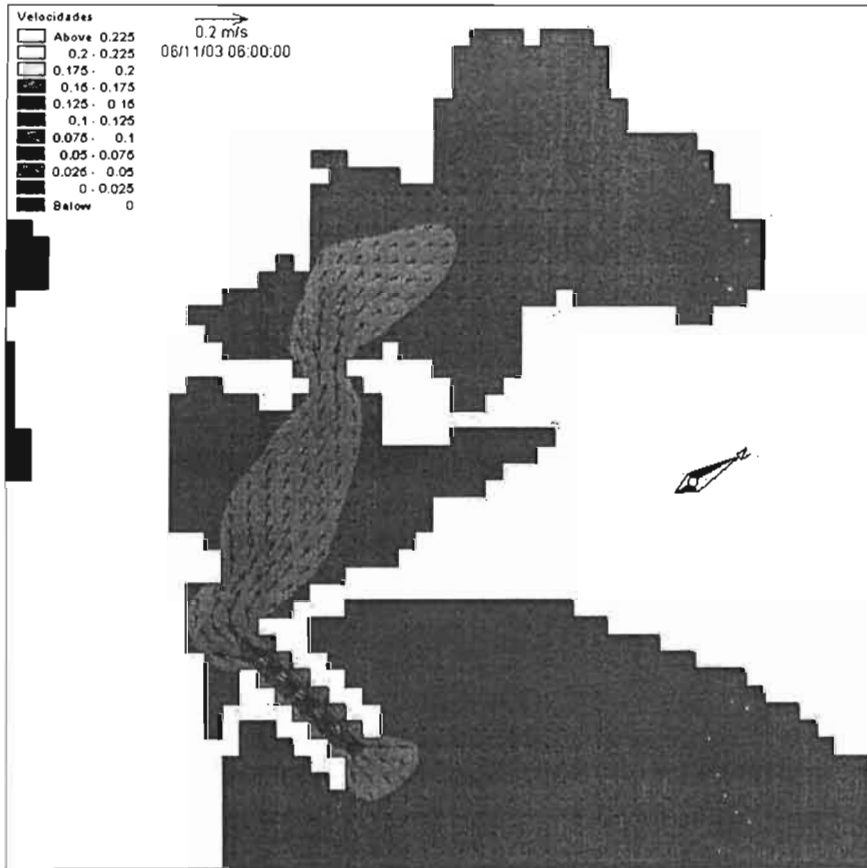


Figura 3. 56 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, con la presencia de las escolleras, en fase de ascenso a las 06:00 hrs.

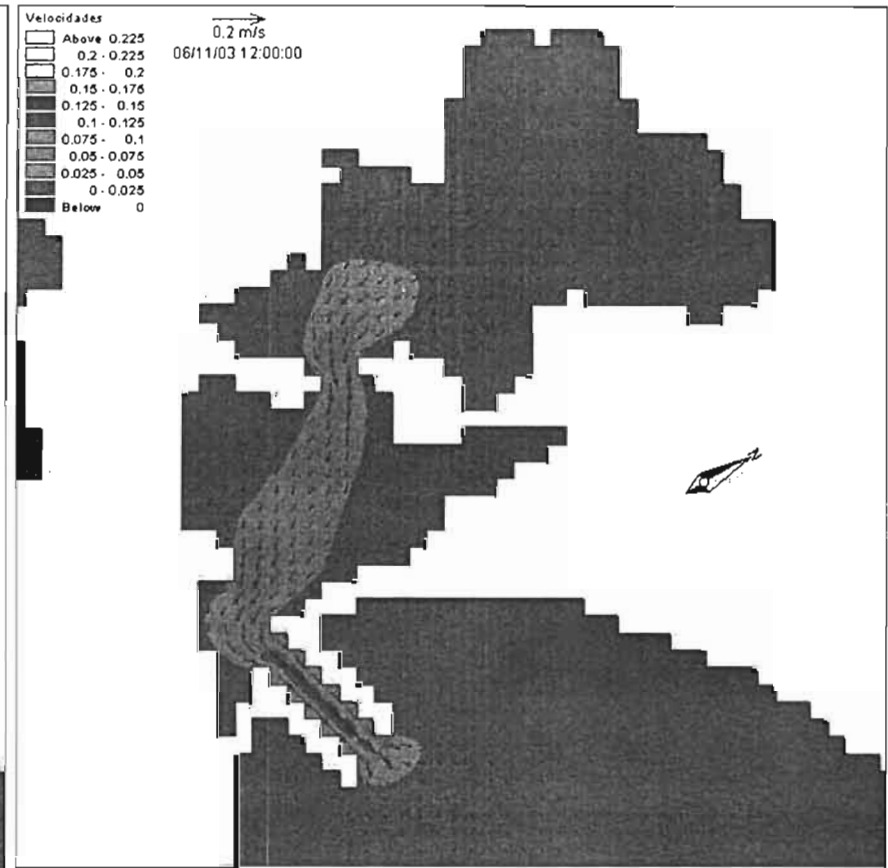


Figura 3. 57 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, con la presencia de las escolleras, en fase de descenso a las 12:00 hrs.

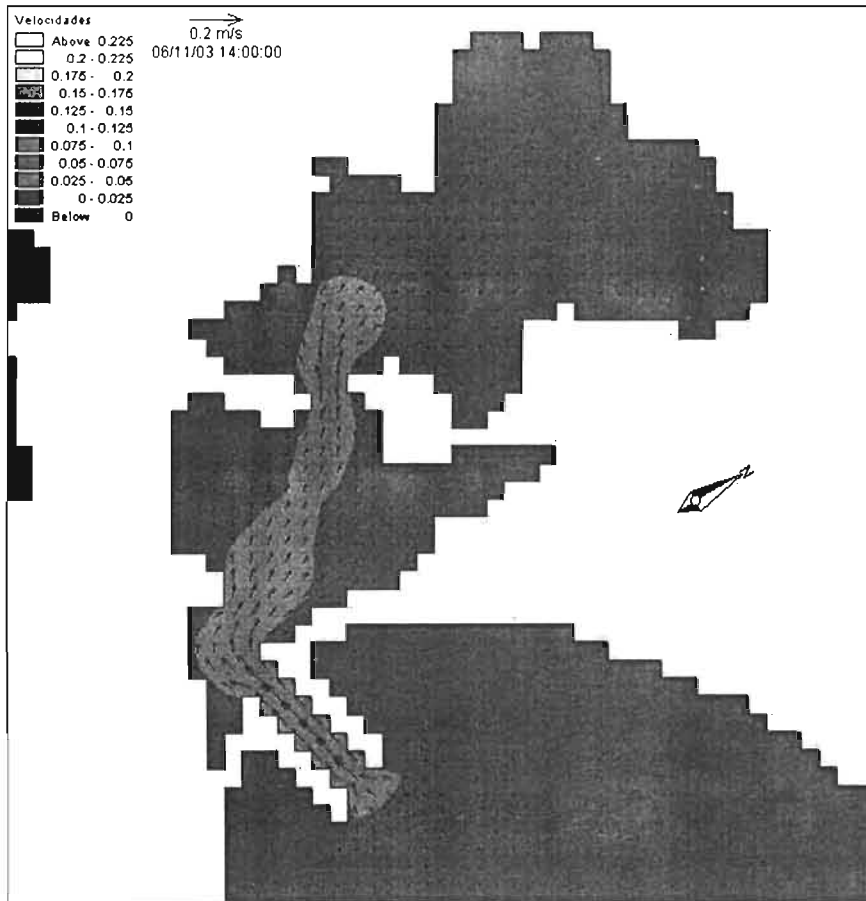


Figura 3. 58 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, con la presencia de las escolleras, en fase de ascenso a las 14:00 hrs.

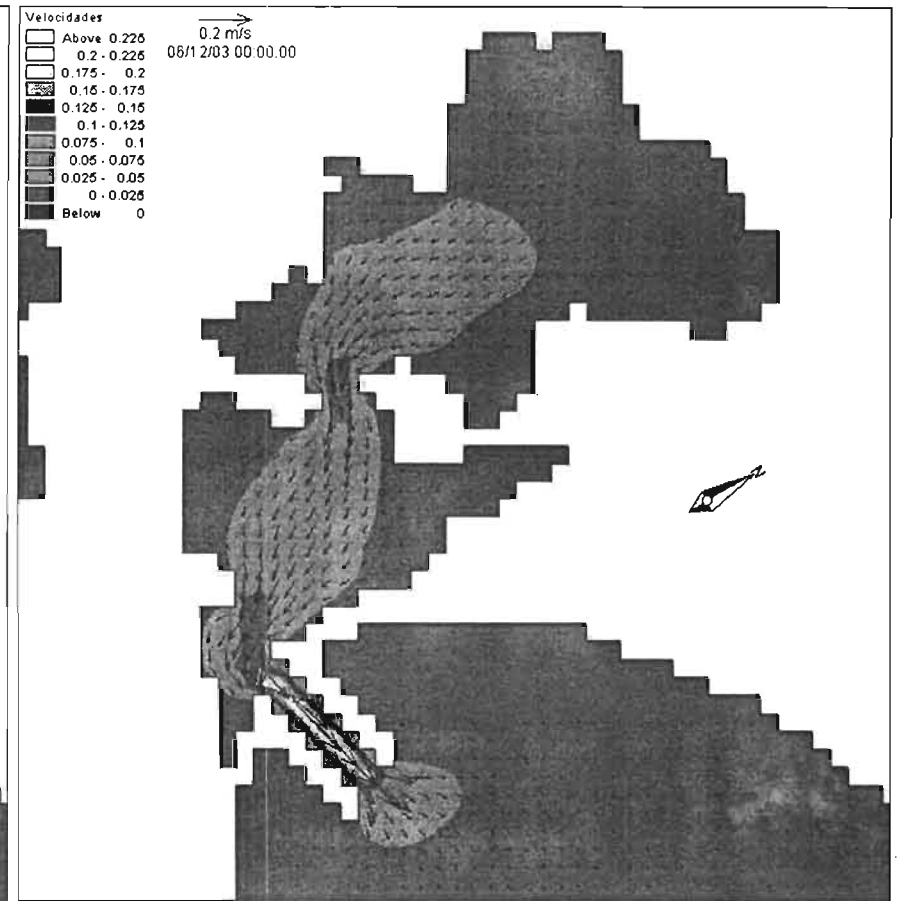


Figura 3. 59 Patrón de corrientes de marea en la Bahía de Santiago, con la presencia de las escolleras, en fase de descenso a las 24:00 hrs.

III.2 Estudio sedimentológico.

La determinación del transporte litoral seguirá presentando serias dificultades por el hecho de que una evaluación correcta a lo largo de un cierto período significará la medición completa de los oleajes que actúan en ese tiempo tanto en su amplitud, período, como ángulo de incidencia, sin embargo, lo anterior casi nunca será posible por lo costoso de tales mediciones y lo laborioso de su interpretación, lo que hace que se tenga que recurrir a otros procedimientos para poder determinar los volúmenes de arena transportados por el oleaje.

Dado que la mayoría de las mediciones del oleaje se determinan mediante intervalos cortos, que posteriormente permiten obtener los llamados oleajes significantes a lo largo de un cierto tiempo o bien determinar los porcentajes de acción de oleajes comprendidos entre ciertos rangos, es posible obtener mediante una indicación adecuada de las incidencias de los oleajes, los volúmenes aproximados del movimiento de arena.

III.2.1 Transporte litoral.

La modelación matemática del transporte litoral se llevó a cabo con el método de Bijker's, mediante la operación del modelo matemático Non-Cohesive Sediment Transport del modelo MIKE 21 del DHI.

MIKE 21 ST es el módulo del transporte de sedimentos del sistema de modelación MIKE 21 para la evaluación de los valores del transporte de sedimentos y los valores iniciales del cambio del nivel del fondo de los sedimentos no cohesivos (arena), debido a las corrientes o a la combinación de oleajes y corrientes. De aquí, los resultados provistos por MIKE 21 ST pueden ser usados para identificar las áreas potenciales de erosión o deposición.

MIKE 21 ST, calcula el transporte de sedimentos sobre una malla rectangular cubriendo el área de interés, sobre las bases de los datos hidrodinámicos obtenidos de la simulación con MIKE 21 HD y eventualmente los parámetros del oleaje calculados por MIKE 21 PMS, junto con la información a cerca de las características del material del fondo.

De acuerdo con Bijker, el volumen total de sedimentos q_t es calculado como la suma del volumen transportado por el fondo y el volumen suspendido.

$$q_t = q_b + q_s = q_b(1 + 1.83Q) \quad (3.24)$$

Donde:

$$Q = \left[I_1 \ln \left(\frac{33h}{r} \right) + I_2 \right] \quad (3.25)$$

- h Profundidad del agua.
 r Rugosidad del lecho.
 I_1 y I_2 Integrales de Einstein, las cuales pueden ser evaluadas numéricamente con $A = r/h$ y z^*

$$z^* = \frac{w}{\kappa U_{f,wc}} \quad (3.26)$$

- w Velocidad de caída del sedimento suspendido.
 K Constante de von Karman.
 $U_{f,wc}$ Velocidad cortante en función del oleaje y corrientes, definida como:

$$U_{f,wc} = U_{f,c} \sqrt{1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{\hat{a}_b}{V} \right)^2} = \frac{\sqrt{gV}}{C} \sqrt{1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{\hat{a}_b}{V} \right)^2} \quad (3.27)$$

$$C = 181 \log \left(\frac{12h}{r} \right) \quad (3.28)$$

- U_{fc} Término para evaluar la velocidad cortante.
 V Velocidad de la corriente promediada en la profundidad.
 \hat{U}_b Amplitud del desplazamiento horizontal de la velocidad orbital de las partículas en la rompiente.

$$\xi = C \sqrt{\frac{f_w}{2g}} \quad (3.29)$$

$$f_w = \exp \left[-5.977 + 5.213 \left(\frac{a_b}{r} \right)^{-0.194} \right] \quad \text{si} \quad 1.47 < \frac{a_b}{r} < 3000 \quad (3.30)$$

$$f_w = 0.32 \quad \text{si} \quad \frac{a_b}{r} \leq 1.47 \quad (3.31)$$

$$a_b = \frac{\hat{a}_b T}{2\pi} \quad (3.32)$$

- a_b y \hat{a}_b Son evaluados usando la teoría lineal del oleaje.

Los volúmenes de sedimentos suspendidos y los transportados por el fondo, son calculados de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$q_b = B d_{50} U_{f,c} \exp \left(-\frac{0.27 \Delta d_{50} g}{\mu U_{f,wc}^2} \right) \quad (3.33)$$

Donde:

- B Coeficiente experimental de la fórmula.
 Δ Densidad relativa de los sedimentos.
 μ "Factor ripple".

$$\Delta = s - 1 = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \quad (3.34)$$

$$\mu = \left(\frac{C}{C'} \right)^{3/2} \quad (3.35)$$

ρ_s Densidad del sedimento.
 ρ Densidad del agua.

$$C' = 18 \log \left(\frac{12h}{d_{90}} \right) \quad (3.36)$$

La simulación numérica del transporte litoral se efectuó mediante seis corridas, correspondientes a cada dirección de oleaje, utilizando la malla de cálculo y los datos obtenidos de la refracción, así como de las corrientes litorales.

Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 3.48 – 3.53, en las que se presentan el patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos, representado por vectores.

Los resultados en general indican que en la Bahía de Santiago, el transporte litoral varía en sentido e intensidad a lo largo de su costa, permitiendo relacionarlos con el comportamiento de las corrientes litorales, de tal forma que las direcciones inferidas para el transporte de sedimentos corresponden a las mismas direcciones que para las corrientes litorales en cuanto a frecuencia, intensidad y estacionalidad.

Para conocer la estimación del transporte litoral en la zona de estudio, en la tabla 3.5 se muestra el volumen anual del movimiento de sedimentos, calculado para cada dirección de aproximación del oleaje basándose en su porcentaje de acción, de acuerdo a las secciones señaladas en la figura 3.47.

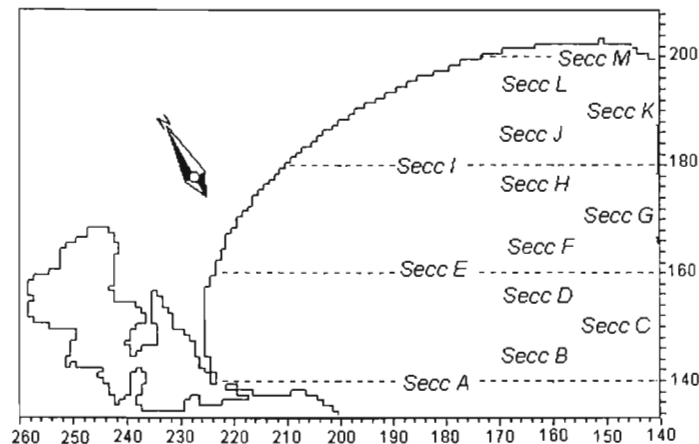


Figura 3. 60 Secciones de transporte litoral.

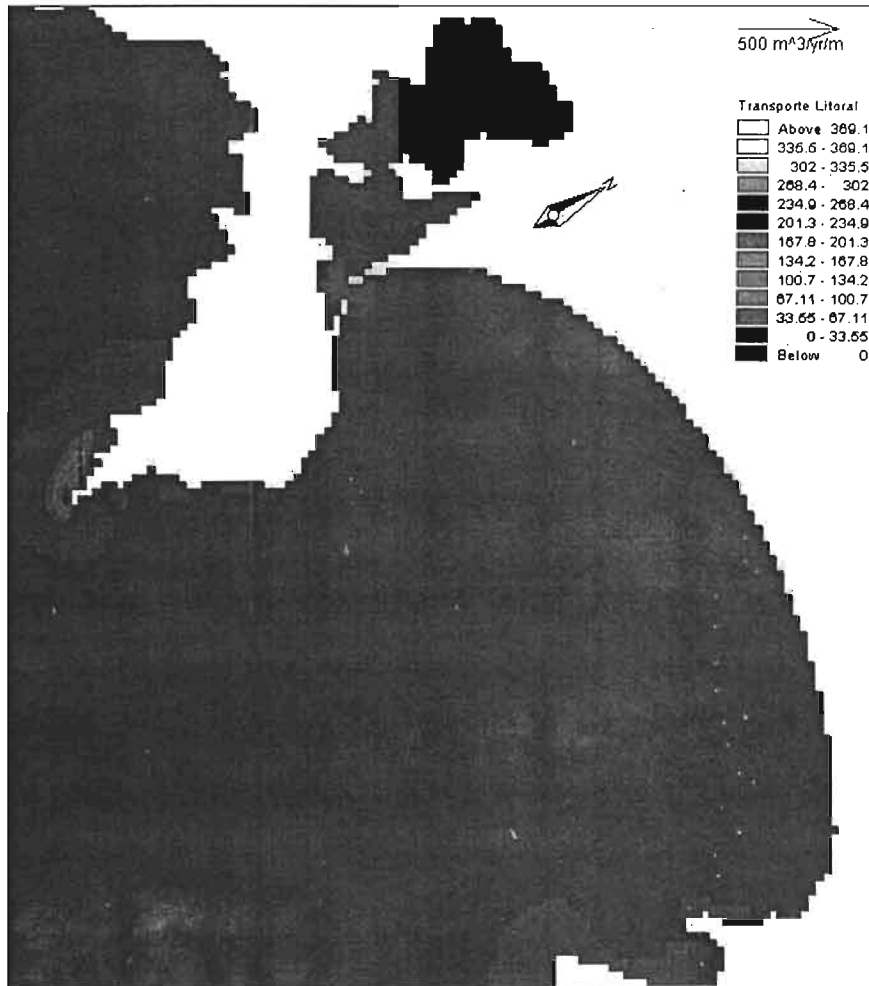


Figura 3. 61 Patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos para la dirección W.

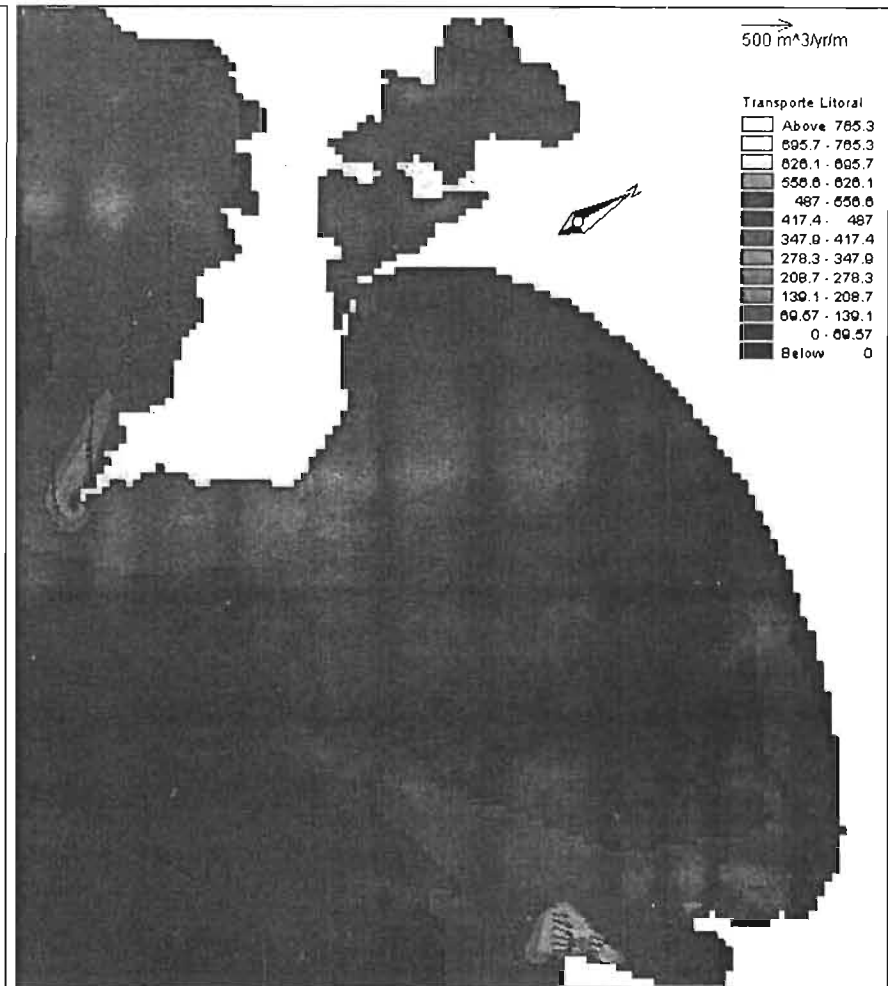


Figura 3. 62 Patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos para la dirección S60°W.

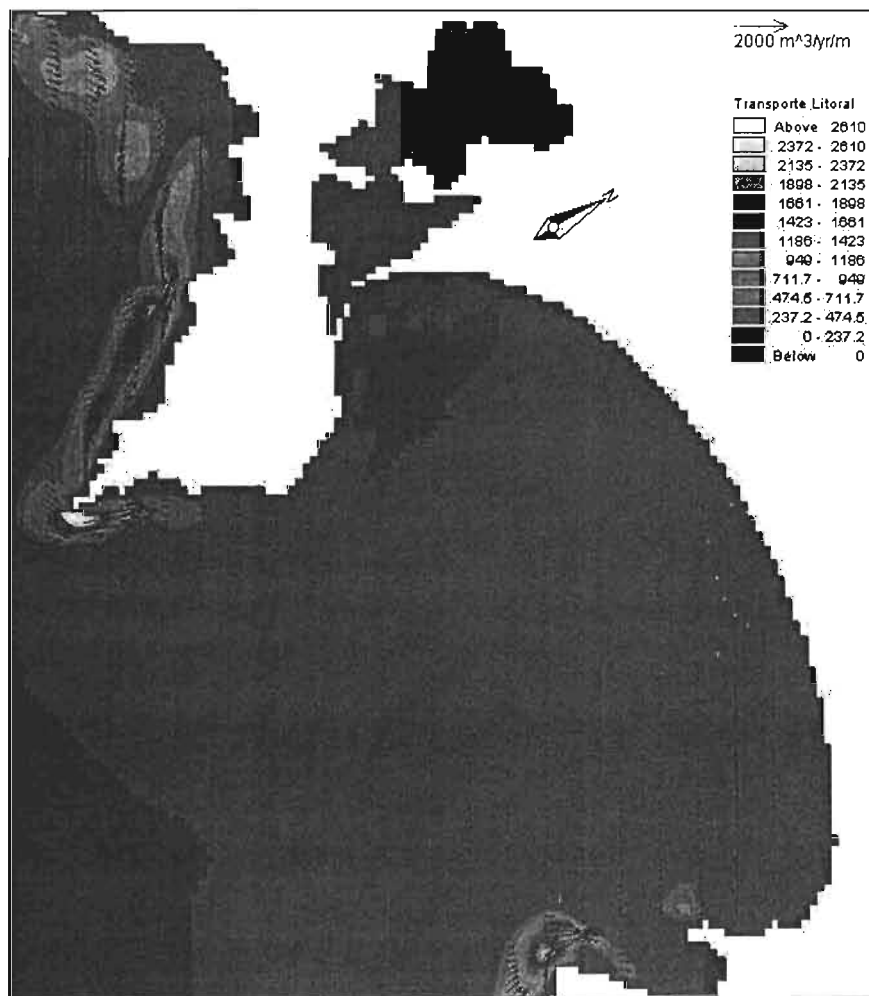


Figura 3. 63 Patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos para la dirección S30°W.

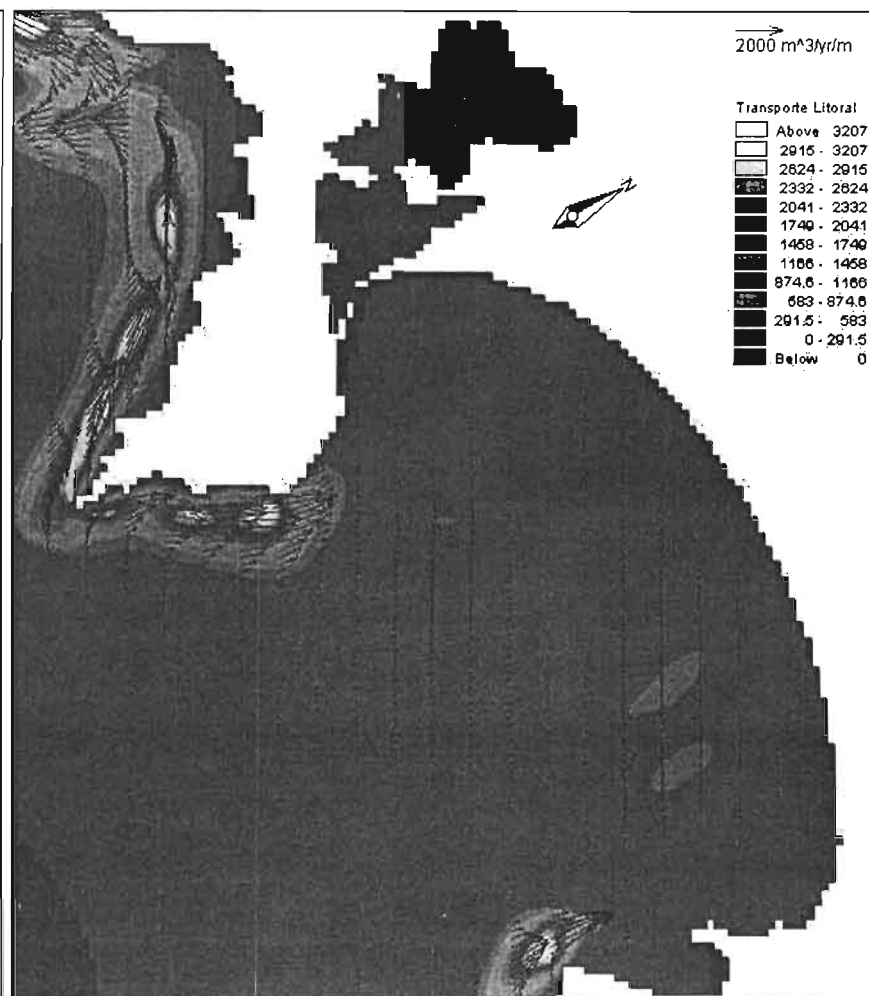


Figura 3. 64 Patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos para la dirección S.

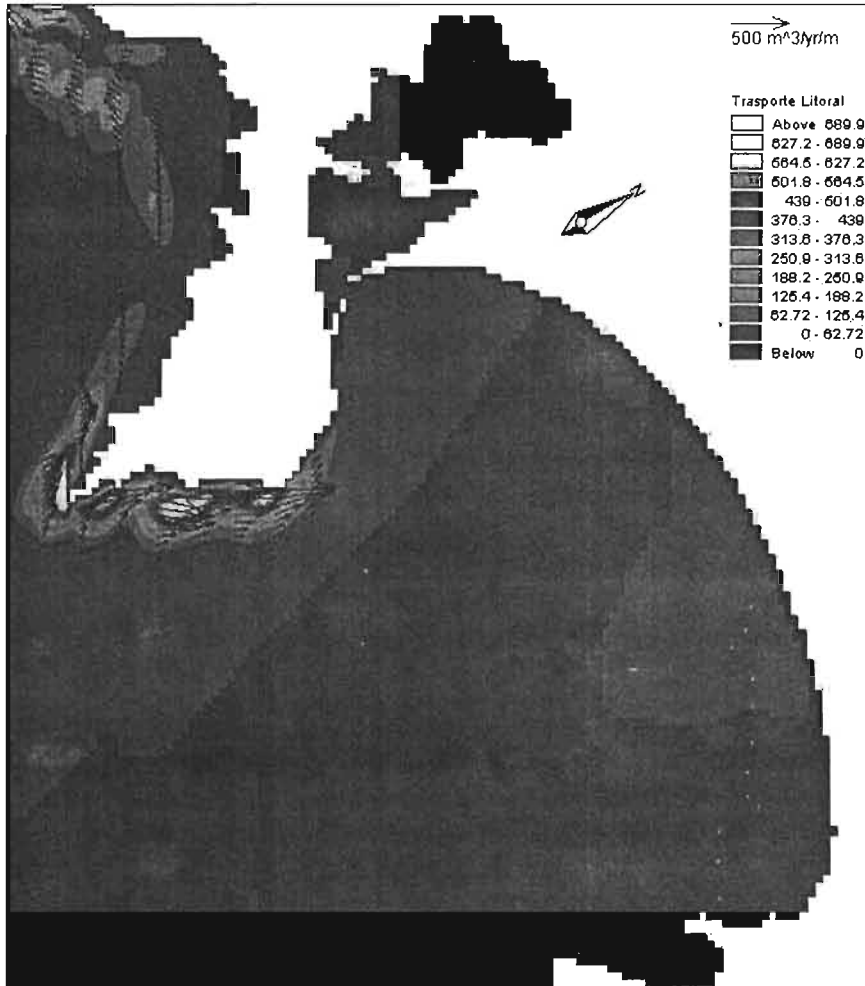


Figura 3. 65 Patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos para la dirección S30°E.

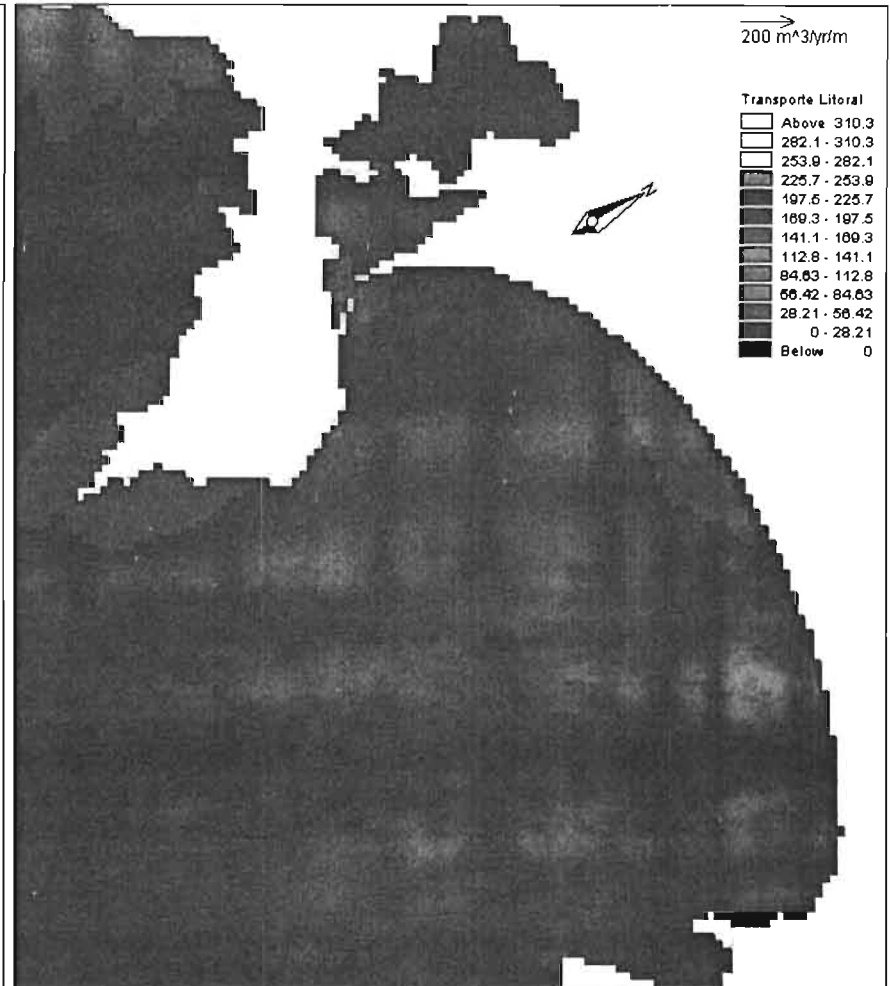


Figura 3. 66 Patrón de movimientos planares del transporte de sedimentos para la dirección S60°E.

Transporte Litoral (m ³ /Año)												
DIRECCIÓN	ALTURA DE OLA	PERIODO	PORCENTAJE DE ACCIÓN	TIEMPO DE ACCIÓN ANUAL (DÍAS)	BAHÍA DE SANTIAGO							
					LAGUNA DE JULUAPAN			A	B	C	D	E
S 60° E	1.836 m	8.01 s	11.70%	42.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.03
S 30° E	2.052 m	8.65 s	11.63%	42.45	17,005.00	1,542.01	870.22	541.62	252.17	0.07	0.23	
S	2.234 m	8.28 s	12.91%	47.12	6,100.13	-6,656.88	-6,225.80	-13,289.52	-12,879.21	-3,434.36	-27,116.46	
S 30° W	1.902 m	7.74 s	10.04%	36.65	1,842.84	2,333.68	3,439.43	4,272.83	4,713.39	7,254.01	-118.29	
S 60° W	1.517 m	7.32 s	21.22%	77.45	-0.86	5.91	14.65	53.05	459.69	6,550.70	1,169.05	
W	1.49 m	6.74 s	32.50%	118.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	0.00	

DIRECCIÓN	ALTURA DE OLA	PERIODO	PORCENTAJE DE ACCIÓN	TIEMPO DE ACCIÓN ANUAL (DÍAS)	BAHÍA DE SANTIAGO							
					PLAYA MIRAMAR			H	I	J	K	L
S 60° E	1.836 m	8.01 s	11.70%	42.71	-5.72	-12.18	-20.49	0.41	0.00	0.00		
S 30° E	2.052 m	8.65 s	11.63%	42.45	-0.43	65.45	75.15	-99.63	20.43	0.71		
S	2.234 m	8.28 s	12.91%	47.12	-42,576.34	-71,148.19	-18,020.65	5,650.61	4,818.91	2,601.22		
S 30° W	1.902 m	7.74 s	10.04%	36.65	-3,157.93	-5,037.92	-5,151.51	-3,973.37	-918.27	91.44		
S 60° W	1.517 m	7.32 s	21.22%	77.45	1,024.04	4,423.25	9,295.56	423.30	215.97	2.94		
W	1.49 m	6.74 s	32.50%	118.63	0.00	0.00	10.63	0.24	0.00	0.00		

Tabla 3. 5 Transporte litoral.⁷

⁷ Signo (+) representa una dirección de Noreste a Suroeste
Signo (-) representa una dirección de Suroeste a Noreste

III.2.2 Azolvamiento en el canal de acceso.

La modelación matemática para el azolvamiento del canal de acceso, se realizó mediante un programa escrito en lenguaje Fortran desarrollado por el Dr. Shoji Sato, el cual está basado en la teoría de Bijker's para sedimentación en canales de navegación.

La figura 3.54 muestra el canal de navegación dividido en 9 celdas de cálculo de 50 x 50 m que van desde el Km 0+000 hasta el Km 0+450, siendo esta la longitud del canal propensa al azolve.



Figura 3. 67 Malla de cálculo para azolvamiento del canal de acceso

Las condiciones utilizadas en la modelación matemática del azolvamiento del canal de acceso fueron consideradas para condiciones de dragado del interior de la laguna sin la presencia de las estructuras exteriores y en condiciones de dragado del interior de la laguna con la presencia de las escolleras Norte y Sur, a partir de las modelaciones matemáticas de refracción normal del oleaje para cada dirección, así como de las corrientes litorales y de marea, de las cuales se obtuvieron para cada celda de la malla, alturas de ola refractada, componentes de las velocidades, y la sobreelavación del agua, respectivamente. Las características del canal de acceso, corresponden con lo señalado en el Capítulo I.2

Los resultados obtenidos de la modelación, se calibraron de acuerdo con los datos correspondientes al transporte litoral dentro de la bahía; esto para determinar el volumen del dragado de mantenimiento dentro del canal de acceso.

Las tablas 3.6 y 3.11 muestran los volúmenes de azolvamiento anual por celda del canal sin la presencia de las escolleras y con la presencia de éstas, por

dirección de oleaje, mientras en las tablas 3.7 – 3.10, y 3.12 – 3.15 se presentan dichos volúmenes por celda para cada una de las estaciones del año.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN						TOTAL (m ³ /año)
	S60°E (m ³ /año)	S30°E (m ³ /año)	S (m ³ /año)	S60°W (m ³ /año)	S30°W (m ³ /año)	W (m ³ /año)	
1	275.03	273.40	303.51	235.97	498.80	764.07	2350.78
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	137.52	136.70	151.76	117.99	249.40	382.03	1175.39
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	137.52	136.70	151.76	117.99	249.40	382.03	1175.39
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	275.03	410.11	0.00	235.97	498.80	1146.10	2566.01
8	275.03	0.00	0.00	0.00	0.00	382.03	657.06
9	687.58	0.00	607.02	235.97	1247.00	1146.10	3923.67
Volumen total:							11848.30

Tabla 3. 6 Volumen anual de azolvamiento en el canal de acceso sin la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Primavera						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	40.69	44.75	38.24	58.59	175.76	275.84	633.87
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	20.34	22.38	19.12	29.29	87.88	137.92	316.94
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	20.34	22.38	19.12	29.29	87.88	137.92	316.94
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	40.69	67.13	0.00	58.59	175.76	413.77	755.93
8	40.69	0.00	0.00	0.00	0.00	137.92	178.61
9	101.71	0.00	76.49	58.59	439.40	413.77	1089.95
Volumen total:							3292.23

Tabla 3. 7 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Primavera, sin la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Verano						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	102.53	107.41	149.72	77.30	113.92	146.47	697.34
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	51.26	53.70	74.86	38.65	56.96	73.23	348.67
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	51.26	53.70	74.86	38.65	56.96	73.23	348.67
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	102.53	161.11	0.00	77.30	113.92	219.70	674.56
8	102.53	0.00	0.00	0.00	0.00	73.23	175.76
9	256.32	0.00	299.44	77.30	284.80	219.70	1137.55
Volumen total:							3382.55

Tabla 3. 8 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Verano, sin la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Otoño						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	102.53	102.53	103.34	78.93	134.26	176.57	698.16
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	51.26	51.26	51.67	39.46	67.13	88.29	349.08
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	51.26	51.26	51.67	39.46	67.13	88.29	349.08
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	102.53	153.79	0.00	78.93	134.26	264.86	734.37
8	102.53	0.00	0.00	0.00	0.00	88.29	190.81
9	256.32	0.00	206.68	78.93	335.65	264.86	1142.44
Volumen total:							3463.93

Tabla 3. 9 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Otoño, sin la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Invierno						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	29.29	18.72	12.21	21.16	74.86	165.18	321.41
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	14.65	9.36	6.10	10.58	37.43	82.59	160.71
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	14.65	9.36	6.10	10.58	37.43	82.59	160.71
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	29.29	28.07	0.00	21.16	74.86	247.77	401.15
8	29.29	0.00	0.00	0.00	0.00	82.59	111.88
9	73.23	0.00	24.41	21.16	187.15	247.77	553.72
Volumen total:							1709.59

Tabla 3. 10 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Invierno, sin la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN						TOTAL (m ³ /año)
	S60°E (m ³ /año)	S30°E (m ³ /año)	S (m ³ /año)	S60°W (m ³ /año)	S30°W (m ³ /año)	W (m ³ /año)	
1	135.06	134.26	149.05	115.88	244.95	375.22	1154.42
2	135.06	134.26	149.05	115.88	0.00	0.00	534.26
3	135.06	134.26	149.05	115.88	244.95	375.22	1154.42
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	135.06	134.26	149.05	115.88	244.95	375.22	1154.42
6	0.00	0.00	0.00	0.00	244.95	0.00	244.95
7	135.06	134.26	149.05	115.88	244.95	375.22	1154.42
8	135.06	134.26	298.10	231.76	244.95	375.22	1419.35
9	135.06	0.00	0.00	0.00	244.95	375.22	755.23
Volumen total:							7571.49

Tabla 3. 11 Volumen anual de azolvamiento en el canal de acceso, con la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Primavera						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	31.83	35.02	29.92	45.84	137.52	215.83	495.96
2	0.00	35.02	29.92	45.84	0.00	0.00	110.78
3	31.83	35.02	29.92	0.00	137.52	215.83	450.12
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	31.83	35.02	29.92	45.84	137.52	215.83	495.96
6	0.00	0.00	0.00	45.84	137.52	0.00	183.36
7	31.83	35.02	29.92	45.84	137.52	215.83	495.96
8	31.83	35.02	59.85	91.68	137.52	215.83	571.72
9	31.83	0.00	0.00	0.00	137.52	215.83	385.18
Volumen total:							3189.05

Tabla 3. 12 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Primavera, con la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Verano						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	80.22	84.04	117.15	60.48	89.13	114.60	545.62
2	0.00	84.04	117.15	60.48	0.00	0.00	261.67
3	80.22	84.04	117.15	0.00	89.13	114.60	485.14
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	80.22	84.04	117.15	60.48	89.13	114.60	545.62
6	0.00	0.00	0.00	60.48	89.13	0.00	149.62
7	80.22	84.04	117.15	60.48	89.13	114.60	545.62
8	80.22	84.04	234.29	120.97	89.13	114.60	723.25
9	80.22	0.00	0.00	0.00	89.13	114.60	283.95
Volumen total:							3540.48

Tabla 3. 13 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Verano, con la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Otoño						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	80.22	80.22	80.86	61.76	105.05	138.16	546.26
2	0.00	80.22	80.86	61.76	0.00	0.00	222.83
3	80.22	80.22	80.86	0.00	105.05	138.16	484.50
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	80.22	80.22	80.86	61.76	105.05	138.16	546.26
6	0.00	0.00	0.00	61.76	105.05	0.00	166.81
7	80.22	80.22	80.86	61.76	105.05	138.16	546.26
8	80.22	80.22	161.71	123.51	105.05	138.16	688.87
9	80.22	0.00	0.00	0.00	105.05	138.16	323.42
Volumen total:							3525.20

Tabla 3. 14 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Otoño, con la presencia de las escolleras.

CELDA	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN Estación: Invierno						TOTAL (m ³)
	S60°E (m ³)	S30°E (m ³)	S (m ³)	S60°W (m ³)	S30°W (m ³)	W (m ³)	
1	22.92	14.64	9.55	16.55	58.57	129.24	251.48
2	0.00	14.64	9.55	16.55	0.00	0.00	40.75
3	22.92	14.64	9.55	0.00	58.57	129.24	234.93
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	22.92	14.64	9.55	16.55	58.57	129.24	251.48
6	0.00	0.00	0.00	16.55	58.57	0.00	75.13
7	22.92	14.64	9.55	16.55	58.57	129.24	251.48
8	22.92	14.64	19.10	33.11	58.57	129.24	277.59
9	22.92	0.00	0.00	0.00	58.57	129.24	210.74
Volumen total:							1593.57

Tabla 3.15 Volumen de azolvamiento en el canal de acceso en Invierno, con la presencia de las escolleras.

De acuerdo a las tablas y al análisis de frecuencias en las direcciones de aproximación del oleaje, se puede observar que durante los meses de invierno, la zona es resguardada del oleaje predominante por lo que el azolvamiento en el canal de acceso resulta mínimo para las direcciones S30°E – S60°W.

Durante los meses de primavera, cuando el oleaje con direcciones de aproximación incluidas en el octante S-SW se hace presente, el azolvamiento se ve intensificado en las mismas direcciones.

Durante los meses de verano y otoño, cuando se presenta el mayor rango de direcciones de aproximación del oleaje, el azolvamiento en el canal se incrementa hasta un 10% con respecto a la primavera, siendo este, mayor para las direcciones comprendidas entre S30°E y S.

III.3 Estudio de dinámica de costas.

III.3.1 Evolución de la línea de costa.

El cambio de una playa esta controlado por el viento, el oleaje, las corrientes, el nivel del mar, la naturaleza de los sedimentos, y la disponibilidad de los mismos, estos factores interaccionan entre sí y se ajustan a las perturbaciones introducidas por las estructuras costera para su estabilidad, aunque en un momento dado exista una erosión, más adelante vendrá un proceso de recuperación que hará que la playa recobre parte de esas condiciones iniciales, por lo que en general, para juzgar el equilibrio de la playa, habrá que tomar en cuenta periodos largos de tiempo.

La evolución de la playa, de las correspondientes alternativas de solución planteadas en el Capitulo I, se realizó con el programa denominado GENESIS (Generalized Model for Simulating Shoreline Change), que es un sistema de modelación para el cálculo del cambio de la línea de costa causada por la acción del oleaje y el cual puede ser aplicado a una variedad de situaciones al considerar

arbitrariamente número, localización y combinación de: espigones, jetties, rompeolas paralelos a la costa, muros y rellenos.

La ecuación que gobierna la respuesta de la línea de costa se formula a partir de la conservación del volumen de arena.

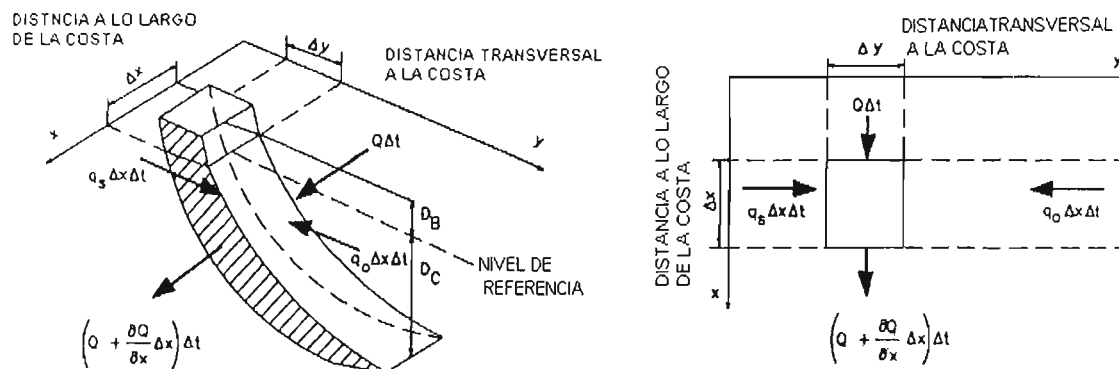


Figura 3. 68 Cálculo del cambio de línea de costa.

De acuerdo a la figura 3.55 el cambio de volumen, determinado en función de la cantidad neta de arena que entra o sale de la sección por cualquiera de sus cuatro lados, es:

$$\Delta V = \Delta x \Delta y (D_b + D_c) \quad (3.37)$$

Si sumamos las contribuciones al cambio de volumen y escribimos la ecuación (3.38) obtenemos

$$\Delta V = \Delta x \Delta y (D_b + D_c) = \left(\frac{\partial Q}{\partial x} \right) \Delta x \Delta t + q \Delta x \Delta t \quad (3.38)$$

Finalmente, la ecuación que gobierna el cambio de posición de la línea de costas es:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{(D_b + D_c)} \left[\frac{\partial Q}{\partial x} - q \right] = 0 \quad (3.39)$$

Por otro lado, la fórmula semi-empírica utilizada por GENESIS para la evaluación del transporte de arena a lo largo de la costa es:

$$Q = \frac{(H^2 C_g)_b}{8 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) a (1.416)} \left[\frac{k_1}{2} \sin 2\theta_b - \frac{k_2 \cos \theta_b H}{1.416 \tan \beta x} \right]_b \quad (3.40)$$

Donde:

- H Altura de ola.
 C_g Celeridad de grupo obtenida por teoría lineal.
 θ_b Ángulo entre el oleaje de rotura y la línea de costa local.

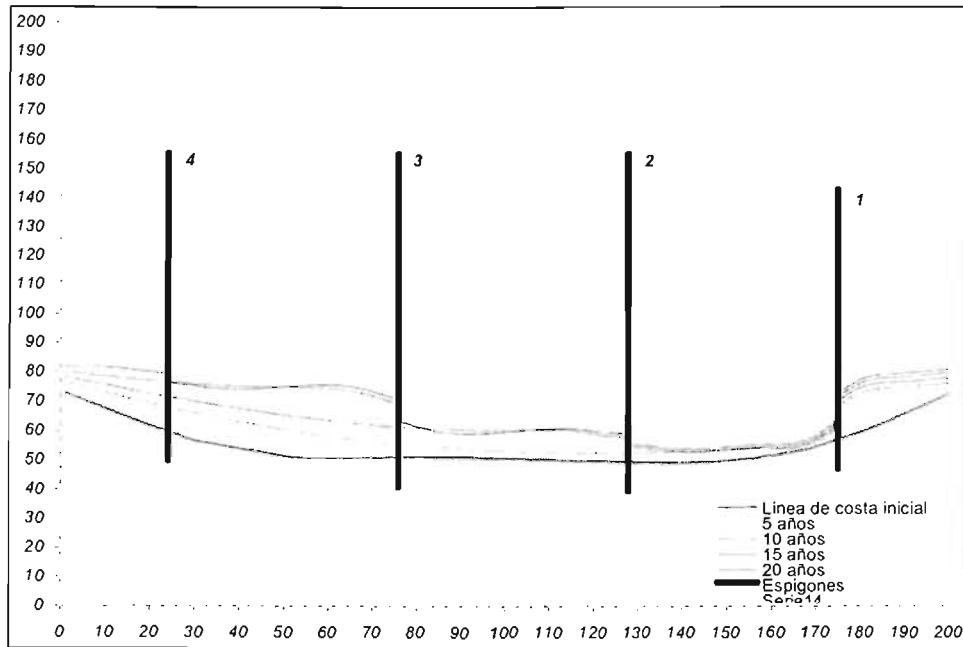


Figura 3.70 Evolución de la línea de costa con la alternativa 2.

De los resultados obtenidos de la modelación de la evolución de la costa, podemos establecer de acuerdo a las figuras 3.56 y 3.57 que la alternativa 1 tiene un mayor avance de la línea de playa que la alternativa 2, señalando que durante la construcción de las 4 primeras estructuras de la alternativa 1, ésta tiene un 31.7% de mayor de avance de la costa que la alternativa 2.

IV. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD TÉCNICA DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN.

El análisis comparativo de las alternativas estudiadas que se realizó, y que a continuación se presenta, tiene por objeto seleccionar la alternativa más conveniente desde los puntos de vista técnico y económico. Para ello, en el Capítulo 1 se detallaron las alternativas planteadas, cuyas características nuevamente se describen a continuación:

- Alternativa 1. Para esta alternativa, en Puerto Santiago se plantearon 2 escolleras paralelas en la boca de intercomunicación de la Laguna de Juluapan con el mar; la escollera Norte de 400 m, y la escollera Sur de 350 m. También se planteó un canal de acceso de 4.5 m de profundidad, con ancho de plantilla de 50 m. Adicionalmente, para Playa Miramar, se plantearon 6 rompeolas separados a 95 m de la costa, cada uno con longitud de 85 m, y separación de 50 m entre dos estructuras.
- Alternativa 2. Para esta alternativa, en Puerto Santiago se plantearon las mismas estructuras y canal de navegación señalado en la Alternativa 1, y para Playa Miramar, se plantearon 4 espigones perpendiculares a la playa, con longitudes de 96 m, 115 m, 116 m y 106 m, y con separaciones de 235 m, 260 m y 260 m.

IV.1 Factibilidad técnica.

El análisis de factibilidad técnica de las alternativas estudiadas, se realizó considerando el funcionamiento hidráulico-sedimentológico, con base en las modelaciones numéricas realizadas en el capítulo 3, correspondientes a la refracción del oleaje normal y ciclónico, evolución de la línea de costa, corrientes de marea, y azolvamiento del canal de acceso.

IV.2 Análisis técnico de las alternativas.

De acuerdo con los aspectos antes señalados, el análisis técnico de las dos alternativas estudiadas, quedó definido como sigue:

IV.2.1 Análisis técnico de la alternativa 1.

- La Laguna de Juluapan con la construcción de las escolleras, se encuentra bien protegida contra la acción del oleaje normal y ciclónico proveniente de todas las direcciones.
- El dragado de construcción del canal de navegación, propuesto a la profundidad de proyecto, permitiría que embarcaciones de tipo turístico, realicen con seguridad maniobras de entrada y salida en los cuerpos de agua interiores de la Laguna de Juluapan, situación que permitiría denotar dicha zona desde el punto de vista turístico.

- Con la presencia de las obras de protección propuestas en Puerto Santiago, el dragado de mantenimiento anual estimado es de 7,572 m³, el cual es muy pequeño, y de ninguna manera sería una carga económica comparativamente con el potencial turístico que se tendría al desarrollar dicha zona.
- Al realizar el dragado de construcción propuesto en Puerto Santiago, las velocidades de las corrientes de marea dentro de la laguna, son mayores sin obras exteriores (escolleras) que con la presencia de dichas estructuras.
- En Playa Miramar, con la presencia de los rompeolas separados de la costa propuestos, las condiciones de oleaje se vuelven bastante propicias para actividades de playa en la zona posterior a dichas estructuras, sin embargo en el espacio definido entre dos estructuras contiguas, se propicia la generación de fuertes corrientes litorales, situación que se tornaría peligrosa para los bañistas.
- Con la presencia de las estructuras de protección propuestas en Playa Miramar, durante un período de 30 años, se tendría una superficie de 19,622 m² de terrenos ganados al mar.
- Por las características de las obras de protección propuestas en Playa Miramar, los costos de construcción y de mantenimiento son mayores que los costos correspondientes a la Alternativa 2, en virtud de que los procedimientos constructivos correspondientes a la Alternativa 1, requieren del empleo de barcazas provistas de grúas para la colocación del material, situación que incrementa los costos asociados a dichos trabajos.

IV.2.2 Análisis técnico de la alternativa 2.

- En Playa Miramar, con la presencia de los espigones propuestos, las condiciones de oleaje son menos convenientes que las que se obtendrían con la presencia de la Alternativa 1.
- Con la presencia de las estructuras de protección propuestas en Playa Miramar, durante un período de 30 años, se tendría una superficie de 13,618 m² de terrenos ganados al mar.

Del análisis anterior, se concluye que la mejor alternativa desde el punto de vista técnico, es la Alternativa 1, en virtud de que esta permitiría generar mayor superficie de terrenos ganados al mar, y además de que con la presencia de los rompeolas separados de la costa, la zona de estudio estaría en condiciones más propicias para el desarrollo de actividades turísticas de playa, pues las condiciones de oleaje serían más confortables para los usuarios de la Playa Miramar.

IV.3 Factibilidad económica.

En la toma de decisiones de los proyectos portuarios y costeros, resulta necesario realizar análisis de evaluación económica de alternativas, mediante la estimación de los costos y los beneficios durante la vida útil del proyecto, a partir de la aplicación de técnicas de actualización, para su posterior utilización en indicadores económicos, tales como el índice de rentabilidad (IR), el valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR).

El cálculo de los beneficios de una obra portuaria presenta ciertos problemas teóricos y prácticos, en este trabajo se presenta una metodología definida ex profeso, para la determinación de los beneficios directos y los beneficios indirectos.

IV.3.1 Criterios de análisis económico.

El modelo de evaluación económica que aquí se presenta, contempla la valoración de las alternativas por analizar mediante dos caminos: El primero a precios constantes, y el segundo a precios actualizados.

Para la valoración de las alternativas a analizar a precios constantes, se determina la tasa interna de recuperación o máxima tasa de descuento que soporta el proyecto, mientras que en el segundo camino para determinar la valoración del proyecto a precios actualizados, es posible conocer si el proyecto que se analiza, tiene la recuperación adecuada al aplicarse la tasa de descuento (tasa de interés) que se tiene que pagar por el servicio de financiamiento.

Cabe señalar que el contar con un análisis económico a precios actualizados, permite establecer un patrón de comparación entre proyectos que cuentan con horizontes económicos distintos.

Los indicadores de rentabilidad comúnmente usados en una evaluación económica son los siguientes:

INDICE DE RENTABILIDAD DE LA INVERSIÓN.- Este índice se define como el cociente de la suma de beneficios que se esperan obtener a lo largo de la vida útil del proyecto, y la suma de los costos de inversión correspondientes.

El índice de rentabilidad de la inversión se calcula con el valor de los beneficios y costos a precios constantes, mediante la aplicación de la ecuación (4.1).

$$IR = \frac{\sum_{j=0}^n B_{ij}}{\sum C_j} \quad (4.1)$$

De igual forma, El índice de rentabilidad de la inversión se calcula con el valor de los beneficios y costos a precios actualizados, mediante la aplicación de la ecuación (4.2).

$$IR = \frac{\sum_{j=0}^n Bij(1+r)^{-j}}{\sum_{j=0}^n Cj(1+r)^{-j}} \quad (4.2)$$

Donde:

<i>IR</i>	Es el índice de rentabilidad
<i>Bij</i>	Son los beneficios derivados de los distintos criterios <i>i</i> en el año <i>j</i> .
<i>Cj</i>	Son los costos de inversión en el año <i>j</i> .
<i>j</i>	Son los años (0, 1, 2, ..., n).
<i>n</i>	Es el horizonte económico del proyecto.
<i>r</i>	Es la tasa de actualización.

El criterio de selección de la mejor alternativa, se establece de acuerdo a las siguientes condiciones:

Si $IR > 1$; El proyecto es rentable.

Si $IR = 1$; Los costos y los beneficios son iguales en el proyecto.

Si $IR < 1$; El proyecto no es rentable.

EL VALOR PRESENTE NETO (VPN), debe ser considerado en todo estudio de factibilidad económica, debido a que éste es fundamental en la determinación del periodo de recuperación de la inversión.

El VPN puede ser determinado a precios constantes mediante la ecuación (4.3) y a precios actualizados mediante la ecuación (4.4.)

$$VPN_m = \sum_{j=0}^n Bij - \sum_{j=0}^n Cj \quad (4.3)$$

$$VPN_a = \sum_{j=0}^n Bij(1+r)^{-j} - \sum_{j=0}^n Cj(1+r)^{-j} \quad (4.4)$$

Donde:

<i>VPN_m</i>	Es el valor presente Neto (a precios de mercado).
<i>VPN_a</i>	Es el valor presente Neto (actualizado).
<i>Bij</i>	Son los beneficios derivados de los distintos criterios <i>i</i> en el año <i>j</i> (a precios de mercado).
<i>Cj</i>	Son los costos de inversión en el año <i>j</i> (a precios de mercado).

Para que un proyecto sea viable económicamente, la suma de los beneficios derivados del mismo, debe ser por lo menos igual al costo de la inversión realizada. Es decir, se debe cumplir que el $VPN \geq 0$

TASA DE RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN O TASA INTERNA DE RETORNO (TIR), se define como la tasa de actualización que debe ser aplicada al flujo de beneficios y costos durante el horizonte económico del proyecto de tal manera que su VPN sea igual a cero.

En la evaluación económica de proyectos realizada con el análisis Costo – Beneficio, es siempre deseable llevar a cabo un análisis de sensibilidad que tome en consideración fundamentalmente, la variación del capital por invertir y el costo financiero del mismo, es decir la tasa de actualización del capital.

IV.3.2 Estimación de costos y beneficios.

1. Estimación de costos.

Para la estimación de los costos de construcción de las alternativas planteadas se consideró:

- a) Los volúmenes reales de los materiales requeridos de acuerdo al diseño de las estructuras de protección planteadas en cada alternativa. Cabe señalar que el costo considerado por suministro y colocación de piedra fue de \$195.41/ton para el núcleo y de \$191.32/ton para la capa secundaria y coraza.
- b) Los volúmenes del dragado de construcción, considerando un costo de \$50.00/m³.
- c) Los volúmenes de dragado de mantenimiento, considerando un costo de \$50.00/m³.

En la tabla 4.1 se detalla la distribución de los costos por conceptos para cada una de las alternativas estudiadas.

CONCEPTO	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN
Escollera Norte	\$14'544,229.69	\$14'544,229.69	24 meses
Escollera Sur	\$18'397,982.38	\$18'397,982.38	24 meses
Dragado de construcción	\$22'579,400.00	\$22'579,400.00	12 meses
Dragado de anual de mantenimiento	\$378,600.00	\$378,600.00	
Espigones	-	\$12'469,180.57	8 meses /estructura
Rompeolas	\$23'357,491.72	-	14 meses /estructura

Tabla 4. 1 Costos de construcción de las alternativas planteadas.

2. Estimación de beneficios.

✓ Beneficios directos.

Los beneficios directos se estimaron en términos de la superficie de los terrenos ganados al mar, calculada a partir de los resultados de la simulaciones de la evolución de la línea de playa, considerando un costo de \$80.00 USD/m².

En la tabla 4.2 se presenta la distribución anual de los beneficios directos, obtenidos a partir de los terrenos ganados al mar con la presencia de las alternativas estudiadas, en un periodo de 30 años.

Espigones			Rompeolas		
Año	m ²	Costo en pesos	Año	m ²	Costo en pesos
0	0.00	\$0.00	0	0.00	\$0.00
1	1096.01	\$1,010,079.55	1	1283.59	\$1,182,953.28
2	1096.01	\$1,010,079.55	2	1283.59	\$1,182,953.28
3	1096.01	\$1,010,079.55	3	1283.59	\$1,182,953.28
4	1096.01	\$1,010,079.55	4	1283.59	\$1,182,953.28
5	1096.01	\$1,010,079.55	5	1283.59	\$1,182,953.28
6	714.24	\$658,243.58	6	770.78	\$710,350.85
7	714.24	\$658,243.58	7	770.78	\$710,350.85
8	714.24	\$658,243.58	8	770.78	\$710,350.85
9	714.24	\$658,243.58	9	770.78	\$710,350.85
10	714.24	\$658,243.58	10	770.78	\$710,350.85
11	577.08	\$531,836.93	11	680.54	\$627,185.66
12	577.08	\$531,836.93	12	680.54	\$627,185.66
13	577.08	\$531,836.93	13	680.54	\$627,185.66
14	577.08	\$531,836.93	14	680.54	\$627,185.66
15	577.08	\$531,836.93	15	680.54	\$627,185.66
16	137.78	\$126,973.44	16	592.43	\$545,978.88
17	137.78	\$126,973.44	17	592.43	\$545,978.88
18	137.78	\$126,973.44	18	592.43	\$545,978.88
19	137.78	\$126,973.44	19	592.43	\$545,978.88
20	137.78	\$126,973.44	20	592.43	\$545,978.88
21	98.05	\$90,358.27	21	414.16	\$381,685.25
22	98.05	\$90,358.27	22	414.16	\$381,685.25
23	98.05	\$90,358.27	23	414.16	\$381,685.25
24	98.05	\$90,358.27	24	414.16	\$381,685.25
25	98.05	\$90,358.27	25	414.16	\$381,685.25
26	100.41	\$92,533.25	26	182.97	\$168,620.54
27	100.41	\$92,533.25	27	182.97	\$168,620.54
28	100.41	\$92,533.25	28	182.97	\$168,620.54
29	100.41	\$92,533.25	29	182.97	\$168,620.54
30	100.41	\$92,533.25	30	182.97	\$168,620.54
21		\$12,550,125.13	Total		\$18,083,872.33

Tabla 4. 2 Beneficios directos por áreas de playa generada, considerando un costo de \$80 USD / m².

✓ Beneficios indirectos.

Los beneficios indirectos que se consideraron fueron los relacionados con la derrama económica obtenida por la estancia del turismo en la zona una vez terminado la construcción de las obras, para ello se determinaron las captaciones de ingresos debidas al turismo extranjero por ventas y rentas de condominios, casas y hoteles en la zona del proyecto, tomando como base para dicho análisis el 60% de compra y ocupación de extranjeros. Cabe señalar que la ocupación promedio anual en la zona de turismo extranjero y nacional es del 60%.

Los costos considerados para el análisis de captaciones de ingresos de divisas por venta y renta se muestran en la tabla 4.3

	RENTA	VENTA	DISPONIBILIDAD
Hoteles	\$40.00 USD/noche	-	1,200 cuartos
Condominios	\$70.00 USD/noche	\$80,000.00 USD	2,548 condominios
Casas	\$100.00 USD/noche	\$200,000.00 USD	920 casas

Tabla 4. 3 Ingresos de divisas por renta y venta de hoteles, condominios y casasa.

En la tabla 4.4 se presenta el resumen de los beneficios indirectos obtenidos a partir de dicho análisis.

RENTA		VENTA	
Hoteles:	\$72,658,944.00 /año		
Condominios:	\$269,988,526.08 /año	Condominios:	\$2,348,236,800.00
Casas:	\$139,262,976.00 /año	Casas:	\$2,119,680,000.00
Total:	\$481,910,446.08 /año	Total:	\$4,467,916,800.00

Tabla 4. 4 Resumen del análisis de captaciones de ingresos por ventas y rentas (beneficios indirectos).

IV.4 Análisis económico de las alternativas.

En base a lo anterior, de la tabla 4.8 a la 4.15, se presenta el análisis Costo – Beneficio a precios constantes y a precios actualizados para las dos alternativas estudiadas.

Dada la incertidumbre que trae consigo determinar el rango de variación de la tasa de actualización que debe ser aplicable a proyectos de carácter gubernamental, el análisis de sensibilidad que se propone considera tres diferentes tasas de descuento, siendo estas del 8%, 10% y 12%.

De acuerdo con los aspectos señalados, el análisis económico de las dos alternativas estudiadas, queda definido como sigue:

IV.4.1 Análisis técnico de la alternativa 1.

En la tablas 4.7 y 4.8 se muestra el análisis Costo – Beneficio a precios constantes, mientras que en la tablas 4.9 y 4.10 se muestra el análisis Costos – Beneficio a precios actualizados con una tasa de descuento del 12%, considerando la distribución de costos y beneficios anteriormente señaladas en las tablas 4.1 – 4.4

A partir de los análisis Costo – Beneficio realizados se determinaron para cada uno de ellos, los indicadores de rentabilidad (Índice de Rentabilidad, Valor Presente Neto, Tasa Interna de Retorno), utilizando las ecuaciones mostradas en la sección 3.1 de este capítulo, los cuales se muestran en la tabla 4.5

ALTERNATIVA 1				
INDICADORES ECONÓMICOS	RENTA VAL. CONSTANTES	VENTA VAL. CONSTANTES	RENTA VAL. ACTUALIZADO	VENTA VAL. ACTUALIZADOS
<i>IR</i>	26.43	52.79	1.65	3.20
<i>VPN</i>	\$2,335,777,598.94	\$4,757,436,888.54	\$43,019,115.76	\$145,694,225.60
<i>TIR</i>	14.29	17.26	2.04	4.69

Tabla 4. 5 Indicadores de rentabilidad económica para los análisis Costo - Beneficio de la alternativa 1.

IV.4.2 Análisis técnico de la alternativa 2.

En la tablas 4.11 y 4.12 se muestra el análisis Costo – Beneficio a precios constantes, mientras que en la tablas 4.13 y 4.14 se muestra el análisis Costos – Beneficio a precios actualizados con una tasa de descuento del 12%, considerando la distribución de costos y beneficios anteriormente señaladas en las tablas 4.1 – 4.4.

A partir de los análisis Costo – Beneficio realizados se determinaron para cada uno de ellos, los indicadores de rentabilidad (Índice de Rentabilidad, Valor Presente Neto, Tasa Interna de Retorno), utilizando las ecuaciones mostradas en la sección 3.1 de este capítulo, los cuales se muestran en la tabla 4.6

ALTERNATIVA 2				
INDICADORES ECONÓMICOS	RENTA VAL. CONSTANTES	VENTA VAL. CONSTANTES	RENTA VAL. ACTUALIZADOS	VENTA VAL. ACTUALIZADOS
<i>IR</i>	30.60	73.42	1.72	3.36
<i>VPN</i>	\$2,342,942,862.89	\$5,733,056,296.49	\$45,257,827.93	\$147,932,937.77
<i>TIR</i>	14.44	18.62	2.18	4.83

Tabla 4. 6 Indicadores de rentabilidad económica para los análisis Costo - Beneficio.

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR RENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA.**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 1**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$43,037,344.36						-\$43,037,344.36	-\$43,037,344.36
1	\$17,135,579.09	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$58,989,970.17	-\$15,952,625.81
2	\$378,600.00	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$58,185,616.89	\$804,353.28
3	\$378,600.00	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$57,381,263.61	\$804,353.28
4	\$378,600.00	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$56,576,910.32	\$804,353.28
5	\$4,119,898.23	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$59,513,855.28	-\$2,936,944.95
6	\$1,002,149.71	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$59,805,654.13	-\$291,798.86
7	\$378,600.00	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$59,473,903.29	\$331,750.85
8	\$378,600.00	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$59,142,152.44	\$331,750.85
9	\$378,600.00	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$58,810,401.59	\$331,750.85
10	\$3,799,726.12	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$61,899,776.87	-\$3,089,375.27
11	\$948,787.69	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$62,221,378.89	-\$321,602.02
12	\$378,600.00	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$61,972,793.22	\$248,585.66
13	\$378,600.00	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$61,724,207.56	\$248,585.66
14	\$378,600.00	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$61,475,621.90	\$248,585.66
15	\$3,912,528.39	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$64,760,964.63	-\$3,285,342.73
16	\$967,588.07	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$65,182,573.81	-\$421,609.19
17	\$378,600.00	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$65,015,194.93	\$167,378.88
18	\$378,600.00	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$64,847,816.05	\$167,378.88
19	\$378,600.00	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$64,680,437.17	\$167,378.88
20	\$3,863,966.16	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$67,998,424.45	-\$3,317,987.28
21	\$959,494.36	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,576,233.56	-\$577,809.11
22	\$378,600.00	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,573,148.32	\$3,085.25
23	\$378,600.00	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,570,063.07	\$3,085.25
24	\$378,600.00	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,566,977.82	\$3,085.25
25	\$3,945,035.67	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$72,130,328.24	-\$3,563,350.42
26	\$973,005.94	\$482,079,066.62	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$408,975,732.44	\$481,106,060.68
27	\$378,600.00	\$482,079,066.62	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$890,676,199.07	\$481,700,466.62
28	\$378,600.00	\$482,079,066.62	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$1,372,376,665.69	\$481,700,466.62
29	\$378,600.00	\$482,079,066.62	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$1,854,077,132.31	\$481,700,466.62
30	\$378,600.00	\$482,079,066.62	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$2,335,777,598.94	\$481,700,466.62
SUMA	\$91,858,503.79	\$2,427,636,102.73	\$18,083,872.33	\$363,294,720.00	\$1,349,942,630.40	\$696,314,880.00		\$2,335,777,598.94

Tabla 4. 7 *Análisis Costo - Beneficio por renta de Condominios y Casas a precios constantes, para la Alternativa 1.*

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR VENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA.**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 1**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$43,037,344.36						-\$43,037,344.36	-\$43,037,344.36
1	\$17,135,579.09	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$58,989,970.17	-\$15,952,625.81
2	\$378,600.00	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$58,185,616.89	\$804,353.28
3	\$378,600.00	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$57,381,263.61	\$804,353.28
4	\$378,600.00	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$56,576,910.32	\$804,353.28
5	\$4,119,898.23	\$1,182,953.28	\$1,182,953.28				-\$59,513,855.28	-\$2,936,944.95
6	\$1,002,149.71	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$59,805,654.13	-\$291,798.86
7	\$378,600.00	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$59,473,903.29	\$331,750.85
8	\$378,600.00	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$59,142,152.44	\$331,750.85
9	\$378,600.00	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$58,810,401.59	\$331,750.85
10	\$3,799,726.12	\$710,350.85	\$710,350.85				-\$61,899,776.87	-\$3,089,375.27
11	\$948,787.69	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$62,221,378.89	-\$321,602.02
12	\$378,600.00	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$61,972,793.22	\$248,585.66
13	\$378,600.00	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$61,724,207.56	\$248,585.66
14	\$378,600.00	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$61,475,621.90	\$248,585.66
15	\$3,912,528.39	\$627,185.66	\$627,185.66				-\$64,760,964.63	-\$3,285,342.73
16	\$967,588.07	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$65,182,573.81	-\$421,609.19
17	\$378,600.00	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$65,015,194.93	\$167,378.88
18	\$378,600.00	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$64,847,816.05	\$167,378.88
19	\$378,600.00	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$64,680,437.17	\$167,378.88
20	\$3,863,966.16	\$545,978.88	\$545,978.88				-\$67,998,424.45	-\$3,317,987.28
21	\$959,494.36	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,576,233.56	-\$577,809.11
22	\$378,600.00	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,573,148.32	\$3,085.25
23	\$378,600.00	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,570,063.07	\$3,085.25
24	\$378,600.00	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$68,566,977.82	\$3,085.25
25	\$3,945,035.67	\$381,685.25	\$381,685.25				-\$72,130,328.24	-\$3,583,350.42
26	\$973,005.94	\$965,857,964.54	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$892,754,630.36	\$964,884,958.80
27	\$378,600.00	\$965,857,964.54	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$1,858,233,994.91	\$965,479,364.54
28	\$378,600.00	\$965,857,964.54	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$2,823,713,359.45	\$965,479,364.54
29	\$378,600.00	\$965,857,964.54	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$3,789,192,723.99	\$965,479,364.54
30	\$378,600.00	\$968,622,764.54	\$168,620.54	\$72,658,944.00	\$471,859,200.00	\$423,936,000.00	\$4,757,436,888.54	\$968,244,164.54
SUMA	\$91,858,503.79	\$4,849,295,392.33	\$18,083,872.33	\$363,294,720.00	\$2,348,238,800.00	\$2,119,680,000.00		\$4,757,436,888.54

Tabla 4. 8 Análisis Costo - Beneficio por venta de Condominios y Casas a precios constantes, para la Alternativa 1.

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR RENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS A PRECIOS ACTUALIZADOS AL 12.00 %

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA.**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 1**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR PRESENTE NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$43,037,344.36						-\$43,037,344.36	-\$43,037,344.36
1	\$15,299,624.19	\$1,056,208.29	\$1,056,208.29				-\$57,280,760.26	-\$14,243,415.90
2	\$301,817.60	\$943,043.11	\$943,043.11				-\$56,639,534.75	\$641,225.51
3	\$269,480.00	\$842,002.78	\$842,002.78				-\$56,067,011.97	\$572,522.78
4	\$240,607.14	\$751,788.20	\$751,788.20				-\$55,555,830.92	\$511,181.05
5	\$2,337,740.90	\$671,239.46	\$671,239.46				-\$57,222,332.36	-\$1,666,501.44
6	\$507,720.23	\$359,885.85	\$359,885.85				-\$57,370,166.74	-\$147,834.38
7	\$171,259.41	\$321,326.65	\$321,326.65				-\$57,220,099.51	\$150,067.24
8	\$152,910.19	\$286,898.79	\$286,898.79				-\$57,086,110.90	\$133,988.60
9	\$136,526.96	\$256,159.64	\$256,159.64				-\$56,966,478.22	\$119,632.68
10	\$1,223,410.12	\$228,713.96	\$228,713.96				-\$57,961,174.38	-\$994,696.16
11	\$272,753.79	\$180,300.89	\$180,300.89				-\$58,053,627.27	-\$92,452.90
12	\$97,177.19	\$160,982.94	\$160,982.94				-\$57,989,821.53	\$63,805.75
13	\$86,765.35	\$143,734.77	\$143,734.77				-\$57,932,852.11	\$56,969.42
14	\$77,469.06	\$128,334.61	\$128,334.61				-\$57,881,986.56	\$50,865.55
15	\$714,804.31	\$114,584.48	\$114,584.48				-\$58,482,206.39	-\$600,219.83
16	\$157,834.57	\$89,060.98	\$89,060.98				-\$58,550,979.98	-\$68,773.59
17	\$55,140.95	\$79,518.73	\$79,518.73				-\$58,526,602.19	\$24,377.79
18	\$49,232.99	\$70,998.87	\$70,998.87				-\$58,504,836.31	\$21,765.88
19	\$43,958.03	\$63,391.85	\$63,391.85				-\$58,486,402.49	\$19,433.82
20	\$400,564.87	\$56,599.86	\$56,599.86				-\$58,829,367.50	-\$343,965.01
21	\$88,810.43	\$35,328.64	\$35,328.64				-\$58,882,849.29	-\$53,481.79
22	\$31,288.45	\$31,543.43	\$31,543.43				-\$58,882,594.31	\$254.97
23	\$27,936.12	\$28,163.77	\$28,163.77				-\$58,882,366.66	\$227.65
24	\$24,942.96	\$25,146.23	\$25,146.23				-\$58,882,163.40	\$203.26
25	\$232,060.04	\$22,451.99	\$22,451.99				-\$59,091,771.45	-\$209,608.05
26	\$51,103.06	\$25,319,182.78	\$8,856.09	\$3,816,106.55	\$14,180,015.92	\$7,314,204.22	-\$33,823,691.73	\$25,268,079.72
27	\$17,753.91	\$22,606,413.20	\$7,907.22	\$3,407,237.99	\$12,660,728.50	\$6,530,539.48	-\$11,235,032.43	\$22,588,659.29
28	\$15,851.70	\$20,184,297.50	\$7,060.02	\$3,042,176.78	\$11,304,221.88	\$5,830,838.82	\$8,933,413.36	\$20,168,445.80
29	\$14,153.31	\$18,021,694.20	\$6,303.59	\$2,716,229.27	\$10,093,055.25	\$5,206,106.09	\$26,940,954.25	\$18,007,540.89
30	\$12,636.88	\$16,090,798.39	\$5,628.20	\$2,425,204.70	\$9,011,656.47	\$4,648,309.01	\$43,019,115.76	\$16,078,161.51
SUMA	\$66,150,679.08	\$109,169,794.84	\$6,983,163.88	\$15,406,955.29	\$57,249,678.03	\$29,529,997.64		\$43,019,115.76

Tabla 4. 9 Análisis Costo – Beneficio por renta de condominios y casas a precios actualizados a 12%, para la Alternativa 1.

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR VENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS A PRECIOS ACTUALIZADOS AL 12.00 %

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA.**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 1**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$43,037,344.36						-\$43,037,344.36	-\$43,037,344.36
1	\$15,299,624.19	\$1,056,208.29	\$1,056,208.29				-\$57,280,760.26	-\$14,243,415.90
2	\$301,817.60	\$943,043.11	\$943,043.11				-\$56,639,534.75	\$641,225.51
3	\$269,480.00	\$842,002.78	\$842,002.78				-\$56,067,011.97	\$572,522.78
4	\$240,607.14	\$751,788.20	\$751,788.20				-\$55,555,830.92	\$511,181.05
5	\$2,337,740.90	\$671,239.46	\$671,239.46				-\$57,222,332.36	-\$1,666,501.44
6	\$507,720.23	\$359,885.85	\$359,885.85				-\$57,370,166.74	-\$147,834.38
7	\$171,259.41	\$321,326.65	\$321,326.65				-\$57,220,099.51	\$150,067.24
8	\$152,910.19	\$286,898.79	\$286,898.79				-\$57,086,110.90	\$133,988.60
9	\$136,528.96	\$256,159.64	\$256,159.64				-\$56,966,478.22	\$119,632.68
10	\$1,223,410.12	\$228,713.96	\$228,713.96				-\$57,961,174.38	-\$994,696.16
11	\$272,753.79	\$180,300.89	\$180,300.89				-\$58,053,627.27	-\$92,452.90
12	\$97,177.19	\$160,982.94	\$160,982.94				-\$57,989,821.53	\$63,805.75
13	\$86,765.35	\$143,734.77	\$143,734.77				-\$57,932,852.11	\$56,969.42
14	\$77,469.06	\$128,334.61	\$128,334.61				-\$57,881,986.56	\$50,865.55
15	\$714,804.31	\$114,584.48	\$114,584.48				-\$58,462,206.39	-\$600,219.83
16	\$157,834.57	\$89,060.98	\$89,060.98				-\$58,550,979.98	-\$68,773.59
17	\$55,140.95	\$79,518.73	\$79,518.73				-\$58,526,602.19	\$24,377.79
18	\$49,232.99	\$70,998.87	\$70,998.87				-\$58,504,836.31	\$21,765.88
19	\$43,958.03	\$63,391.85	\$63,391.85				-\$58,485,402.49	\$19,433.82
20	\$400,564.87	\$56,599.86	\$56,599.86				-\$58,829,367.50	-\$343,965.01
21	\$88,810.43	\$35,328.64	\$35,328.64				-\$58,882,849.29	-\$53,481.79
22	\$31,288.45	\$31,543.43	\$31,543.43				-\$58,882,594.31	\$254.97
23	\$27,936.12	\$28,163.77	\$28,163.77				-\$58,882,366.66	\$227.65
24	\$24,942.96	\$25,146.23	\$25,146.23				-\$58,882,163.40	\$203.26
25	\$232,060.04	\$22,451.99	\$22,451.99				-\$59,091,771.45	-\$209,608.05
26	\$51,103.06	\$50,727,642.08	\$8,856.09	\$3,816,106.55	\$24,637,217.58	\$22,265,461.86	-\$8,415,232.43	\$50,676,539.02
27	\$17,753.91	\$45,292,537.58	\$7,907.22	\$3,407,237.99	\$21,997,515.70	\$19,879,876.66	\$36,859,551.24	\$45,274,783.67
28	\$15,851.70	\$40,439,765.69	\$7,060.02	\$3,042,176.78	\$19,640,639.02	\$17,749,869.88	\$77,283,465.23	\$40,423,913.99
29	\$14,153.31	\$36,106,933.65	\$6,303.59	\$2,716,229.27	\$17,536,284.84	\$15,848,115.96	\$113,376,245.57	\$36,092,780.35
30	\$12,636.88	\$32,330,616.90	\$5,628.20	\$2,425,204.70	\$15,749,680.46	\$14,150,103.54	\$145,694,225.60	\$32,317,980.02
SUMA	\$66,150,679.08	\$211,844,904.67	\$6,983,163.88	\$15,406,955.29	\$99,561,337.60	\$89,893,447.90		\$145,694,225.60

Tabla 4. 10 Análisis Costo – Beneficio por venta de condominios y casas a precios actualizados a 12%, para la Alternativa 1.

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR RENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 2**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$41,429,821.06						-\$41,429,821.06	-\$41,429,821.06
1	\$16,660,406.04	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$57,080,147.54	-\$15,650,326.48
2	\$378,600.00	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$56,448,667.98	\$631,479.55
3	\$378,600.00	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$55,817,188.43	\$631,479.55
4	\$378,600.00	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$55,185,708.88	\$631,479.55
5	\$3,848,879.28	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$58,024,508.60	-\$2,838,799.73
6	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$57,744,865.02	\$279,643.58
7	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$57,465,221.43	\$279,643.58
8	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$57,185,577.85	\$279,643.58
9	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$56,905,934.27	\$279,643.58
10	\$3,790,893.31	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$60,036,583.99	-\$3,132,649.73
11	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,885,347.06	\$153,236.93
12	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,732,110.14	\$153,236.93
13	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,578,873.21	\$153,236.93
14	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,425,636.28	\$153,236.93
15	\$3,585,892.96	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$62,479,692.31	-\$3,054,056.03
16	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$62,731,318.87	-\$251,626.56
17	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$62,982,945.43	-\$251,626.56
18	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$63,234,571.99	-\$251,626.56
19	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$63,486,198.55	-\$251,626.56
20	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$63,737,825.11	-\$251,626.56
21	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,026,066.84	-\$288,241.73
22	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,314,308.57	-\$288,241.73
23	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,602,550.30	-\$288,241.73
24	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,890,792.02	-\$288,241.73
25	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$65,179,033.75	-\$288,241.73
26	\$378,600.00	\$482,002,979.33	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$416,445,345.58	\$481,624,379.33
27	\$378,600.00	\$482,002,979.33	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$898,069,724.90	\$481,624,379.33
28	\$378,600.00	\$482,002,979.33	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$1,379,694,104.23	\$481,624,379.33
29	\$378,600.00	\$482,002,979.33	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$1,861,318,483.56	\$481,624,379.33
30	\$378,600.00	\$482,002,979.33	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$269,988,526.08	\$139,262,976.00	\$2,342,942,862.89	\$481,624,379.33
SUMA	\$79,159,492.64	\$2,422,102,355.53	\$12,550,125.13	\$363,294,720.00	\$1,349,942,630.40	\$696,314,880.00		\$2,342,942,862.89

Tabla 4. 11 Análisis Costo - Beneficio por renta de Condominios y Casas a precios constantes, para la Alternativa 2.

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR VENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS

Nombre del proyecto: FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA
 Tipo de acción a realizar: ALTERNATIVA 2

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$41,429,821.06						-\$41,429,821.06	-\$41,429,821.06
1	\$16,660,406.04	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$57,080,147.54	-\$15,650,326.48
2	\$378,600.00	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$56,448,667.98	\$631,479.55
3	\$378,600.00	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$55,817,188.43	\$631,479.55
4	\$378,600.00	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$55,185,708.88	\$631,479.55
5	\$3,848,879.28	\$1,010,079.55	\$1,010,079.55				-\$58,024,508.60	-\$2,838,799.73
6	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$57,744,865.02	\$279,643.58
7	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$57,465,221.43	\$279,643.58
8	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$57,185,577.85	\$279,643.58
9	\$378,600.00	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$56,905,934.27	\$279,643.58
10	\$3,790,893.31	\$658,243.58	\$658,243.58				-\$60,038,583.99	-\$3,132,649.73
11	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,885,347.06	\$153,236.93
12	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,732,110.14	\$153,236.93
13	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,578,873.21	\$153,236.93
14	\$378,600.00	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$59,425,636.28	\$153,236.93
15	\$3,585,892.96	\$531,836.93	\$531,836.93				-\$62,479,692.31	-\$3,054,056.03
16	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$62,731,318.87	-\$251,626.56
17	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$62,982,945.43	-\$251,626.56
18	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$63,234,571.99	-\$251,626.56
19	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$63,486,198.55	-\$251,626.56
20	\$378,600.00	\$126,973.44	\$126,973.44				-\$63,737,825.11	-\$251,626.56
21	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,026,066.84	-\$288,241.73
22	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,314,308.57	-\$288,241.73
23	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,602,550.30	-\$288,241.73
24	\$378,600.00	\$90,358.27	\$90,358.27				-\$64,890,792.02	-\$288,241.73
25	\$378,600.00	\$965,779,702.27	\$90,358.27				\$900,510,310.25	\$965,401,102.27
26	\$378,600.00	\$965,781,877.25	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$1,865,913,587.50	\$965,403,277.25
27	\$378,600.00	\$965,781,877.25	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$2,831,316,864.74	\$965,403,277.25
28	\$378,600.00	\$965,781,877.25	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$3,798,720,141.99	\$965,403,277.25
29	\$378,600.00	\$968,546,677.25	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$469,094,400.00	\$423,936,000.00	\$4,764,888,219.24	\$968,168,077.25
30	\$378,600.00	\$968,546,677.25	\$92,533.25	\$72,658,944.00	\$471,859,200.00	\$423,936,000.00	\$5,733,056,296.49	\$968,168,077.25
SUMA	\$79,159,492.64	\$5,812,215,789.13	\$12,550,125.13	\$363,294,720.00	\$2,348,236,800.00	\$2,119,680,000.00		\$5,733,056,296.49

Tabla 4. 12 Análisis Costo - Beneficio por venta de Condominios y Casas a precios constantes, para la Alternativa 2.

ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR RENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS A PRECIOS ACTUALIZADOS AL 12.00 %

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 2**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$41,429,821.06						-\$41,429,821.06	-\$41,429,821.06
1	\$14,875,362.53	\$901,856.74	\$901,856.74				-\$55,403,326.84	-\$13,973,505.79
2	\$301,817.60	\$805,229.24	\$805,229.24				-\$54,899,915.21	\$503,411.63
3	\$269,480.00	\$718,954.67	\$718,954.67				-\$54,450,440.54	\$449,474.67
4	\$240,607.14	\$641,923.82	\$641,923.82				-\$54,049,123.86	\$401,316.67
5	\$2,183,957.47	\$573,146.27	\$573,146.27				-\$55,659,935.07	-\$1,610,811.20
6	\$191,810.54	\$333,486.68	\$333,486.68				-\$55,518,258.92	\$141,676.14
7	\$171,259.41	\$297,755.97	\$297,755.97				-\$55,391,762.37	\$126,496.56
8	\$152,910.19	\$265,853.54	\$265,853.54				-\$55,278,819.01	\$112,943.35
9	\$136,526.96	\$237,369.24	\$237,369.24				-\$55,177,976.73	\$100,842.28
10	\$1,220,566.19	\$211,936.82	\$211,936.82				-\$56,186,606.11	-\$1,008,629.37
11	\$108,838.45	\$152,890.41	\$152,890.41				-\$56,142,554.15	\$44,051.96
12	\$97,177.19	\$136,509.29	\$136,509.29				-\$56,103,222.05	\$39,332.10
13	\$86,765.35	\$121,883.30	\$121,883.30				-\$56,068,104.10	\$35,117.95
14	\$77,469.06	\$108,824.37	\$108,824.37				-\$56,036,748.79	\$31,355.31
15	\$655,129.24	\$97,164.62	\$97,164.62				-\$56,594,713.41	-\$557,964.62
16	\$61,757.86	\$20,712.12	\$20,712.12				-\$56,635,759.15	-\$41,045.74
17	\$55,140.95	\$18,492.96	\$18,492.96				-\$56,672,407.13	-\$36,647.98
18	\$49,232.99	\$16,511.57	\$16,511.57				-\$56,705,128.55	-\$32,721.41
19	\$43,958.03	\$14,742.48	\$14,742.48				-\$56,734,344.10	-\$29,215.55
20	\$39,248.24	\$13,162.93	\$13,162.93				-\$56,760,429.41	-\$26,085.31
21	\$35,043.07	\$8,363.53	\$8,363.53				-\$56,787,108.95	-\$26,679.54
22	\$31,288.45	\$7,467.43	\$7,467.43				-\$56,810,929.97	-\$23,821.02
23	\$27,936.12	\$6,667.35	\$6,667.35				-\$56,832,198.74	-\$21,268.77
24	\$24,942.96	\$5,952.99	\$5,952.99				-\$56,851,188.71	-\$18,989.97
25	\$22,270.50	\$5,315.17	\$5,315.17				-\$56,868,144.04	-\$16,955.33
26	\$19,884.38	\$25,315,186.62	\$4,859.92	\$3,816,106.55	\$14,180,015.92	\$7,314,204.22	-\$31,572,841.80	\$25,295,302.24
27	\$17,753.91	\$22,602,845.19	\$4,339.22	\$3,407,237.99	\$12,660,728.50	\$6,530,539.48	-\$8,987,750.52	\$22,585,091.29
28	\$15,851.70	\$20,181,111.78	\$3,874.30	\$3,042,176.78	\$11,304,221.88	\$5,830,838.82	\$11,177,509.56	\$20,165,260.08
29	\$14,153.31	\$18,018,849.80	\$3,459.20	\$2,716,229.27	\$10,093,055.25	\$5,206,106.09	\$29,182,206.06	\$18,004,696.50
30	\$12,636.88	\$16,088,258.75	\$3,088.57	\$2,425,204.70	\$9,011,656.47	\$4,648,309.01	\$45,257,827.93	\$16,075,621.87
SUMA	\$62,670,597.74	\$107,928,425.66	\$5,741,794.71	\$15,406,955.29	\$57,249,678.03	\$29,529,997.64		\$45,257,827.93

Tabla 4. 13 Análisis Costo – Beneficio por renta de condominios y casas a precios actualizados a 12%, para la Alternativa 2.

**ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO POR VENTA DE CONDOMINIOS Y CASAS A PRECIOS ACTUALIZADOS AL
12.00 %**

Nombre del proyecto: **FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA**
Tipo de acción a realizar: **ALTERNATIVA 2**

AÑO	COSTO DE INVERSIÓN	BENEFICIOS TOTALES	BENEFICIOS DIRECTOS	BENEFICIOS INDIRECTOS			VALOR NETO	BENEFICIO-COSTO
				HOTELES	CONDOMINIOS	CASAS		
0	\$41,429,821.06						-\$41,429,821.06	-\$41,429,821.06
1	\$14,875,362.53	\$901,856.74	\$901,856.74				-\$55,403,326.84	-\$13,973,505.79
2	\$301,817.60	\$805,229.24	\$805,229.24				-\$54,899,915.21	\$503,411.63
3	\$269,480.00	\$718,954.67	\$718,954.67				-\$54,450,440.54	\$449,474.67
4	\$240,607.14	\$641,923.82	\$641,923.82				-\$54,049,123.86	\$401,316.67
5	\$2,183,957.47	\$573,146.27	\$573,146.27				-\$55,659,935.07	-\$1,610,811.20
6	\$191,810.54	\$333,486.68	\$333,486.68				-\$55,518,258.92	\$141,676.14
7	\$171,259.41	\$297,755.97	\$297,755.97				-\$55,391,762.37	\$126,496.56
8	\$152,910.19	\$265,853.54	\$265,853.54				-\$55,278,819.01	\$112,943.35
9	\$136,526.96	\$237,369.24	\$237,369.24				-\$55,177,976.73	\$100,842.28
10	\$1,220,566.19	\$211,936.82	\$211,936.82				-\$56,186,606.11	-\$1,008,629.37
11	\$108,838.45	\$152,890.41	\$152,890.41				-\$56,142,554.15	\$44,051.96
12	\$97,177.19	\$136,509.29	\$136,509.29				-\$56,103,222.05	\$39,332.10
13	\$86,765.35	\$121,883.30	\$121,883.30				-\$56,068,104.10	\$35,117.95
14	\$77,469.06	\$108,824.37	\$108,824.37				-\$56,036,748.79	\$31,355.31
15	\$655,129.24	\$97,164.62	\$97,164.62				-\$56,594,713.41	-\$557,964.62
16	\$61,757.86	\$20,712.12	\$20,712.12				-\$56,635,759.15	-\$41,045.74
17	\$55,140.95	\$18,492.96	\$18,492.96				-\$56,672,407.13	-\$36,647.98
18	\$49,232.99	\$16,511.57	\$16,511.57				-\$56,705,128.55	-\$32,721.41
19	\$43,958.03	\$14,742.48	\$14,742.48				-\$56,734,344.10	-\$29,215.55
20	\$39,248.24	\$13,162.93	\$13,162.93				-\$56,760,429.41	-\$26,085.31
21	\$35,043.07	\$8,363.53	\$8,363.53				-\$56,787,108.95	-\$26,679.54
22	\$31,288.45	\$7,467.43	\$7,467.43				-\$56,810,929.97	-\$23,821.02
23	\$27,936.12	\$6,667.35	\$6,667.35				-\$56,832,198.74	-\$21,268.77
24	\$24,942.96	\$5,952.99	\$5,952.99				-\$56,851,188.71	-\$18,989.97
25	\$22,270.50	\$5,315.17	\$5,315.17				-\$56,868,144.04	-\$16,955.33
26	\$19,884.38	\$50,723,645.92	\$4,859.92	\$3,816,106.55	\$24,637,217.58	\$22,265,461.86	-\$8,164,382.50	\$50,703,761.54
27	\$17,753.91	\$45,288,969.57	\$4,339.22	\$3,407,237.99	\$21,997,515.70	\$19,879,876.66	\$39,106,833.16	\$45,271,215.66
28	\$15,851.70	\$40,436,579.97	\$3,874.30	\$3,042,176.78	\$19,640,639.02	\$17,749,889.88	\$79,527,561.43	\$40,420,728.27
29	\$14,153.31	\$36,104,089.26	\$3,459.20	\$2,716,229.27	\$17,536,284.84	\$15,848,115.96	\$115,617,497.38	\$36,089,935.95
30	\$12,636.88	\$32,328,077.27	\$3,088.57	\$2,425,204.70	\$15,749,680.46	\$14,150,103.54	\$147,932,937.77	\$32,315,440.39
SUMA	\$62,670,597.74	\$210,603,535.50	\$5,741,794.71	\$15,406,955.29	\$99,561,337.60	\$89,893,447.90		\$147,932,937.77

Tabla 4. 14 Análisis Costo – Beneficio por venta de condominios y casas a precios actualizados a 12%, para la Alternativa 2

De acuerdo con la metodología de cálculo del análisis Costo – Beneficio anterior, el resumen del análisis de sensibilidad propuesto para la evaluación económica se presenta en la tabla 4.15 en la cual se indican los índices de rentabilidad para cada uno de los casos.

Tasa de descuento	Alternativa	IR		VPN		TIR	
		Renta	Venta	Renta	Venta	Renta	Venta
8%	Alternativa 1	4.12	8.14	\$219,549,182.71	\$501,870,499.86	5.82	8.57
	Alternativa 2	4.38	8.68	\$222,332,428.79	\$504,653,745.94	5.96	8.71
10%	Alternativa 1	2.60	5.09	\$108,467,007.15	\$277,887,329.07	3.90	6.60
	Alternativa 2	2.73	5.38	\$110,923,660.76	\$280,343,982.68	4.04	6.73
12%	Alternativa 1	1.65	3.20	\$43,019,115.76	\$145,694,225.60	2.04	4.69
	Alternativa 2	1.72	3.36	\$45,257,827.93	\$147,932,937.77	2.18	4.83

Tabla 4. 15 Análisis de sensibilidad para diferentes tasas de actualización o de descuento.

Del análisis anterior, toda vez que los criterios de evaluación económica analizados arrojan mejores resultados en la alternativa 2, se concluye que esta es la alternativa más conveniente desde el punto de vista económico.

IV.5 Selección de la alternativa más conveniente.

De conformidad con lo señalado en los incisos anteriores, y no obstante que la alternativa más convenientes desde el punto de vista técnico corresponde a la alternativa 1, presenta la problemática de las fuertes corrientes litorales en la zona comprendida entre dos estructuras consecutivas, debido a esto, se determina que la alternativa 2, es la alternativa más conveniente desde los puntos de vista técnico y económico, y cuyas características se indican en los planos:

- PE/001-1 llamado "Puerto Santiago, Colima: Proyecto de construcción de la escollera Norte".
- PE/001-2 denominado "Puerto Santiago, Colima: Proyecto de construcción de la escollera Sur".
- PE/002-1 llamado "Puerto Santiago, Colima: Proyecto de dragado de construcción".
- PE/004-1 y PE/004-2 llamados "Playa Miramar, Colima: Proyecto de construcción de espigones".

V. PROYECTOS EJECUTIVOS DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN

V.1 Diseño de estructuras.

Considerando la importancia de las obras de protección y tomando como base los resultados del estudio de refracción del oleaje extremal que incide en la bahía (Capítulo III.1.1), las alturas de ola consideradas para el diseño de éstas, se presentan en la tabla 5.1

ESTRUCTURA	ALTURA DE OLA (m)		
	<i>Morro</i>	<i>Cuerpo 1</i>	<i>Cuerpo 2</i>
<i>Escollera Norte</i>	2.68	2.00	—
<i>Escollera Sur</i>	3.12	2.68	2.00

ESTRUCTURA	ALTURA DE OLA (m)	ESTRUCTURA	ALTURA DE OLA (m)	
	<i>Morro</i>		<i>Morro</i>	<i>Cuerpo</i>
<i>Rompeolas 1</i>	2.88	<i>Espigón 1</i>	2.76	1.56
<i>Rompeolas 2</i>	2.68	<i>Espigón 2</i>	2.80	1.96
<i>Rompeolas 3</i>	2.48	<i>Espigón 3</i>	2.61	1.91
<i>Rompeolas 4</i>	2.48	<i>Espigón 4</i>	2.63	1.76
<i>Rompeolas 5</i>	2.48			
<i>Rompeolas 6</i>	2.48			

Tabla 5.1 Alturas de ola para el diseño de las estructuras de las alternativas.

En el diseño de las secciones transversales se consideró una estructura formada de elementos sueltos que componen al núcleo, capa secundaria y coraza siendo esta de piedras grandes.

El peso necesario de los elementos del enrocamiento varía de acuerdo a las condiciones del oleaje, la profundidad, el espesor y talud de la sección, y las características de los elementos.

En la figura 5.1 se presenta una sección típica transversal de las estructuras que están expuestas al oleaje en un solo lado, tal como en los rompeolas paralelos a la costa, mientras que en la figura 5.2, se muestra, la sección típica de la estructura que se expone a la acción del oleaje en ambos lados, como en los espigones y escolleras.

$$S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (4.2)$$

- γ_w Peso específico del agua de mar = 1.03 ton/m³.
 α Ángulo que forma el talud de la estructura con la horizontal.
 H Altura de ola de diseño en el sitio, en m.

Por recomendaciones de Shore Protection Manual, el peso de los elementos de la coraza deben de estar en un rango del 0.75 W a 1.25 W .

Para determinar los pesos de los elementos de la capa secundaria se usa la siguiente relación:

$$W/10 \text{ a } W/15 \quad (4.3)$$

Con la finalidad de aprovechar la explotación del banco de material, se recomienda construir el núcleo utilizando material de todos tamaños, siendo como mínimo elementos de 10 Kg hasta $W/15$ como máximo.

El espesor de las capas que constituyen a los enrocamientos se determina mediante la siguiente formula:

$$e = nk_a \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3} \quad (4.4)$$

Donde:

- e Espesor de la capa, en m.
 n Número de capas = 2.
 k_a Coeficiente de capa = 1.15.
 γ_r Peso específico de los elementos = 2.6 ton/m³.
 W Peso de los elementos de la capa, en ton.

Para determinar los costos de construcción de las alternativas, se determinaron los pesos totales de material calculados a partir del volumen real de las estructuras, considerando 28% de vacíos en el núcleo y 37% de vacíos en la capa secundaria y coraza. Las longitudes consideradas de morro y cuerpos para cada una de las estructuras se indican en las tablas 5.2 y 5.3

ESTRUCTURA	ALTURA DE OLA (m)		
	Morro	Cuerpo 1	Cuerpo 2
Escollera Norte	55	345	—
Escollera Sur	65	200	85

Tabla 5. 2 Longitudes de proyecto consideradas para la construcción de las estructuras en Puerto Santiago.

ESTRUCTURA	ALTURA DE OLA (m)	ESTRUCTURA	ALTURA DE OLA (m)	
	<i>Morro</i>		<i>Morro</i>	<i>Cuerpo</i>
<i>Rompeolas 1</i>	85	<i>Espigón 1</i>	20	75
<i>Rompeolas 2</i>	85	<i>Espigón 2</i>	35	81
<i>Rompeolas 3</i>	85	<i>Espigón 3</i>	38	76
<i>Rompeolas 4</i>	85	<i>Espigón 4</i>	40	66
<i>Rompeolas 5</i>	85			
<i>Rompeolas 6</i>	85			

Tabla 5. 3 Longitudes de proyecto consideradas para la construcción de las estructuras en Playa Miramar.

En la tabla 5.4 se muestran los costos de construcción de cada una de las estructuras consideradas en cada una de las alternativas estudiadas.

ESCOLLERAS NORTE Y SUR

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE TOTAL
1	Suministro y colocación de piedra para ESCOLLERA SUR	ton	82,899.00	\$18,397,982.38
2	Suministro y colocación de piedra para ESCOLLERA NORTE	ton	65,367.00	\$14,544,229.69

ROMPEOLAS

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE TOTAL
1	Suministro y colocación de piedra para ROMPEOLAS 1	ton	20,979.00	\$4,651,311.38
2	Suministro y colocación de piedra para ROMPEOLAS 2	ton	19,677.00	\$4,364,847.94
3	Suministro y colocación de piedra para ROMPEOLAS 3	ton	17,988.00	\$3,991,313.81
4	Suministro y colocación de piedra para ROMPEOLAS 4	ton	18,578.00	\$4,122,916.46
5	Suministro y colocación de piedra para ROMPEOLAS 5	ton	18,324.00	\$4,066,260.52
6	Suministro y colocación de piedra para ROMPEOLAS 6	ton	18,748.00	\$4,160,841.61

ESPIGONES

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE TOTAL
1	Suministro y colocación de piedra para ESPIGÓN 1	ton	10,717.00	\$2,379,315.02
2	Suministro y colocación de piedra para ESPIGÓN 2	ton	15,637.00	\$3,470,279.28
3	Suministro y colocación de piedra para ESPIGÓN 3	ton	15,373.00	\$3,412,293.31
4	Suministro y colocación de piedra para ESPIGÓN 4	ton	14,450.00	\$3,207,292.96

Tabla 5. 4 Costos por estructura de cada alternativa.

V.2 Proyecto de dragado.

Los problemas de azolvamiento que presenta actualmente la laguna, así como los requerimientos en las disposiciones de los cuerpos de agua del desarrollo Puerto Santiago, es necesario la realización del dragado de construcción para alcanzar las profundidades requeridas.

En virtud de lo anterior el canal de navegación propuesto tiene una plantilla de 50 m con taludes 4:1 como se muestra en la figura 5.3, con una longitud aproximada de 800 m a una profundidad de plantilla de -4.5 m y 800 m a la profundidad -2.00 m respecto del Nivel de Bajamar Media Inferior con elevación 0.00 m, mientras que el canal de acceso desde la boca de intercomunicación de la laguna con el mar hasta los morros de las escolleras propuestas, tiene una longitud aproximada de 400 m a una profundidad de -4.5 m.



Figura 5. 3 Sección geométrica del canal de navegación propuesto.

Con estas características geométricas del canal propuesto, se estimó un volumen de dragado del orden de 450,000 m³, mientras que el dragado para la laguna es de aproximadamente 1'833,104 m³ a las profundidades señaladas en el plano PE/002-1.

De acuerdo a lo anterior y tomando como base el precio índice de dragado de \$50.00/m³ se obtuvieron los siguientes resultados:

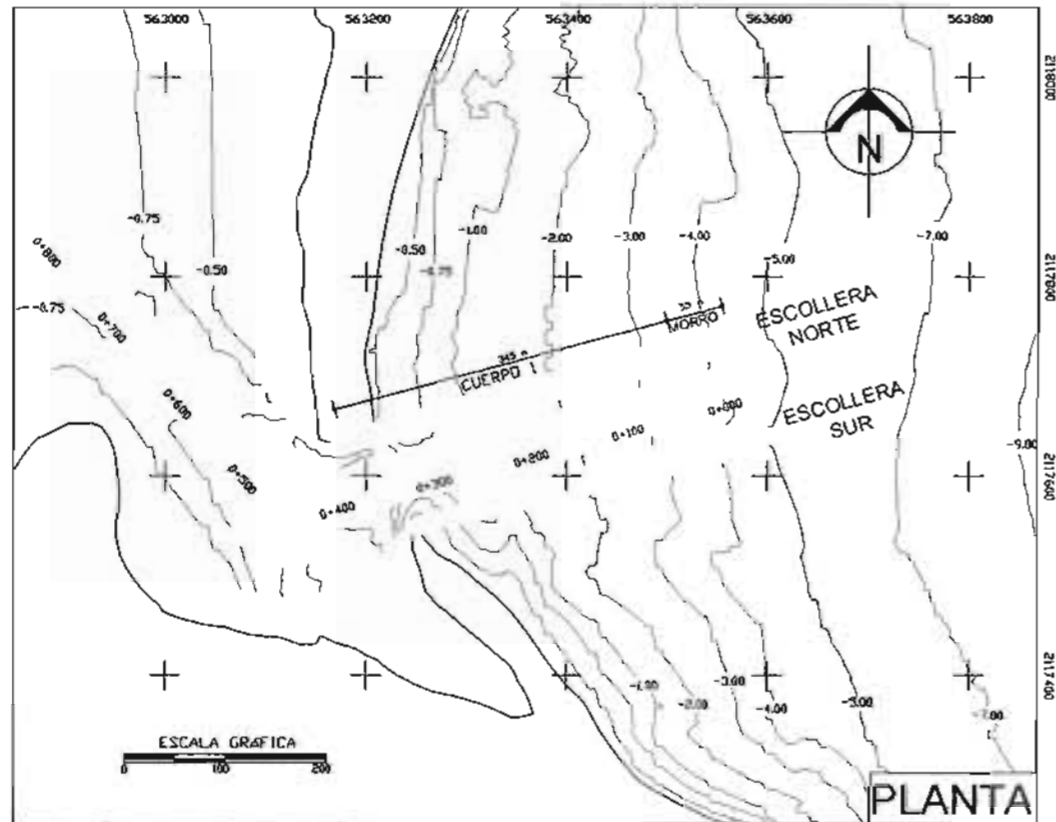
CONCEPTO	VOLUMEN (m ³)	COSTO DE CONSTRUCCIÓN
Dragado canal	451,588	\$ 22'579,400
Dragado laguna	1'833,104	\$ 91'655,200

Tabla 5. 5 Costos de dragado de construcción.

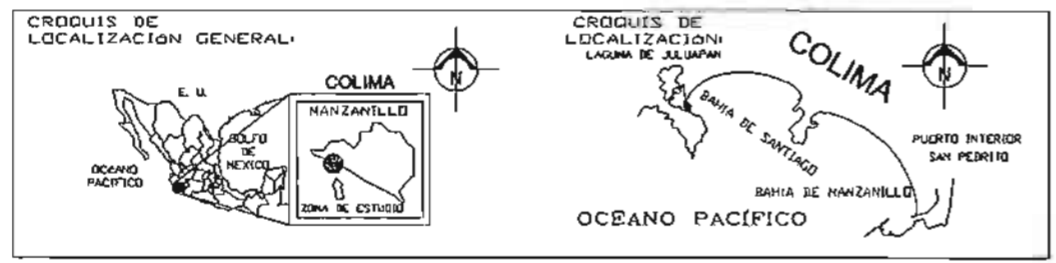
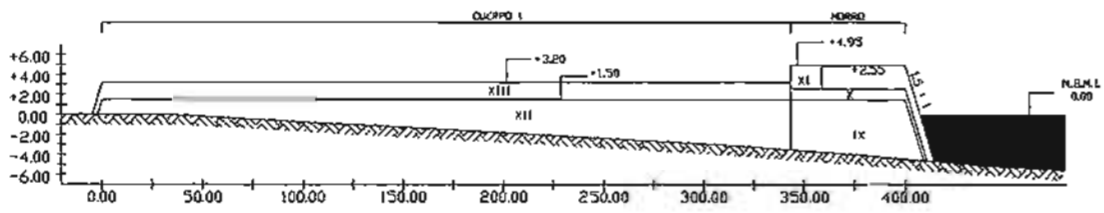
V.3 Proyectos ejecutivos.

Los proyectos ejecutivos de las alternativas estudiadas, se precisaron en base al análisis de los datos obtenidos con las dimensiones y niveles de proyecto contenido en los planos siguientes, los cuales se incluyen en el presente trabajo:

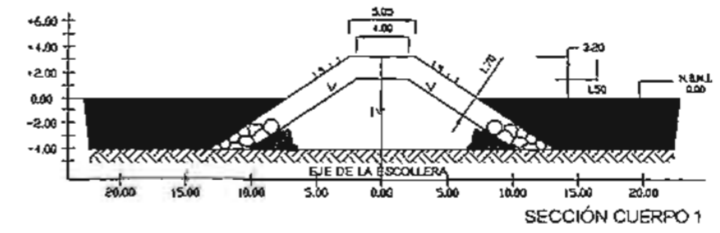
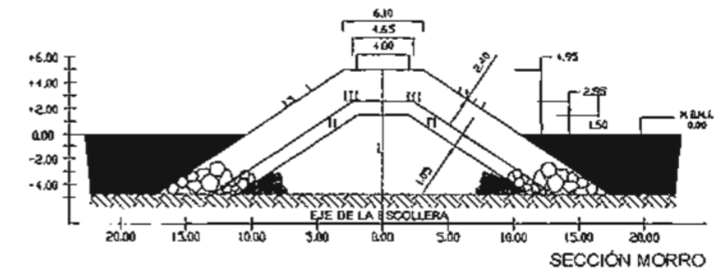
- ✓ En los planos PE/001-1, denominado "Puerto Santiago, Colima: Proyecto de construcción de la escollera Norte", se presenta el proyecto ejecutivo de la construcción de la escollera Norte en la boca de comunicación de la Laguna de Juluapan.



SECCIÓN LONGITUDINAL



SECCIÓN TRANSVERSAL



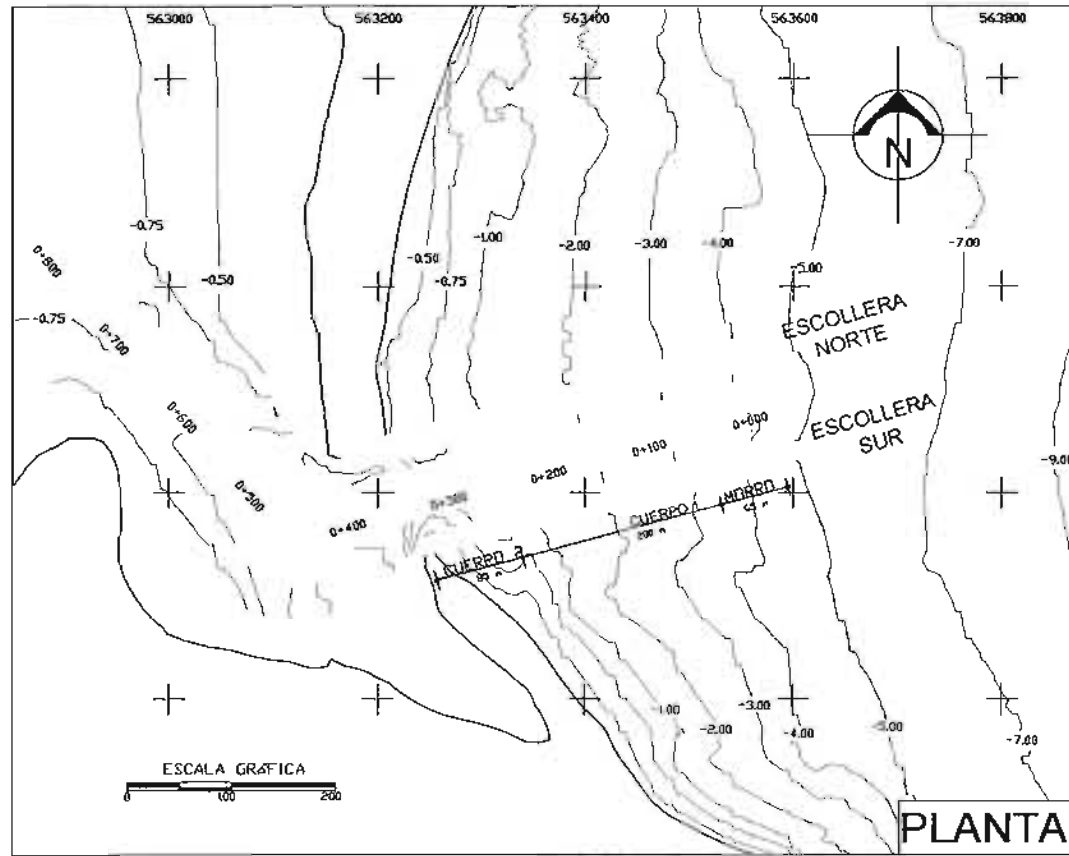
**RESUMEN
TABLA DE MATERIALES**

TIPO	CLAVE	CONCEPTO	VOLUMEN GROM. (m ³)	VOLUMEN REAL (m ³)	PESO (Ton)
MORRO	I	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.20 ton.	4,527.88	3,287.28	8,494.83
	II	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.20 a 0.3 ton. (2 capas)	1,683.83	1,060.88	2,757.78
	III	CORAZA Piedra de 2.20 a 3.70 ton. (2 capas)	4,824.31	3,039.31	7,902.22
CUERPO I	IV	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.73 ton	13,896.56	10,065.53	26,014.37
	V	CORAZA Piedra de 0.73 a 1.26 ton. (2 capas)	12,330.63	7,768.30	20,197.57

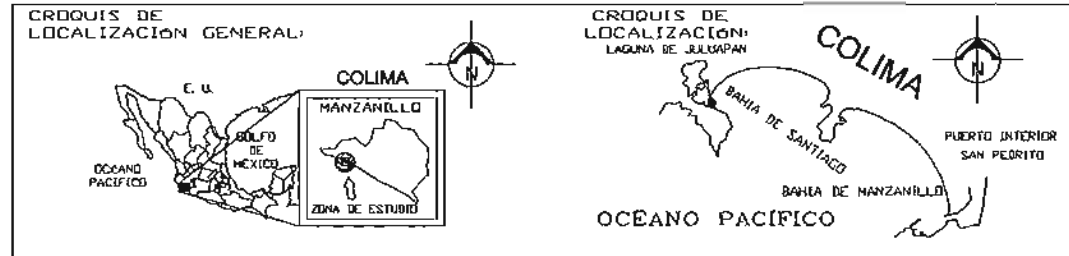
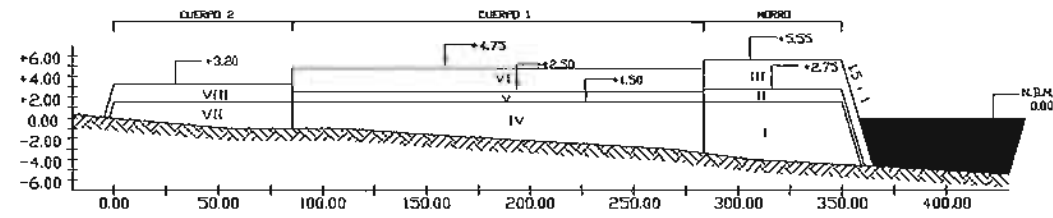
NOTAS:

- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
- LAS ALTURA DE LAS OLAS DE DISEÑO SON:
MORRO: 2.88 m
CUERPO: 2.00 m
- LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN m Y LOS CADENAMIENTOS EN Km.
- LAS PROFUNDIDADES ESTÁN EN METROS Y REFERIDAS AL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACIÓN 0.00 m.
- LOS VOLUMENES INDICADOS SON GEOMÉTRICOS.
- EL VOLUMEN REAL DE PIEDRA SE CALCULÓ CONSIDERANDO:
28 % DE VACÍOS EN EL NÚCLEO.
37 % DE VACÍOS EN LA CAPA SECUNDARIA Y CORAZA.
- EL PESO ESPECÍFICO CONSIDERADO PARA LA PIEDRA FUE DE 2.6 ton/m³
- LA ROCA DEBERÁ SER RUGOSA Y ANGULAR

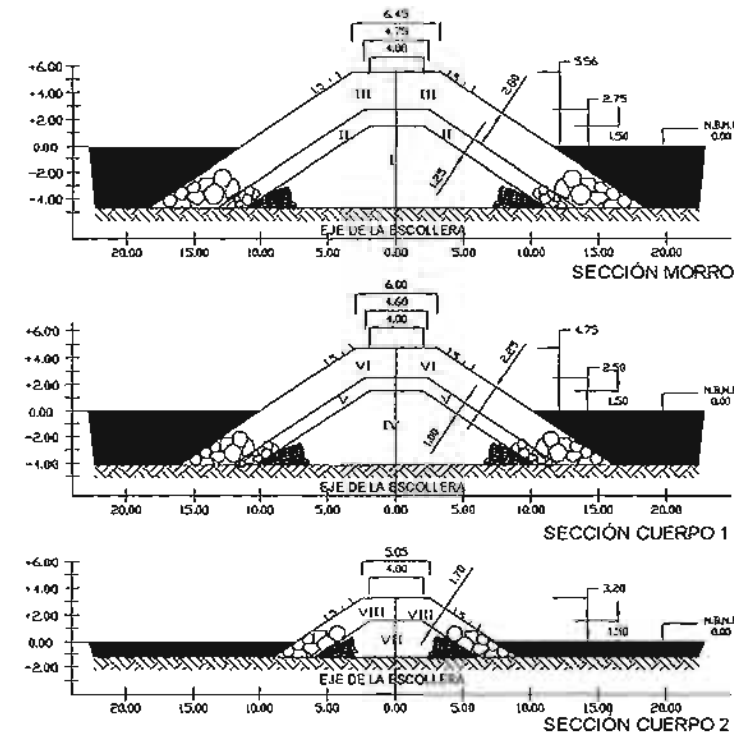
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARADON		"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHIA DE SANTIAGO, COLIMA"	
TESIS PROFESIONAL		NOMBRE DEL PLANO:	
RODOLFO RAMIREZ XICOTENCATL INGENIERIA CIVIL		PUERTO SANTIAGO, COLIMA: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ESCOLLERA NORTE	
FECHA:	OCTUBRE-2004	ACOTACIONES:	INDICADAS
		ESCALA:	INDICADAS
		PLANO No.	PE/001-1



SECCIÓN LONGITUDINAL



SECCIÓN TRANSVERSAL



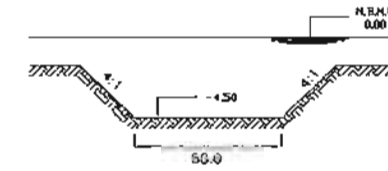
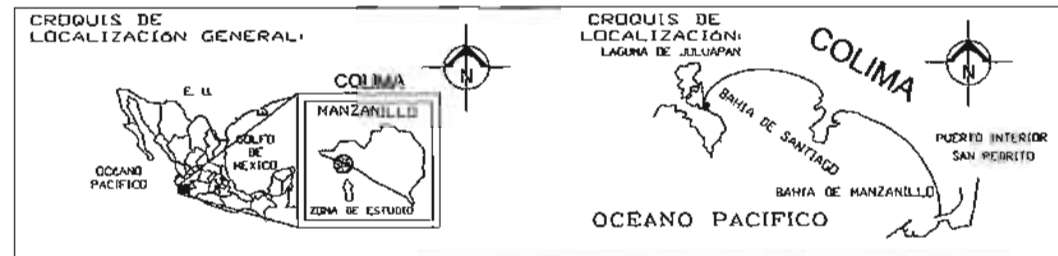
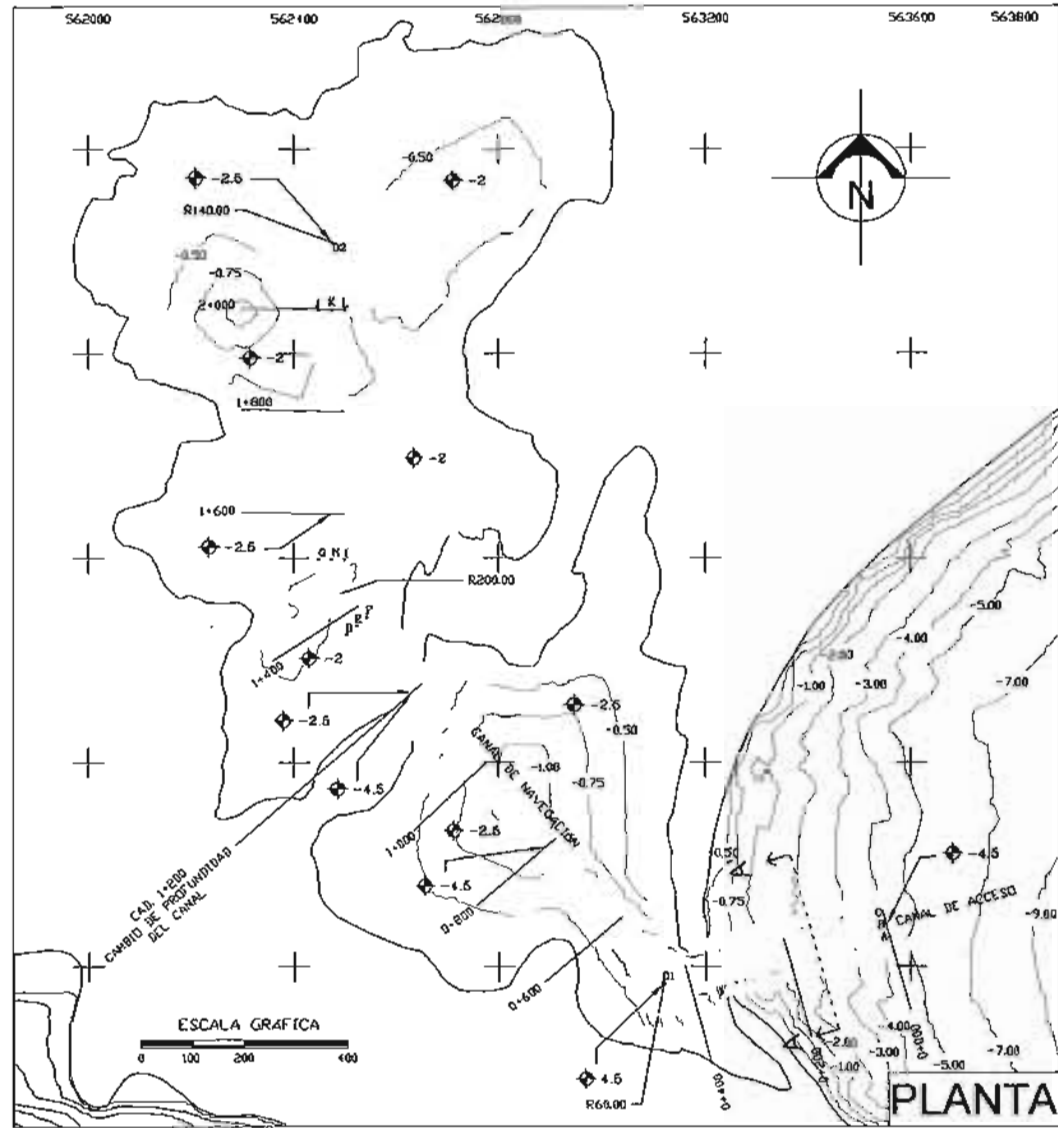
NOTAS:

- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
- LAS ALTURA DE LAS OLAS DE DISEÑO SON:
 - MORRO: 3.12 m
 - CUERPO 1: 2.68 m
 - CUERPO 2: 2.00 m
- LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN m Y LOS CADENAMIENTOS EN Km.
- LAS PROFUNDIDADES ESTAN EN METROS Y REFERIDAS AL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACION 0.00 m.
- LOS VOLÚMENES INDICADOS SON GEOMÉTRICOS.
- EL VOLUMEN REAL DE PIEDRA SE CALCULO CONSIDERANDO:
 - 28 % DE VACÍOS EN EL NÚCLEO.
 - 37 % DE VACÍOS EN LA CAPA SECUNDARIA Y CORAZA.
- EL PESO ESPECÍFICO CONSIDERADO PARA LA PIEDRA FUE DE 2.6 ton/m³
- LA ROCA DEBERÁ SER RUCOSA Y ANGULAR

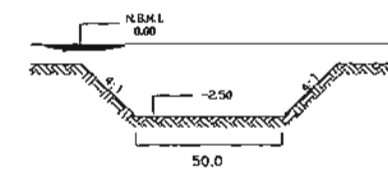
RESUMEN TABLA DE MATERIALES

TIPO	CLAVE	CONCEPTO	VOLUMEN GEOM. (m ³)	VOLUMEN REAL (m ³)	PESO (ton)
MORRO	I	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.31 ton.	5,256.49	3,784.67	8,840.14
	II	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.31 a 0.47 ton (2 capas)	2,345.04	1,477.37	3,841.17
	III	CORAZA Piedra de 3.50 a 6.00 ton (2 capas)	6,831.06	4,303.58	11,189.30
CUERPO 1	IV	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.15 ton.	11,250.24	8,100.17	21,060.45
	V	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.15 a 0.24 ton (2 capas)	4,728.36	2,978.87	7,745.05
	VI	CORAZA Piedra de 1.75 a 3.00 ton (2 capas)	13,782.28	8,670.24	22,542.62
CUERPO 2	VII	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.73 ton.	1,518.19	1,093.10	2,842.05
	VIII	CORAZA Piedra de 0.73 a 1.25 ton (2 capas)	2,342.97	1,476.07	3,837.79

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO		"FACTIBILIDAD TECNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA"	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		NOMBRE DEL PLANO:	
ARADOR		PUERTO SANTIAGO, COLIMA:	
TESIS PROFESIONAL		PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ESCOLLERA SUR	
RODOLFO RAMIREZ XICOTENCATL	BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA	ACOTACIONES:	ESCALA:
INGENIERIA CIVIL	FECHA:	INDICADAS	INDICADAS
	OCTUBRE-2004		PLANO No. PE/001-2



SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL DE ACCESO Y NAVEGACION DEL CADENAMIENTO 0+000 AL 1+200



SECCION TRANSVERSAL DEL CANAL DE NAVEGACION DEL CADENAMIENTO 1+200 AL 2+000

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO DE DRAGADO DEL CANAL DE ACCESO Y NAVEGACION

PUNTO	COORDENADA X	COORDENADA Y
A	563,558.0192	2'112,659.2832
B	563,551.4137	2'112,683.3952
C	563,544.8083	2'112,707.5072
D	562,501.6795	2'113,250.9334
E	562,520.6715	2'113,267.2178
F	562,539.8224	2'113,283.4414
G	562,447.6384	2'113,397.2042
H	562,472.6384	2'113,397.2394
I	562,497.7926	2'113,397.2128
J	562,447.6384	2'113,886.9615
K	562,472.6384	2'113,886.9615
L	562,497.6384	2'113,886.9615

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO DE DRAGADO DE LAS DARSENAS DE CIABOGA

PUNTO	COORDENADA X	COORDENADA Y
D1	563,558.0192	2'112,659.2832
D2	563,551.4137	2'112,683.3952

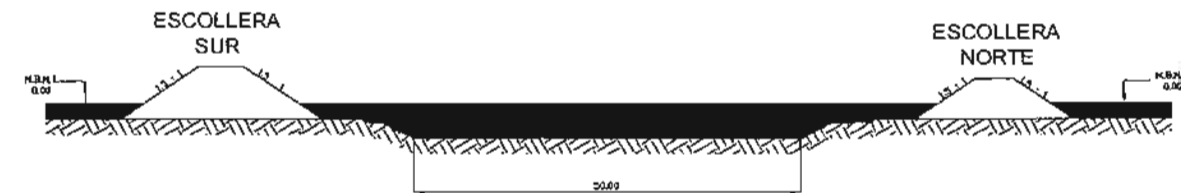
	VOLUMEN DE DRAGADO DE CONSTRUCCIÓN (m ³)
CANAL DE ACCESO	49,800
CANAL DE NAVEGACION	235,798
DARSENAS	166,190

CONCEPTO	VOLUMEN TOTAL (m ³)
DRAGADO CANAL	451,588
DRAGADO LAGUNA	1'833,104
RELLENO LAGUNA	411,222

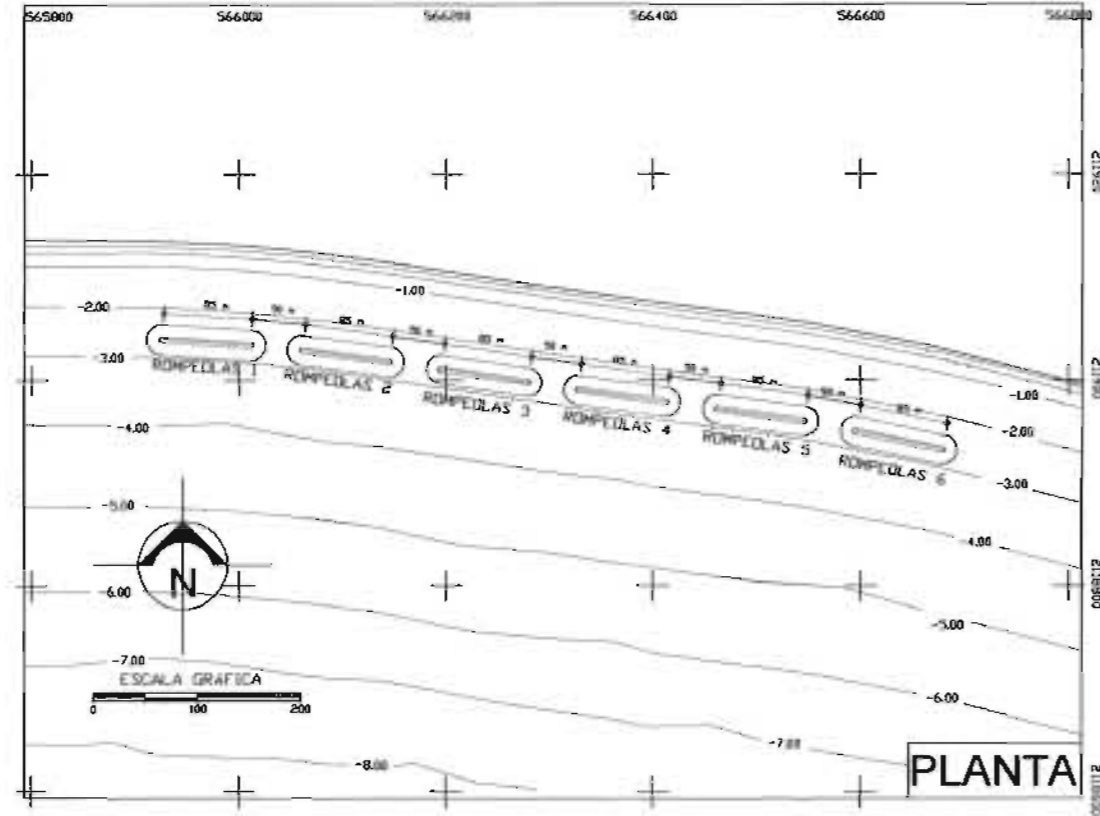
NOTAS:

- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
- LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN m Y LOS CADENAMIENTOS EN Km.
- LAS PROFUNDIDADES ESTAN EN METROS Y REFERIDAS AL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACION 0.00 m.
- LOS VOLÚMENES INDICADOS SON GEOMÉTRICOS

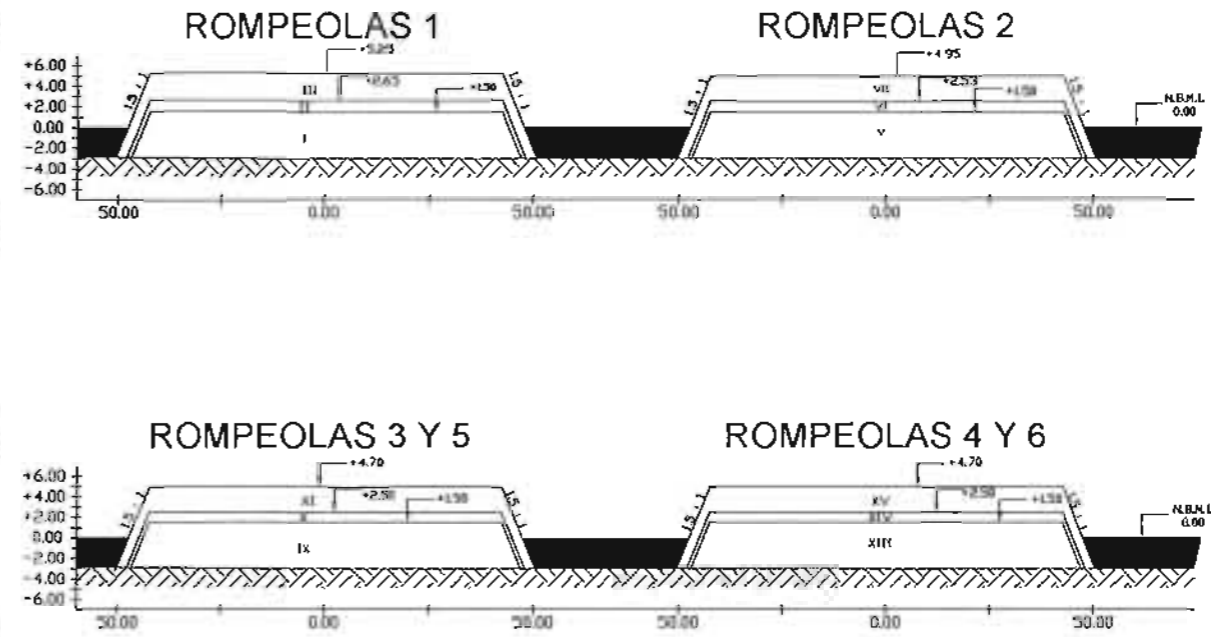
CORTE A - A'



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHIA DE SANTIAGO, COLIMA"	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		NOMBRE DEL PLANO:	
ARADÓN		PUERTO SANTIAGO, COLIMA:	
TESIS PROFESIONAL		PROYECTO DE DRAGADO DE CONSTRUCCIÓN	
RODOLFO RAMÍREZ XICOTENCATEL	BAHIA DE SANTIAGO, COLIMA	ACOTACIONES:	ESCALA:
INGENIERIA CIVIL	FECHA:	INDICADAS	INDICADAS
	OCTUBRE - 2004		PLANO No. PE/002-1



SECCIÓN LONGITUDINAL



NOTAS:

- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
- LAS ALTURAS DE LAS OLAS DE DISEÑO SON:
 - ROMPEOLAS 1
MORRO: 2.68 m
 - ROMPEOLAS 2
MORRO: 2.65 m
 - ROMPEOLAS 3 - 6
MORRO: 2.48 m
- LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN m Y LOS CADENAMIENTOS EN Km.
- LAS PROFUNDIDADES ESTÁN EN METROS Y REPERIDAS AL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACIÓN 0.00 m

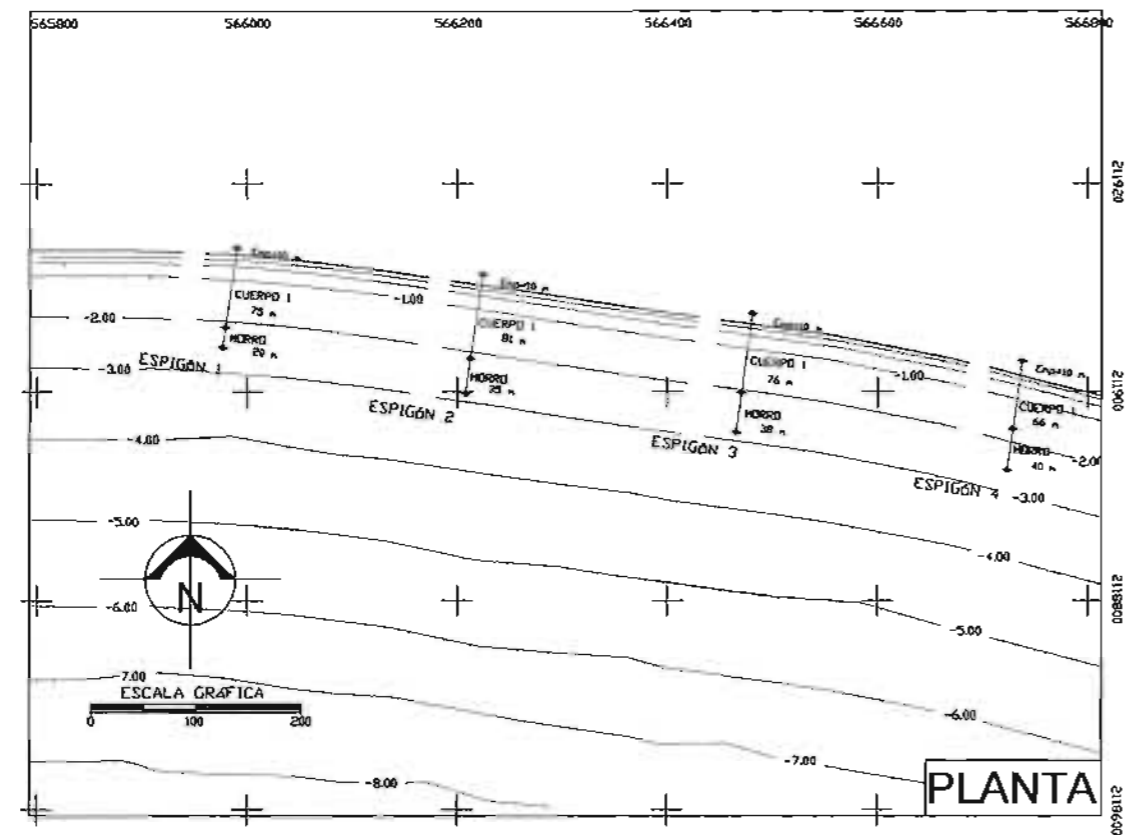
CRUQUIS DE LOCALIZACIÓN GENERAL:



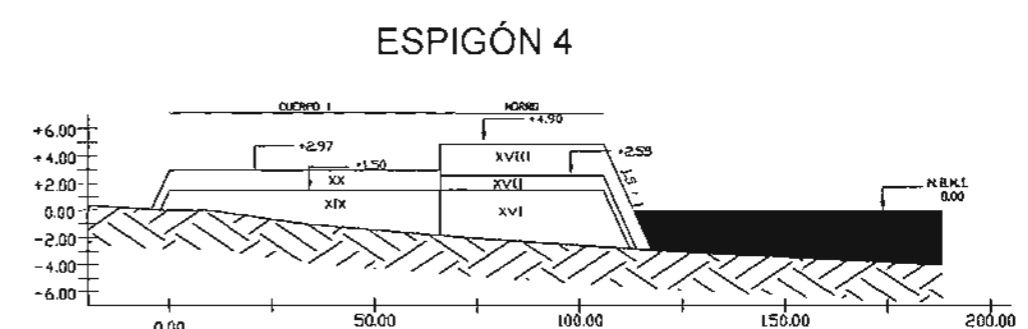
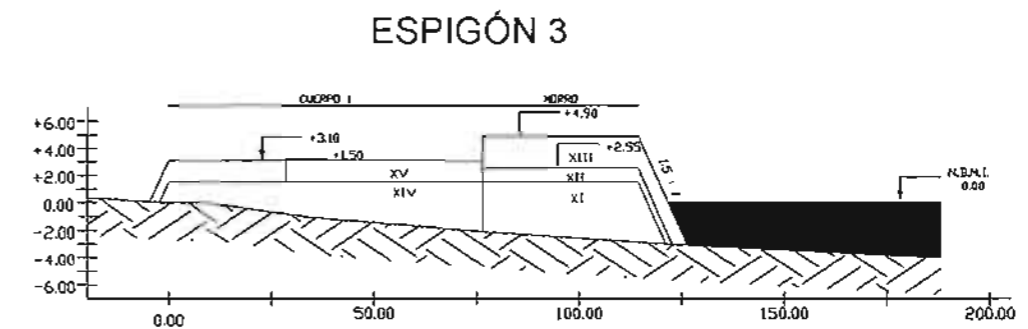
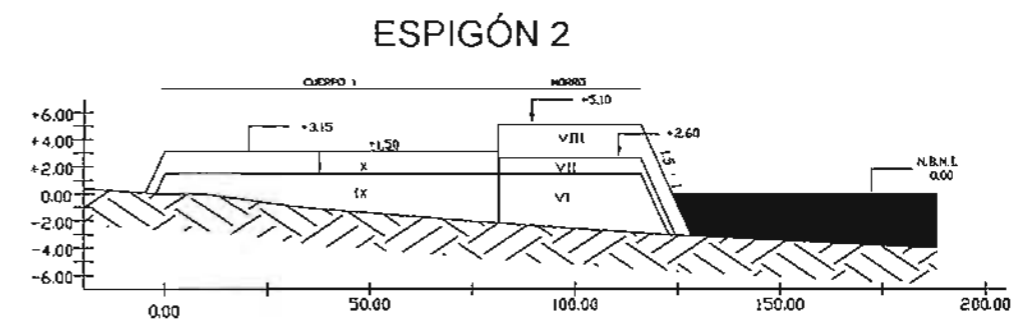
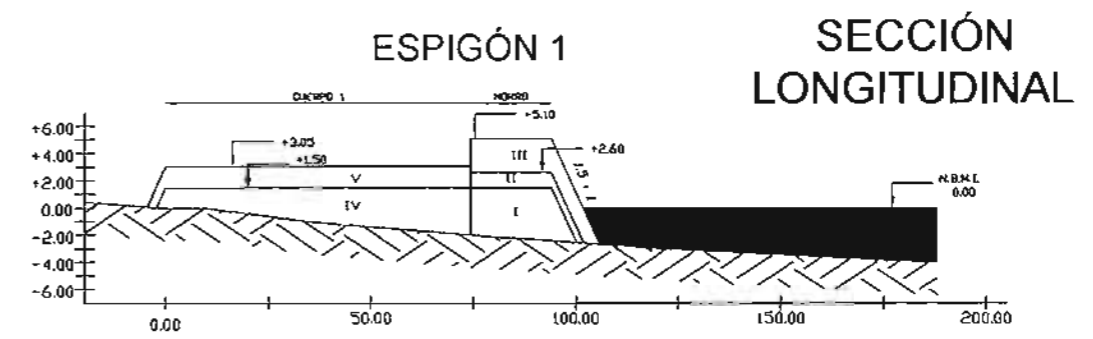
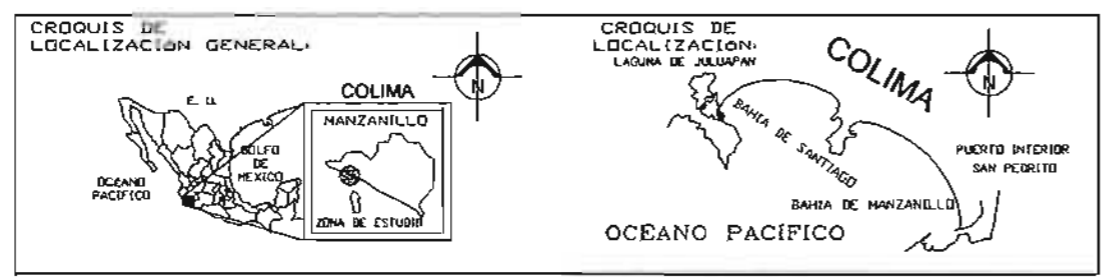
CRUQUIS DE LOCALIZACIÓN:



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA"	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		NOMBRE DEL PLANO: PLAYA MIRAMAR, COLIMA:	
ARAGÓN		PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE ROMPEOLAS SEPARADAS DE LA COSTA ALTERNATIVA I	
TESES PROFESIONALES	BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA	ACOTACIONES:	ESCALA:
BENIGNO RAMÍREZ VICOTENCATI, INGENIERIA CIVIL	FECHA: ABRIL-2004	INDICADAS	INDICADAS
			PLANO No. PE/900-1

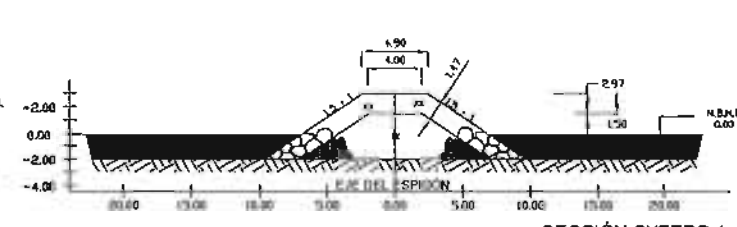
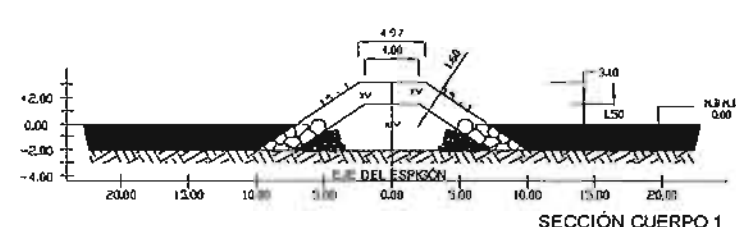
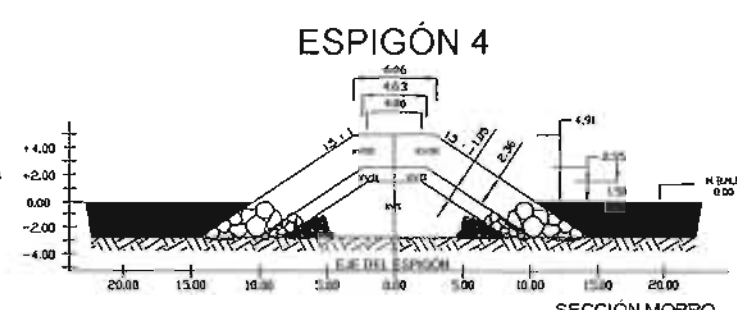
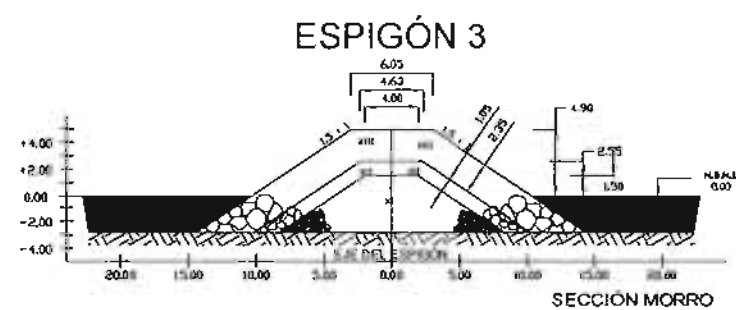
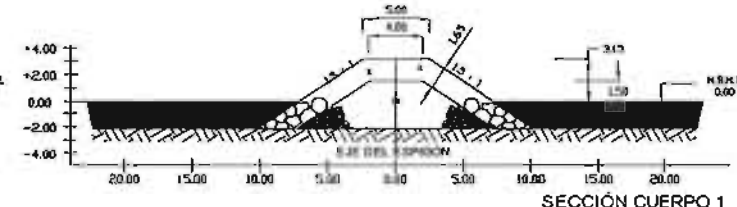
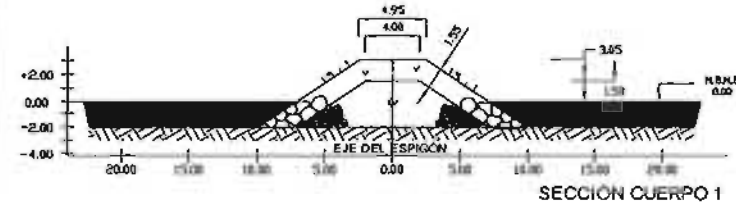
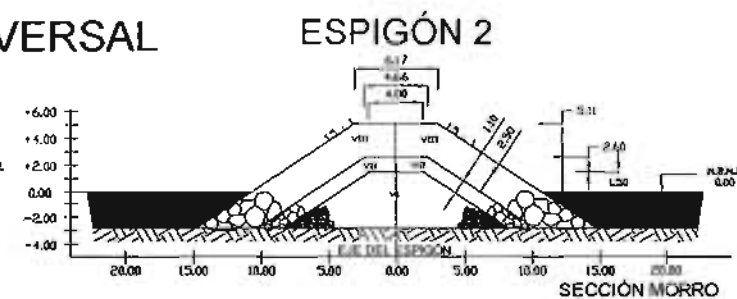
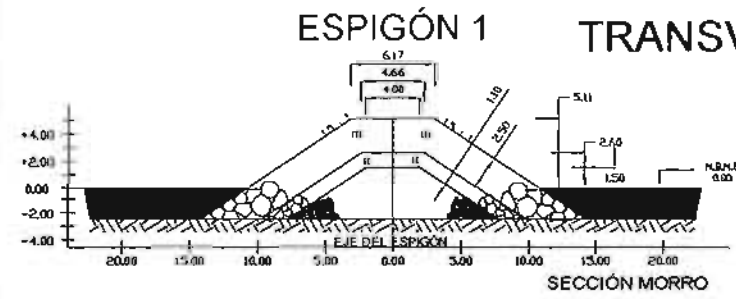


- NOTAS:**
- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
 - LAS ALTURAS DE LAS OLAS DE DISEÑO SON:
 - ESPIGÓN 1: MORRO: 2.76 m. CUERPO: 2.00 m.
 - ESPIGÓN 2: MORRO: 2.80 m. CUERPO: 1.98 m.
 - ESPIGÓN 3: MORRO: 2.81 m. CUERPO: 1.91 m.
 - ESPIGÓN 4: MORRO: 2.83 m. CUERPO: 1.78 m.
 - LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN m.
 - LAS PROFUNDIDADES ESTÁN EN METROS Y REFERIDAS AL NIVEL DE SAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACION 0.00 m.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA"	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		NOMBRE DEL PLANO: PLAYA MIRAMAR, COLIMA: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE ESPIGONES ALTERNATIVA 2	
TESIS PROFESIONAL	BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA	ACOTACIONES:	ESCALA:
RODOLFO RAMÍREZ XICOTENCATL	FECHA: ABRIL-2004	INDICADAS	INDICADAS
INGENIERÍA CIVIL			PLANO No. PE/004-1

SECCIÓN TRANSVERSAL

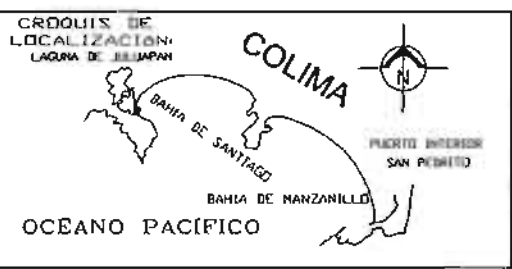


RESUMEN TABLA DE MATERIALES

TIPO	CLAVE	CONCEPTO	VOLUMEN GEOM. (m³)	VOLUMEN REAL (m³)	PESO (ton)
ESPIGÓN 1					
MORRO	I	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.22 ton.	740.49	533.15	1,386.19
	II	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.22 a 0.33 ton (2 capas)	435.53	274.39	713.40
	III	CORAZA Piedra de 2.45 a 4.15 ton (2 capas)	1,361.66	867.84	2,230.39
CUERPO I	IV	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.80 ton.	1,887.80	1,316.22	3,179.57
	V	CORAZA Piedra de 0.70 a 1.00 ton (2 capas)	1,970.29	1,341.29	3,227.33
ESPIGÓN 2					
MORRO	VI	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.23 ton.	1,510.14	1,087.30	2,826.99
	VII	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.23 a 0.34 ton (2 capas)	819.38	518.20	1,342.13
	VIII	CORAZA Piedra de 2.50 a 4.30 ton (2 capas)	2,519.64	1,587.37	4,127.17
CUERPO I	IX	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.70 ton.	1,880.59	1,354.03	3,520.47
	X	CORAZA Piedra de 0.70 a 1.10 ton (2 capas)	2,332.24	1,469.31	3,620.21
ESPIGÓN 3					
MORRO	XI	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.19 ton.	1,643.53	1,183.34	3,078.69
	XII	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.19 a 0.28 ton (2 capas)	848.87	534.79	1,390.44
	XIII	CORAZA Piedra de 2.00 a 3.40 ton (2 capas)	2,537.74	1,598.78	4,158.82
CUERPO I	XIV	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.85 ton.	1,768.26	1,265.94	3,261.45
	XV	CORAZA Piedra de 0.65 a 1.10 ton (2 capas)	2,110.53	1,329.63	3,467.04
ESPIGÓN 4					
MORRO	XVI	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.19 ton.	1,711.06	1,231.97	3,203.11
	XVII	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.19 a 0.28 ton (2 capas)	865.64	557.96	1,450.68
	XVIII	CORAZA Piedra de 2.10 a 3.50 ton (2 capas)	2,883.24	1,877.84	4,382.39
CUERPO I	XIX	NÚCLEO Piedra de 0.01 a 0.80 ton.	1,472.50	1,069.20	2,756.52
	XX	CORAZA Piedra de 0.50 a 0.85 ton (2 capas)	1,834.19	1,029.54	2,676.81

NOTAS:

- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
- LAS ALTURAS DE LAS OLAS DE DISEÑO SON:
 - ESPIGÓN 1: MORRO: 2.76 m.
CUERPO: 2.00 m.
 - ESPIGÓN 2: MORRO: 2.80 m.
CUERPO: 1.96 m.
 - ESPIGÓN 3: MORRO: 2.61 m.
CUERPO: 1.91 m.
 - ESPIGÓN 4: MORRO: 2.63 m.
CUERPO: 1.78 m.
- LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN m.
- LAS PROFUNDIDADES ESTÁN EN METROS Y REFERIDAS AL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACIÓN 0.00 m.
- LOS VOLUMENES INDICADOS SON GEOMÉTRICOS.
- EL VOLUMEN REAL DE PIEDRA SE CALCULO CONSIDERANDO:
 - 28 % DE VACIOS EN EL NÚCLEO
 - 37 % DE VACIOS EN LA CAPA SECUNDARIA Y CORAZA.
- EL PESO ESPECÍFICO CONSIDERADO PARA LA PIEDRA FUE DE 2.6 Ton/m³
- LA ROCA DEBERÁ SER RUGOSA Y ANGULAR



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO		"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA"	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		NOMBRE DEL PLANO: PLAYA MIRAMAR, COLIMA: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE ESPIGONES ALTERNATIVA 2	
ARAGON		PLANO No. PE/004-2	
TESIS PROFESIONAL	BAHIA DE SANTIAGO, COLIMA	ACOTACIONES:	ESCALA:
RODOLFO RAMIREZ XICOTENCATL	FECHA: ABRIL 2004	INDICADAS	INDICADAS
INGENIERIA CIVIL			

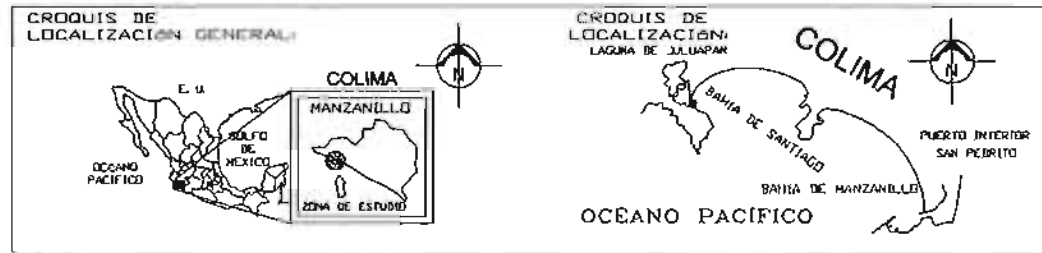
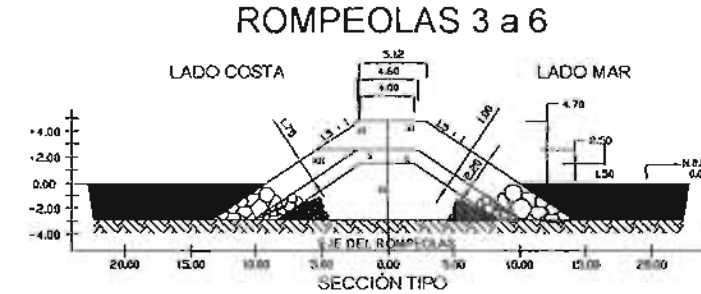
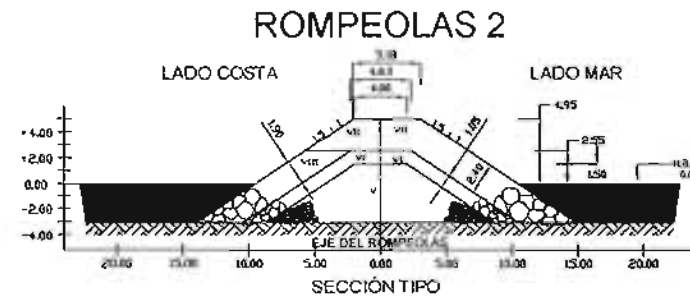
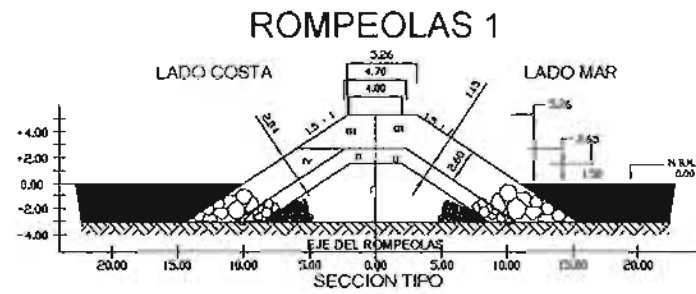
RESUMEN TABLA DE MATERIALES					
TIPO	CLAVE	CONCEPTO	VOLUMEN GROM. (m ³)	VOLUMEN REAL (m ³)	PESO (ton)
ROMPEOLAS 1					
MORRO	I	NUCLEO Piedra de 0.01 a 0.25 ton.	4,037.52	2,907.23	7,558.80
	II	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.25 a 0.37 ton (2 capas)	2,197.78	1,384.60	3,599.96
	III	CORAZA Piedra de 2.70 a 4.60 ton (2 capas)	4,245.83	2,674.87	6,954.66
	IV	CORAZA INTERIOR Piedra de 1.35 a 2.30 ton (2 capas)	1,748.33	1,102.06	2,865.35
ROMPEOLAS 2					
MORRO	V	NUCLEO Piedra de 0.01 a 0.20 ton.	4,037.72	2,907.16	7,558.61
	VI	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.20 a 0.30 ton (2 capas)	1,983.56	1,249.64	3,249.07
	VII	CORAZA Piedra de 2.20 a 3.70 ton (2 capas)	3,813.03	2,402.21	6,245.75
	VIII	CORAZA INTERIOR Piedra de 1.10 a 1.85 ton (2 capas)	1,601.17	1,008.74	2,622.72
ROMPEOLAS 3					
MORRO	IX	NUCLEO Piedra de 0.01 a 0.16 ton.	3,819.48	2,750.02	7,150.08
	X	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.16 a 0.25 ton (2 capas)	1,834.38	1,155.61	3,004.58
	XI	CORAZA Piedra de 1.70 a 2.90 ton (2 capas)	3,380.77	2,117.29	5,804.95
	XII	CORAZA INTERIOR Piedra de 0.85 a 1.45 ton (2 capas)	1,421.33	895.44	2,328.13

RESUMEN TABLA DE MATERIALES					
TIPO	CLAVE	CONCEPTO	VOLUMEN GROM. (m ³)	VOLUMEN REAL (m ³)	PESO (ton)
ROMPEOLAS 4					
MORRO	IX	NUCLEO Piedra de 0.01 a 0.16 ton.	4,023.08	2,896.62	7,631.21
	X	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.16 a 0.25 ton (2 capas)	1,877.14	1,182.60	3,074.78
	XI	CORAZA Piedra de 1.70 a 2.90 ton (2 capas)	3,407.96	2,147.01	5,582.23
	XII	CORAZA INTERIOR Piedra de 0.85 a 1.45 ton (2 capas)	1,458.87	919.00	2,389.63
ROMPEOLAS 5					
MORRO	IX	NUCLEO Piedra de 0.01 a 0.16 ton.	3,935.21	2,833.36	7,386.71
	X	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.16 a 0.25 ton (2 capas)	1,858.78	1,171.03	3,044.68
	XI	CORAZA Piedra de 1.70 a 2.90 ton (2 capas)	3,387.73	2,134.27	5,549.11
	XII	CORAZA INTERIOR Piedra de 0.85 a 1.45 ton (2 capas)	1,442.78	908.95	2,383.28
ROMPEOLAS 6					
MORRO	IX	NUCLEO Piedra de 0.01 a 0.16 ton.	4,082.18	2,939.17	7,641.83
	X	CAPA SECUNDARIA Piedra de 0.16 a 0.25 ton (2 capas)	1,889.38	1,190.31	3,094.60
	XI	CORAZA Piedra de 1.70 a 2.90 ton (2 capas)	3,421.44	2,155.51	5,804.31
	XII	CORAZA INTERIOR Piedra de 0.85 a 1.45 ton (2 capas)	1,469.80	926.85	2,407.20

NOTAS:

- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
- LAS ALTURA DE LAS OLAS DE DISEÑO SON:
ROMPEOLAS 1
MORRO: 2.88 m
ROMPEOLAS 2
MORRO: 2.68 m
ROMPEOLAS 3 - 6
MORRO: 2.48 m
- LAS ELEVACIONES Y ACOTACIONES ESTÁN EN M Y LOS CADENAMIENTOS EN Km.
- LAS PROFUNDIDADES ESTAN EN METROS Y REFERIDAS AL NIVEL DE BAJAMAR MEDIA INFERIOR CON ELEVACION 0.00 m.
- LOS VOLUMENES INDICADOS SON GEOMETRICOS.
- EL VOLUMEN REAL DE PIEDRA SE CALCULO CONSIDERANDO:
28 % DE VACIOS EN EL NUCLEO.
37 % DE VACIOS EN LA CAPA SECUNDARIA Y CORAZA.
- EL PESO ESPECIFICO CONSIDERADO PARA LA PIEDRA FUE DE 2.6 ton/m³
- LA ROCA DEBERA SER RUGOSA Y ANGULAR

SECCIÓN TRANSVERSAL



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		"FACTIBILIDAD TÉCNICA DE OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA BAHIA DE SANTIAGO, COLIMA"	
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES		HOMBRE DEL PLANO: PLAYA MIRAMAR, COLIMA;	
ABASCAN		PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE ROMPEOLAS SEPARADOS DE LA COSTA ALTERNATIVA I	
TESIS PROFESIONAL	BAHÍA DE SANTIAGO, COLIMA	ACOTACIONES INDICADAS	ESCALA: INDICADAS
RODOLFO RAMÍREZ NICOTRECATL INGENIERÍA CIVIL	FECHA: ABRIL-2004	INDICADAS	PLANO N.º: PE/005-2

- ✓ El plano PE/001-2, llamado "Puerto Santiago, Colima: Proyecto de construcción de la escollera Sur" corresponde al proyecto ejecutivo de la construcción de la escollera Sur en la boca de comunicación de la Laguna de Juluapan con el mar.
- ✓ El plano PE/002-1 llamado "Puerto Santiago, Colima: Proyecto de dragado de construcción", se refiere al proyecto ejecutivo de dragado de construcción en la Laguna de Juluapan y el canal de acceso, para la alternativa 1 y 2.
- ✓ Los planos PE/003-1 y PE/003-2 denominados "Playa Miramar, Colima: Proyecto de construcción de rompeolas", corresponden a los proyectos ejecutivos de la alternativa 1, referentes a la construcción de los rompeolas separados de la costa en Playa Miramar
- ✓ En los planos PE/004-1 y PE/004-2 llamados "Playa Miramar, Colima: Proyecto de construcción de espigones", se muestra el proyecto ejecutivo de la construcción de los espigones en Playa Miramar, correspondientes a la alternativa 2.

Cabe señalar que en los proyectos ejecutivos de las escolleras Norte y Sur, rompeolas separados de la costa y espigones se indica la disposición en planta de las estructuras, señalando sus secciones transversal y longitudinal, dimensiones, su localización correspondiente al sistema de coordenadas UTM, características de los elementos que conforman el núcleo, la capa secundaria y la coraza de las mismas, también se indican los niveles y dimensiones geométricas de las secciones, los volúmenes geométricos y reales de la roca a utilizar en su construcción.

Por otra parte en el proyecto ejecutivo del dragado de construcción de la Laguna de Juluapan, se indica la disposición en planta y en sección transversal de los cuerpos de agua que se dragarán en el interior de dicha laguna y en el canal de acceso de ésta con el mar, también se indican los volúmenes a dragar en las zonas respectivas.

Es importante señalar que los proyectos ejecutivos en cuestión no contemplan la realización de presupuesto base de la obra, ni la preparación de especificaciones particulares y generales para la construcción de los mismos.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Los resultados del presente trabajo permiten establecer las siguientes conclusiones y recomendaciones:

VI.1 Conclusiones:

1. El desarrollo del presente trabajo, contempló el estudio y definición de las obras de protección en Puerto Santiago y en Playa Miramar, ambos sitios localizados al Norte del Puerto de Manzanillo en la costa del Pacífico en el Estado de Colima. Las características de los desarrollos turísticos antes citados corresponden a lo siguiente:
 - (1) Puerto Turístico Puerto Santiago.
 - o El proyecto turístico Puerto Santiago contempla una reserva territorial de clara vocación hotelera, condominial, residencial y de servicios turísticos, contigua a Club Santiago, correspondiente al polígono 1 con superficie de 51 has, localizado entre el mar y la Laguna de Juluapan. El actual propietario es el Gobierno del Estado de Colima y dispone de diversos macrolotes con servicios para la construcción de hoteles, residencias, condominios, área comercial, con precios de preventa de \$ 80 USD /m² para lotes en la playa, y de \$ 50 USD /m² para lotes interiores o en la laguna.
 - (2) Proyecto Turístico Playa Miramar
 - o El proyecto integral contempla la adquisición de 200 has de vocación turística con concesión de Zona Federal Marítimo Terrestre y laguna de 7 has, para desarrollar macrolotes para hoteles, residencias, condominios, áreas comerciales, campo de Golf, vialidades y áreas verdes, con una inversión inicial estimada en \$ 70 millones de pesos (\$ 35/m²), con sinergia potencial orientada a un próximo reordenamiento y desarrollo del Malecón Miramar con inversión tripartita de la Secretaría de Turismo, Gobierno Estatal y Gobierno Municipal por \$ 30 millones de pesos.
2. Como obras de infraestructura para la zona de estudio, se plantearon dos alternativas, cuyas características se describen a continuación, las cuales se estudiaron hidráulicamente y sedimentológicamente.
 - (1) Alternativa 1
 - o En la boca de intercomunicación de la Laguna de Juluapan con el mar, se planteó la construcción de dos escolleras paralelas a base de piedra (escolleras Norte y Sur) con orientación NE, con longitudes de 400 m y 350 m respectivamente, ambas con profundidad de desplante a la profundidad de 4.5 m.

- Para el interior de la laguna, las áreas de navegación y flotación, consisten en un canal de acceso de 50 m de ancho de plantilla, con una profundidad de 4.5 m hasta el cadenamamiento de 0+400, a partir del cual se alojará una dársena de 120 m de diámetro, para continuar con un canal de navegación de iguales dimensiones al canal de acceso hasta el cadenamamiento de 1+200; a partir de éste, el canal de navegación tendrá una profundidad de 2.5 m hasta el cadenamamiento 2+000, en donde tendrá lugar otra dársena de ciaboga de 280 m de diámetro.
- Para Playa Miramar, se planteó la construcción de 6 rompeolas paralelos a la costa, con una longitud de 85 m cada uno, a una distancia de la costa de 95 m y con una separación entre estructuras de 50 m, dichas estructuras conformadas también a base de piedra.

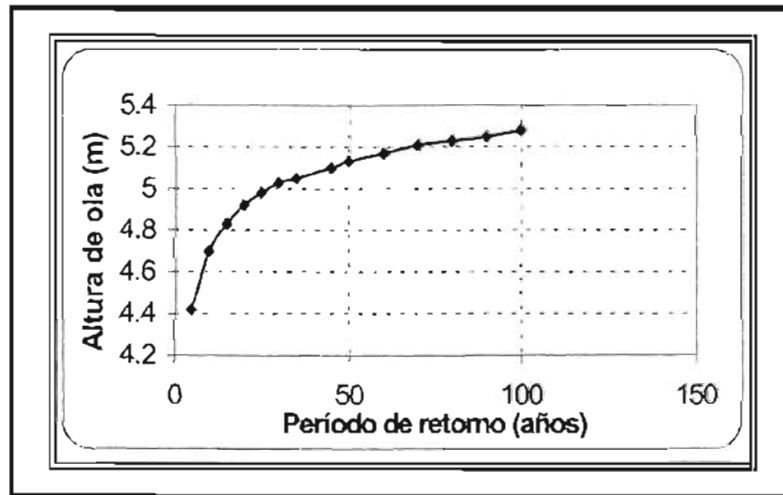
(2) Alternativa 2

- En esta alternativa se plantearon las 2 escolleras indicadas en la alternativa 1 para estabilizar la boca de intercomunicación, y el canal de navegación con dimensiones similares a las planteadas en la alternativa 1.
 - Para Playa Miramar se planteó la construcción de 4 espigones conectados a la costa, con una longitud de 96 m, 116 m, 115 m, y 106 m respectivamente, con una separación entre el espigón 1 y 2 de 235 m, entre el 2 y 3 de 260 m, y entre el 3 y 4 de 260 m.
3. Las características del oleaje representativo de la zona de estudio, están definidas por los oleajes provenientes del tercero y cuarto cuadrante, es decir por el sector S – W y por el sector S – E.
 4. Las alturas de ola más frecuentes en el régimen anual están comprendidas entre 0.50 y 1.50 m, y los periodos del oleaje más frecuentes para el mismo régimen están comprendidos entre 5 y 8.5 seg.
 5. Las direcciones del oleaje más frecuentes en el régimen anual, son la W con el 32.50% de ocurrencia, seguida por la S 60° W con el 21.22%, por la Sur con el 12.91%, por la S 60° E con el 11.70%, por la S 30° E con el 11.63% de ocurrencia y por la S 30° W con el 10.04%.

6. Las características del oleaje significativo en aguas profundas para el régimen anual están definidas por los valores que se indican en la siguiente tabla:

Dirección del oleaje	H1/3 (m)	T1/3 (s)
S60E	1.836	8.01
S30E	2.052	8.65
S	2.234	8.28
S30W	1.902	7.74
S60W	1.517	7.32
W	1.490	6.74

7. Las características del oleaje extremal están definidas por la relación del período de retorno contra la altura de ola en aguas profundas, como se indica en la siguiente figura.



8. El período de retorno seleccionado en el presente estudio fue de 50 años, asociando a éste una altura de ola significativa de 5.13 m en aguas profundas.
9. La sobreelevación del nivel del mar por marea de tormenta calculado, resultó de +2.64 m referida al Nivel de Bajamar Media Inferior (N.B.M.I.).

10. La marea astronómica de la zona de estudio es de tipo mixta semidiurna, con dos pleamares y dos bajamares en 24 horas, y con los niveles representativos del mar que se indican a continuación:

<i>NIVEL REPRESENTATIVO DEL MAR</i>	<i>ELEVACIÓN RESPECTO AL N.B.M.I.</i>
Pleamar máxima registrada	1.246 m
Nivel de pleamar media superior	0.731 m
Nivel de pleamar media	0.670 m
Nivel medio del mar	0.398 m
Nivel de media marea	0.403 m
Nivel de bajamar media	0.134 m
Nivel de bajamar media inferior	0.000 m
Bajamar mínima registrada	-0.491 m
Altura mínima registrada	-0.521 m

11. El estudio hidráulico de las alternativas planteadas contempló la realización de modelaciones numéricas de refracción del oleaje normal y de tormenta, de modelaciones numéricas de corrientes litorales y corrientes de marea, cuyos resultados en forma sucinta se indican a continuación:

(1) Refracción del oleaje

- Por su ubicación, la Bahía de Santiago está abrigada del oleaje proveniente de las direcciones del oleaje W y S 60° W, debido a la protección que le brinda Punta Carrizal y la Península de Juluapan, así como de la dirección del oleaje proveniente del S 60° E por la saliente costera denominada Punta Campos y la Península de Santiago.
- Las direcciones del oleaje S 30° W, S y S 30° E son las que pueden incidir de una manera importante; la dirección del oleaje del Sur es la que penetra de manera más franca en la bahía.

(2) Corrientes litorales.

- El oleaje de la dirección W origina corrientes que penetran por la Punta Juluapan, con convergencia a la altura de la Península de Santiago, donde inicia su salida por el centro de la bahía.
- El oleaje de la dirección S 60° W origina corrientes que penetran por Punta Juluapan originando dos giros dentro de la bahía, uno hacia el área de Santiago, y el otro hacia el área de Manzanillo.

- Las corrientes inducidas por la dirección del oleaje del S 30° E, penetran por Punta Juluapan donde se manifiesta su máxima velocidad, bordea toda la bahía para salir finalmente por Punta Santiago.
 - En el patrón de corrientes litorales para la dirección S 60° E se presentan las mínimas velocidades, recorren la bahía siguiendo la configuración de la costa hasta Punta Juluapan.
 - La dirección del oleaje del Sur, origina corrientes que entran por Manzanillo, siguiendo la configuración de la costa, bordea el área de Santiago, la Punta Juluapan y finalmente, la Ensenada Higueras, por donde salen. Cabe señalar que en la Península de Juluapan, las corrientes litorales presentan un giro con dirección a la bahía, para después salir por su punta.
 - Las corrientes originadas por la dirección del oleaje del S 30° W, presentan dos giros, uno en la cercanía de Punta Juluapan y otro por Punta Santiago, el cual bordea toda la bahía hasta salir a la altura de Punta Gorda. Las velocidades máximas se presentan en la Punta Santiago.
- (3) Corrientes de marea.
- Las máximas velocidades se presentaron en las proximidades de la boca de la Laguna y en el estrechamiento de los dos vasos, esto debido a la disminución del área hidráulica, lográndose condiciones hidrodinámicas aceptables durante todas las fases de la marea.
 - Al centro de la laguna las velocidades se reducen considerablemente debido al amortiguamiento de la marea, presentando flujos aceptables. La parte final de la laguna, presenta bajas velocidades en casi todo el ciclo de la marea, pero tiene una circulación del agua aceptable principalmente a la salida, para que el intercambio de volúmenes de agua por efecto de la marea se dé en forma efectiva.
 - Las corrientes en las pleamares y las bajamares, presentaron las mínimas velocidades en toda la laguna.

12. En el estudio sedimentológico se realizaron simulaciones de transporte litoral y azolvamiento en el canal de acceso proyectado para Puerto Santiago. Los resultados obtenidos se indican a continuación:

(1) Transporte litoral

- El transporte litoral anual en una sección perpendicular a la playa, localizada al Este de la boca de comunicación de la Laguna de Juluapan, se indica en la siguiente tabla:

DIRECCIÓN DEL OLEAJE	TRANSPORTE LITORAL (m ³ /año)	DIRECCIÓN
S 30° E	17,005.00	Suroeste-Noreste
S	6,100.13	Suroeste-Noreste
S 30° W	1,842.84	Suroeste-Noreste
S 60° W	-0.86	Noreste-Suroeste

- El transporte litoral anual neto en una sección perpendicular a la playa, localizada al Este de la boca de comunicación de la Laguna de Juluapan con el mar, es de 24, 947 m³/año, con dirección de Suroeste a Noreste.
- El transporte litoral anual en Playa Miramar, se presenta en la siguiente tabla:

DIRECCIÓN DEL OLEAJE	TRANSPORTE LITORAL (m ³ /año)	DIRECCIÓN
S 60° E	-12.18	Noreste-Suroeste
S 30° E	65.45	Suroeste-Noreste
S	-71,148.19	Noreste-Suroeste
S 30° W	-5,037.92	Noreste-Suroeste
S 60° W	4,423.25	Suroeste-Noreste

- El transporte litoral anual neto en Playa Miramar es de 71, 710 m³/año, con dirección de Noreste a Suroeste

(2) Azolvamiento en el canal de acceso

- El azolvamiento anual calculado por estación del año, para las direcciones del oleaje representativo en la zona de estudio, se presenta en la siguiente tabla:

ESTACIÓN	AZOLVAMIENTO / DIRECCIÓN					
	SE60 (m ³ /Estación)	SE30 (m ³ /Estación)	S (m ³ /Estación)	SW60 (m ³ /Estación)	SW30 (m ³ /Estación)	W (m ³ /Estación)
PRIMAVERA	139.86	131.87	131.47	201.39	604.18	812.77
VERANO	352.44	316.48	514.68	265.73	391.60	431.56
OTOÑO	352.44	302.09	355.24	271.32	461.53	520.27
INVIERNO	100.70	55.14	41.96	72.73	257.34	486.70
ANUAL (m ³ /año)	945.44	805.58	1043.34	811.17	1714.65	2251.31

- El volumen anual de dragado de mantenimiento en el canal de acceso, se estimó en 7, 572 m³.
 - Debido a lo complicado del fenómeno de sedimentación de canales de acceso, los volúmenes de azolvamiento calculados son estimativos, ya que durante el desarrollo del presente trabajo no se contó con suficiente información batimétrica para calcular los volúmenes de azolvamiento en las condiciones actuales, pues en dicha condición, la boca de comunicación de la Laguna con el mar se encuentra cerrada.
13. En el estudio de dinámica de costas se realizaron simulaciones numéricas de la evolución de la línea de costa en Playa Miramar. Los resultados obtenidos se indican a continuación:
- Con la presencia de la alternativa 1 el avance de la línea de costa origina una superficie de terrenos ganados al mar de 19, 322 m² en un período de 30 años;
 - Con la presencia de las estructuras propuestas en la alternativa 2, la superficie de terrenos ganados al mar en el mismo período de 30 años es de 13, 618 m².

14. El análisis de factibilidad técnica de las alternativas estudiadas, se realizó mediante un análisis comparativo de los resultados de los estudios hidráulico y sedimentológico, destacándose lo siguiente:
- o Al realizar el dragado de construcción propuesto en Puerto Santiago, las velocidades de las corrientes de marea dentro de la laguna, son mayores sin obras exteriores (escolleras) que con la presencia de dichas estructuras.
 - o El dragado de construcción del canal de navegación, propuesto a la profundidad de proyecto, permitiría que embarcaciones de tipo turístico, realicen con seguridad maniobras de entrada y salida en los cuerpos de agua interiores de la Laguna de Juluapan.
 - o En Playa Miramar, con la presencia de los rompeolas separados de la costa, las condiciones de oleaje son más propicias para actividades de playa que las que se obtendrían con la presencia de los espigones, sin embargo con los rompeolas separados de la costa, se originan fuertes corrientes de retorno, situación que se tornaría peligrosa para los usuarios de la playa.
 - o Por las características de las obras de protección propuestas en la alternativa 1 para Playa Miramar, los costos de construcción y de mantenimiento son mayores que los costos correspondientes para la Alternativa 2.
15. El Análisis de factibilidad económica de las alternativas estudiadas, se realizó mediante la estimación de los costos de construcción y mantenimiento, y de los beneficios de las 2 alternativas mencionadas con anterioridad durante la vida útil de las mismas. De los resultados obtenidos se destaca lo siguiente:
- (1) Los valores de los Índices de rentabilidad de las tres diferentes tasas de actualización de los costos y beneficios, de las alternativas planteadas, se presentan a continuación:

Tasa de descuento	Alternativa	IR		VPN		TIR	
		Renta	Venta	Renta	Venta	Renta	Venta
8%	Alternativa 1	4.12	8.14	\$219,549,182.71	\$501,870,499.86	5.82	8.57
	Alternativa 2	4.38	8.68	\$222,332,428.79	\$504,653,745.94	5.96	8.71
10%	Alternativa 1	2.60	5.09	\$108,467,007.15	\$277,887,329.07	3.90	6.60
	Alternativa 2	2.73	5.38	\$110,923,660.76	\$280,343,982.68	4.04	6.73
12%	Alternativa 1	1.65	3.20	\$43,019,115.76	\$145,694,225.60	2.04	4.69
	Alternativa 2	1.72	3.36	\$45,257,827.93	\$147,932,937.77	2.18	4.83

- (2) Los resultados anteriores indican que la alternativa más conveniente desde el punto de vista económico, es la alternativa 2, toda vez que los índices de rentabilidad correspondientes son mayores para las 3 diferentes tasas de descuento analizadas.

16. De conformidad con los resultados de los incisos anteriores, se determina que la alternativa más conveniente desde el punto de vista técnico y económico es la Alternativa 2, toda vez que cumple con las condiciones hidráulicas–sedimentológicas más convenientes y resultó ser la más económica.

VI.2 Recomendaciones

1. Tomando como referencia los resultados de los análisis de factibilidad técnica y económica de las alternativas estudiadas, se recomienda construir la alternativa 2 con las características de los proyectos ejecutivos que se indican en los siguientes planos:
 - Plano denominado “Puerto Santiago, Colima: Proyecto ejecutivo de la escollera Norte”, con número PE/001-1
 - Plano denominado “Puerto Santiago, Colima: Proyecto ejecutivo de la escollera Sur”, con número PE/001-2
 - Plano denominado “Puerto Santiago, Colima: Proyecto ejecutivo de dragado de construcción”, con número PE/002-1
 - Planos denominados “Playa Miramar, Colima: Proyecto de ejecutivo de espigones”, con números PE/004-1 y PE/004-2.
2. Por la dirección del transporte litoral neto, se recomienda construir primeramente la escollera Sur, con la finalidad de retener el transporte de arena que se mueve en la zona cercana a la boca de intercomunicación de la Laguna de Juluapan, con dirección predominante de Suroeste a Noreste.
3. Con objeto de verificar la evolución de la costa en Playa Miramar determinada de las simulaciones numéricas, se recomienda realizar levantamientos sistemáticos de secciones de playa en un frente marítimo de 8 km, lo cual permitirá determinar las etapas de construcción de la batería de espigones planteados para proteger dicha zona.

BIBLIOGRAFÍA.

(1) Referencias

- 1) Dirección General de Puertos. *Manual del Dimensionamiento Portuario*. Vocalía de planeación. México, 2001.
- 2) Herrejón de la Torre; Pindter Vega, Julio. *Ingeniería Marítima y Portuaria*. Facultad de Ingeniería de la UNAM y edit. Alfaomega. México, 1999.
- 3) Madrid Montes de Oca, Rolando. *Diseño de Rompeolas de Piedra. Curso Latinoamericano en Técnicas Hidráulicas Portuarias*. Puertos Mexicanos y México Office, Japan International Cooperation Agency (JICA), México, 1991.
- 4) N Hogben & F.E.Lumb. *Ocean Waves Statistics*. Ministry of Technology. National Physical Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Inglaterra
- 5) Puertos del Estado. *Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; canales de acceso y áreas de flotación ROM 3.1-99*. Puertos del Estado. España, 2000.
- 6) Sato, Shoji. *Cálculo de Sedimentación del Canal de Navegación. Curso Internacional de Capacitación de Ingeniería Hidráulica Portuaria*. Puertos Mexicanos y México Office, Japan International Cooperation Agency (JICA). México, 1997.
- 7) Sato, Shoji y Heredia Domínguez, Jesús I. *Pronóstico del oleaje causado por ciclón sobre algún punto de la costa. Segundo Curso Internacional de Capacitación de Ingeniería Hidráulica Portuaria –segunda etapa*. Puertos Mexicanos y México Office, Japan International Cooperation Agency (JICA). México, 1994.
- 8) Servicio Mareográfico, Instituto de Geofísica. *Tablas de Predicción de Mareas. Puertos del Océano Pacífico*. Universidad Nacional Autónoma de México. México, 2004.
- 9) Torres Vargas, Guillermo. *Publicación técnica No. 216: Modernización de caminos rurales: La evaluación económica como herramienta en la toma de decisiones*. Instituto Mexicano del Transporte. México, 2002.
- 10) Us Army Corps of Engineers. *EM 1110-2-1617 Coastal Groins and Nearshore Breakwaters*. Government Printing Office. USA, 1992.
- 11) Us Army Corps of Engineers. *Shore Protection Manual Vol. 1 y 2*. Government Printing Office. USA, 1984.

(2) Sitios de Internet

- 1) GENESIS. "Generalized Model for Simulating Shoreline Change"
<http://www.veritechinc.com/>
- 2) Litpack "Coastline Evolution"
<http://www.dhisoftware.com/>
- 3) MIKE 21 "Wave Modeling"
<http://www.dhisoftware.com/>
- 4) Trayectorias ciclónicas del Pacífico Este
<http://www.weather.unisys.com/hurricane/>

ANEXOS

Anexo 1. Condiciones de diseño.

(1) Rompeolas separados de la costa.

Para el dimensionamiento en planta de los rompeolas paralelos a la costa correspondientes a la alternativa 1 se tomaron en cuenta las siguientes condiciones de diseño.

- Características del oleaje:

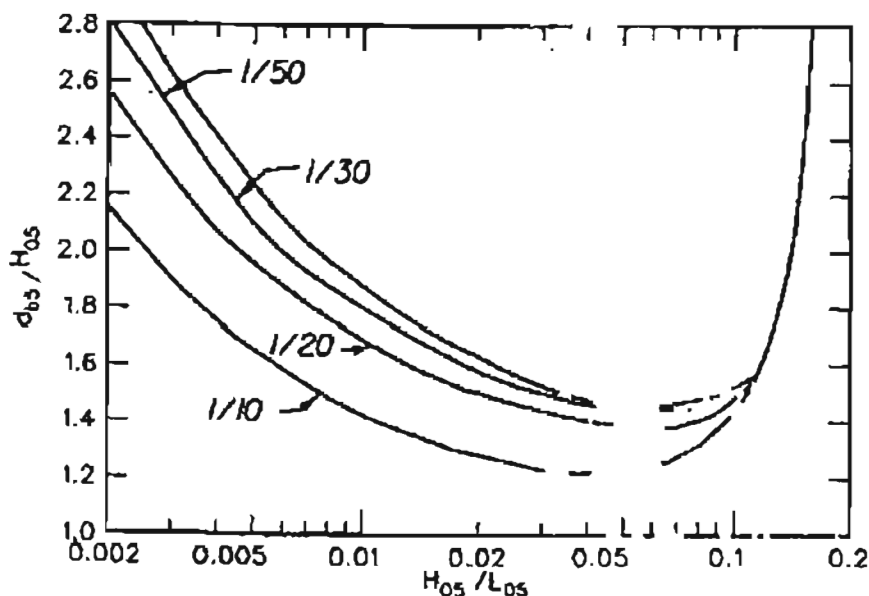
- Altura de ola $H_0 = 1.74$ m.
- Período de ola $T = 7.53$ seg.
- Longitud del oleaje en aguas profundas $L_0 = 1.56 \cdot T^2 = 88.62$ m.

- Pendiente de la playa. 1:50

- Relación de esbeltez del oleaje $\frac{H}{L_0} = 0.0196$

- Relación profundidad de rompiente – altura de ola, $\frac{d}{H_0} = 1.6$, este valor se

obtiene de la siguiente figura, a partir de la pendiente de la playa y de la relación de esbeltez del oleaje.



- Profundidad de rompiente $d_b = 2.78$ m.

Para calcular la distancia hacia el mar del rompeolas separado de la costa se sigue el método iterativo que a continuación se indica.

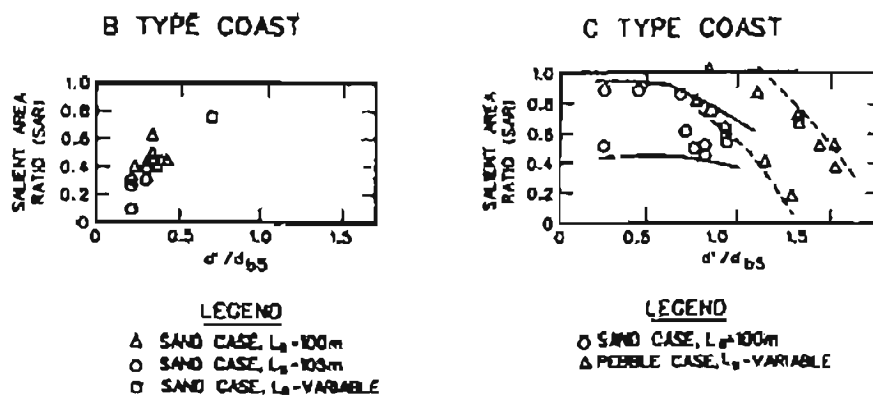
Suponiendo una distancia inicial y_s (distancia de la saliente de arena detrás del rompeolas separado de la costa), determinamos la profundidad al final de la saliente, con la expresión $\frac{y_s}{\tan \beta}$.

La profundidad d' correspondiente a la profundidad de desplante del rompeolas separado de la costa se determina mediante la ecuación 1.

$$d' = \left(\frac{d_b + \frac{y_s}{\tan \beta}}{2} \right) = \left(\frac{d_b + d}{2} \right) \quad (1)$$

Con lo anterior, se calcula la relación de la profundidad de desplante del rompeolas contra la profundidad de rompiente, mediante la expresión $\frac{d'}{d_b}$.

Entrando a la siguiente figura con el valor anterior, obtenemos la relación del área de la saliente SAR



La primera aproximación de la distancia hacia el mar de la estructura es obtenida con la ecuación $y = d' \tan \beta$, y la distancia de la saliente es calculada con la expresión $y_s' = SAR \cdot y$.

Si el valor de y_s' es aproximadamente igual al valor de y_s inicialmente supuesto, el valor es adoptado; pero si la diferencia es significativa, un nuevo valor de y_s' es estimado mediante la misma metodología hasta que los dos valores sean aproximadamente iguales.

La longitud de la estructura es determinada tomando el promedio entre el máximo valor calculado con la ecuación 2 y el mínimo valor calculado con la ecuación 3.

$$1.8 L_0 < l < 3 L_0 \quad (2)$$

$$0.8 y < l < 2.5 y \quad (3)$$

Donde:

L_0 Es la longitud de la ola de diseño, obtenida con la siguiente ecuación

$$L_0 = T \sqrt{gd} \quad (4)$$

l Es la longitud de la estructura.

y Es la distancia entre la línea de costa y el eje del rompeolas.

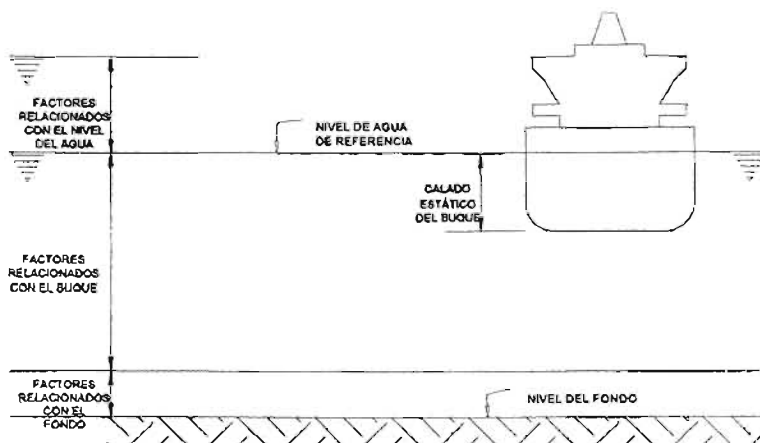
La separación entre una estructura y otra, se obtiene a partir del promedio entre el mínimo valor calculado con la ecuación 4 y el valor máximo calculado con la ecuación 5.

$$0.7y < b < 1.8y \quad (5)$$

$$0.5L_0 < b < 1.0L_0 \quad (6)$$

(2) Canal de Navegación

La determinación de la profundidad necesaria del agua en las diferentes áreas de navegación y flotación, toma en consideración el calado máximo del buque de proyecto, la variabilidad del nivel del agua que determine el nivel de referencia para emplazar el buque y los márgenes de seguridad que se establecen para prevenir un contacto del buque con el fondo.



El calado estático de los buques se determinará para flotación en agua de mar y corresponderá, para cada tipo de barco, al de mayor calado que pueda operar en la instalación según las condiciones previstas de explotación de la misma. En el supuesto de que el estudio se realice considerando la flota subdividida en tramos se considerará el más desfavorable de cada tramo.

De acuerdo a la información obtenida, las características y dimensiones de los buques de proyecto considerados como posibles barcos de arribo a Puerto Santiago se muestran en las siguientes tablas.

➤ Veleros:

DESPLAZAMIENTO (ton)	ESLORA (m)	MANGA (m)	CALADO (M)	PESO (Kg)
1.5	6.0	2.4	1.5	370
3.5	9.0	3.3	1.8	3600
10.0	12.0	3.5	2.1	7300
13.0	15.0	3.7	2.4	-
22.0	18.0	4.0	2.7	-

➤ A motor:

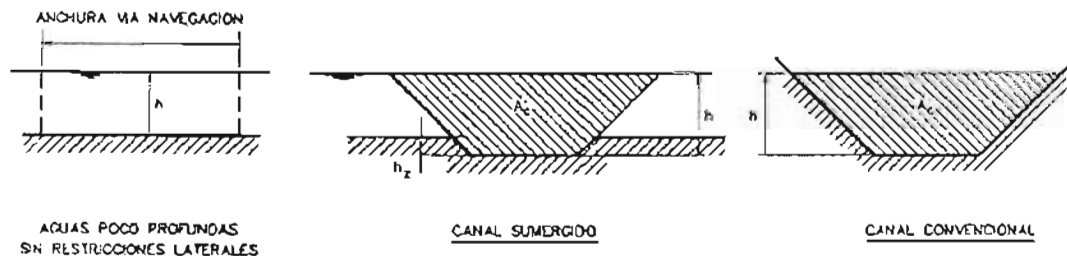
TIPO	DESPLAZAMIENTO (kg)	ESLORA (m)	MANGA (m)	PUNTAL (m)	CALADO (m)	PESO (ton)
Yates	32,000 – 15,500	19.0 – 15.0	5.3 – 3.9	-	2.70 – 2.30	20
	20,800 – 4,500	14.8 – 10.0	4.9 – 3.0	-	2.50 – 1.80	10 – 7
	6,800 – 2,700	9.8 – 9.0	3.6 – 2.7	-	1.80 – 1.50	7 – 3
6 Plazas	3,500 – 1,800	8.9 – 8.4	3.3 – 2.8	-	-	-
	2,500 – 1,000	7.6 – 7.2	2.9 – 2.4	-	-	-
4 Plazas	3,600 – 2,000	8.4 – 8.0	3.2 – 2.7	-	-	1.7
	2,260 – 1,800	7.8 – 7.7	3.0 – 2.4	-	-	1.3
Botes Cabinados	3,000	8.8	2.6	-	-	-
	2,750 – 1,400	7.9 – 7.2	3.1 – 2.4	1.35	0.8	6 – 3
	2,200 – 890	6.9 – 6.0	2.8 – 2.1	1.30	0.55	-
	4 1,225 – 440	5.9 – 5.1	2.4 – 2.1	-	-	2 – 1.5
	380 – 175	5.0 – 4.4	2.1 – 1.7	1.0	0.45	1.5 – 0.6
	200 – 160	4.0 – 3.9	1.7 – 1.6	-	-	-

➤ Barcos multiusos (inspección, Vigilancia, Rescate):

	DESPLAZAMIENTO (ton)	ESLORA (m)	MANGA (m)	PUNTAL (m)	CALADO (m)	PESO (ton)
Inspección	18.3	15.0	4.2	2.0	0.70	17.0
	25.1	18.0	4.7	2.2	0.72	27.0
	28.0	16.8	4.6	2.2	0.78	41.0
Vigilancia	0.6	5.0	2.0	0.9	0.24	1.8
	2.5	6.7	2.4	1.2	0.44	4.0
	2.9	9.2	2.8	1.5	0.40	4.9
	6.3	9.4	3.3	1.7	0.62	12.3
	12.5	16.4	4.0	2.2	0.60	19.2
	22.0	18.6	3.5	1.4	0.94	22.0
	40.0	21.0	4.8	2.3	0.93	49.0
48.0	23.5	5.0	2.6	0.92	44.0	
Rescate	2.5	7.0	2.3	1.2	0.43	4.7
	6.5	12.1	2.5	1.4	0.54	7.9

El "Trimado Dinámico" o Squat es el incremento adicional de calado de un buque en relación con el nivel estático del agua, producido por el movimiento del barco a una velocidad determinada.

Dado que el Squat es función de la velocidad relativa del agua con respecto al buque, su valor depende principalmente de las dimensiones geométricas de la zona en que navega el barco, para ello, se han deducido generalizaciones aplicables para navegación en canales sumergidos y en canales convencionales (ver la siguiente figura), que cubren la totalidad de los supuestos de interés para las áreas de flotación.



La determinación del trimado dinámico se calculó mediante la fórmula de Huuska/Guliev/Corels, la cual tiene la siguiente expresión:

$$dt = 2.4 * \frac{\nabla}{Lpp^2} * \frac{Fn h^2}{(1 - Fn h^2)^{1/2}} * Ks$$

Donde:

- dt Valor máximo del squat.
- ∇ Volumen de desplazamiento del buque.
- Lpp Eslora entre perpendiculares.
- $Fn h$ Número de Froude. $Fn h = \frac{V_r}{\sqrt{gh}}$
- V_r Velocidad relativa del buque con respecto al agua.
- g Aceleración de la gravedad.
- h Profundidad del agua en reposo.
- K_s Coeficiente de corrección por localización del canal de navegación.

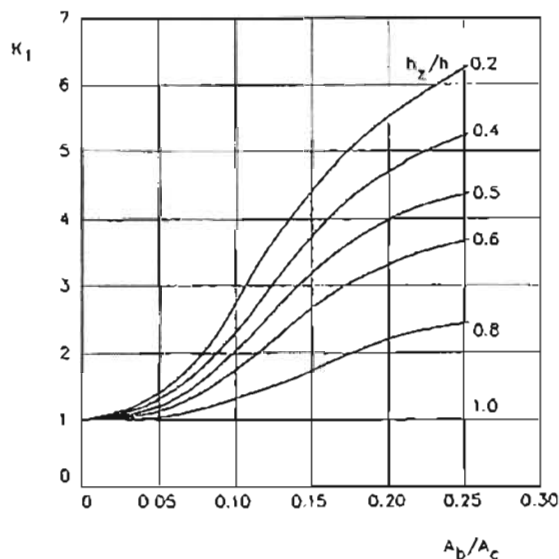
$$K_s = 7.45(S_1) + 0.76 \quad \text{si } S_1 > 0.032$$

$$K_s = 1.00 \quad \text{si } S_1 \leq 0.032$$

$$S_1 = \frac{A_b}{A_c} = \frac{1}{K_1}$$

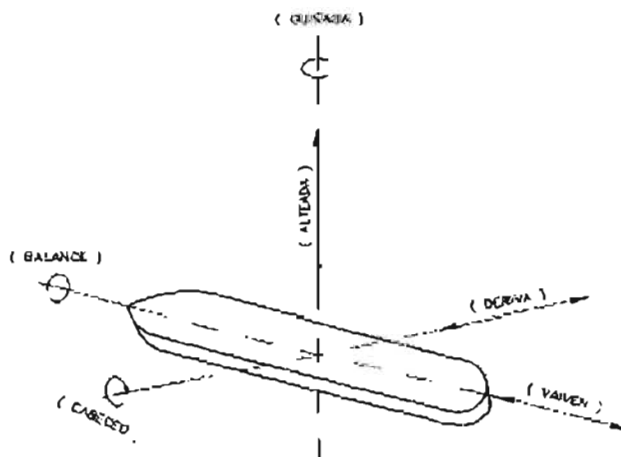
- A_b Área de la sección transversal de la obra viva del buque (0.98MC)
- M Manga del buque de proyecto.

- C Calado del buque de proyecto.
 A_c Área de la sección transversal del canal de navegación.
 K_1 Factor de corrección en función $\frac{A_b}{A_c}$ y $\frac{h_z}{h}$, obtenido de la siguiente figura.



- h_z Profundidad de la zanja dragada en canales sumergidos.
 h Profundidad del agua en reposo.

Los movimientos verticales de un buque: alteada, cabeceo y balance, mostrados en la siguiente figura, son producidos por la acción del oleaje, los cuales pueden ocasionar un incremento considerable en los requerimientos de calado del barco. La magnitud de estos movimientos depende de los parámetros del oleaje (altura, período y dirección), de las características del barco (tipo de barco, calado, condiciones de carga y velocidad de navegación) y de la profundidad de agua existente en el emplazamiento.



La alteada de las pequeñas embarcaciones sigue los movimientos verticales del oleaje si la longitud de ola es mayor de 2.5 veces la secante del plano de flotación del buque medida según la dirección del oleaje (L_{pp} para oleaje longitudinal o manga para oleaje transversal a 90°). Para longitudes de ola menores de 0.5 veces la dimensión anterior, la alteada tiende al valor cero.

El balance del buque para oleajes transversales a 90° está principalmente relacionado con el periodo de las olas. En el supuesto de resonancia del periodo del oleaje con el de la embarcación el ángulo máximo de balance puede alcanzar un valor de 3 veces la pendiente de la superficie del agua.

El cabeceo del buque no presenta resonancias significativas con el oleaje longitudinal, por lo que el ángulo de cabeceo del buque sigue aproximadamente la pendiente del agua en sus proximidades.

A falta de estudios específicos podrá suponerse que el movimiento vertical de las pequeñas embarcaciones debido a la acción del oleaje es del 50% de la altura de ola.

La determinación del resguardo para seguridad y control de maniobrabilidad del buque ($r_{v_{sm}}$), así como del margen de seguridad ($r_{v_{sd}}$), se toman los valores indicados en la siguiente tabla, que tienden a minimizar el riesgo de un contacto del barco con el fondo.

EMBARCACIONES MENORES, DEPORTIVAS Y PESQUEROS	$r_{v_{sm}}$	$r_{v_{sd}}$	$r_{v_{sm}}+r_{v_{sd}}$
Navegación sobre fondos limosos o arenosos			
Velocidad del buque no limitada (> 8 nudos)	0,20 m	0,20 m	0,40 m
Velocidad del buque limitada (≤ 8 nudos)	0,10 m	0,20 m	0,30 m
Buque parado (muelles, atraques, etc.)	0.00	0.20 m	0.20 m
Navegación sobre fondos rocosos			
Velocidad del buque no limitada (> 8 nudos)	0,20 m	0,40 m	0,60 m
Velocidad del buque limitada (≤ 8 nudos)	0,10 m	0,40 m	0,50 m
Buque parado (muelles, atraques, etc.)	0.00 m	0.40 m	0.40 m

Para la determinación del nivel de las aguas en las que se encuentra el buque deberán analizarse y conocerse previamente las condiciones de la marea astronómica.

Para que la profundidad nominal de agua requerida en el área de navegación o flotación pueda quedar garantizada, se precisa tomar en consideración la suma del resguardo que debe preverse para cubrir las imprecisiones de la batimetría, considerando los márgenes mostrados en la tabla de abajo y la tolerancia de

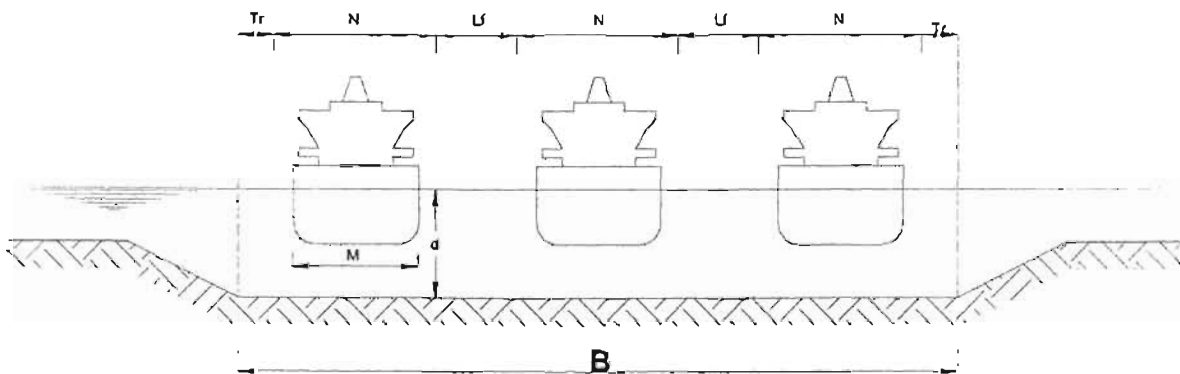
ejecución del dragado siendo recomendado adoptar tolerancias de 0,30 m para suelos blandos y 0,50 m para terrenos de naturaleza rocosa.

	CON SISTEMAS DE COMPENSACIÓN DEL OLEAJE	SIN SISTEMAS DE COMPENSACIÓN DEL OLEAJE
<i>Aguas exteriores</i>	1 % de la profundidad de agua	0.25 m + 1 % de la profundidad de agua
<i>Aguas interiores</i>	1 % de la profundidad de agua	0.10 m + 1 % de la profundidad de agua

El trazo en planta del canal de acceso, contemplará la seguridad de la navegación de las embarcaciones, tomando en cuenta la acción de oleajes rompientes, corrientes y vientos reinantes, con el que se deberá tener un ángulo de entre 45 y 90°.

El ancho del canal recomendado para el paso simultáneo de 3 embarcaciones, es de 42 m, de acuerdo con la expresión $B = 6M + 12$ m (mín. 23 m). Considerando un canal de acceso para 3 embarcaciones, la bocana de entrada al puerto se recomienda tenga un mínimo de 50 m.

En la siguiente figura, se muestran las dimensiones generales recomendadas para tal efecto.



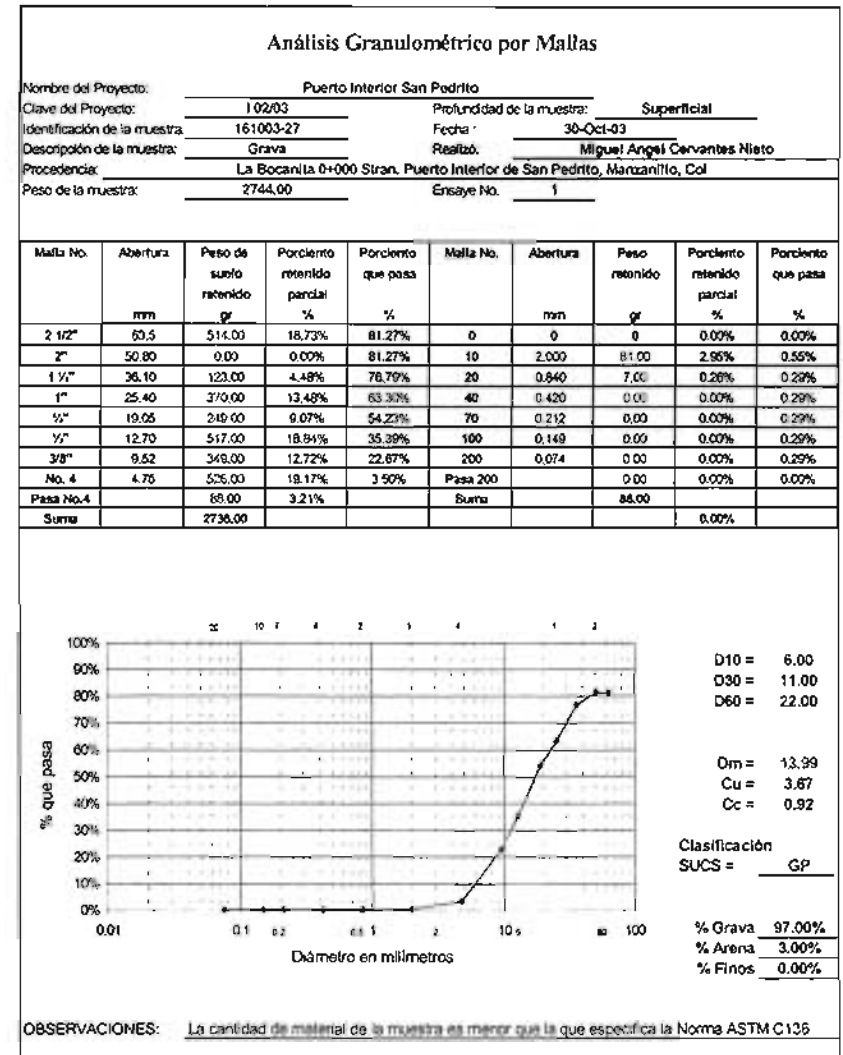
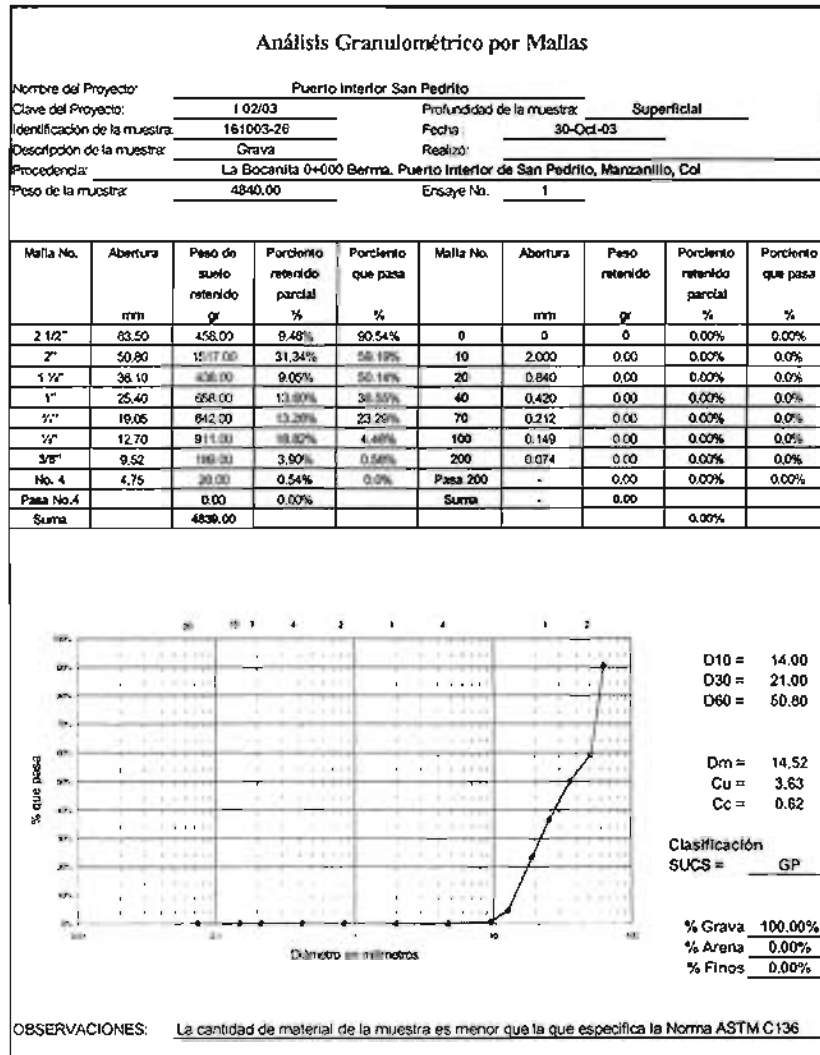
(3) Espigones.

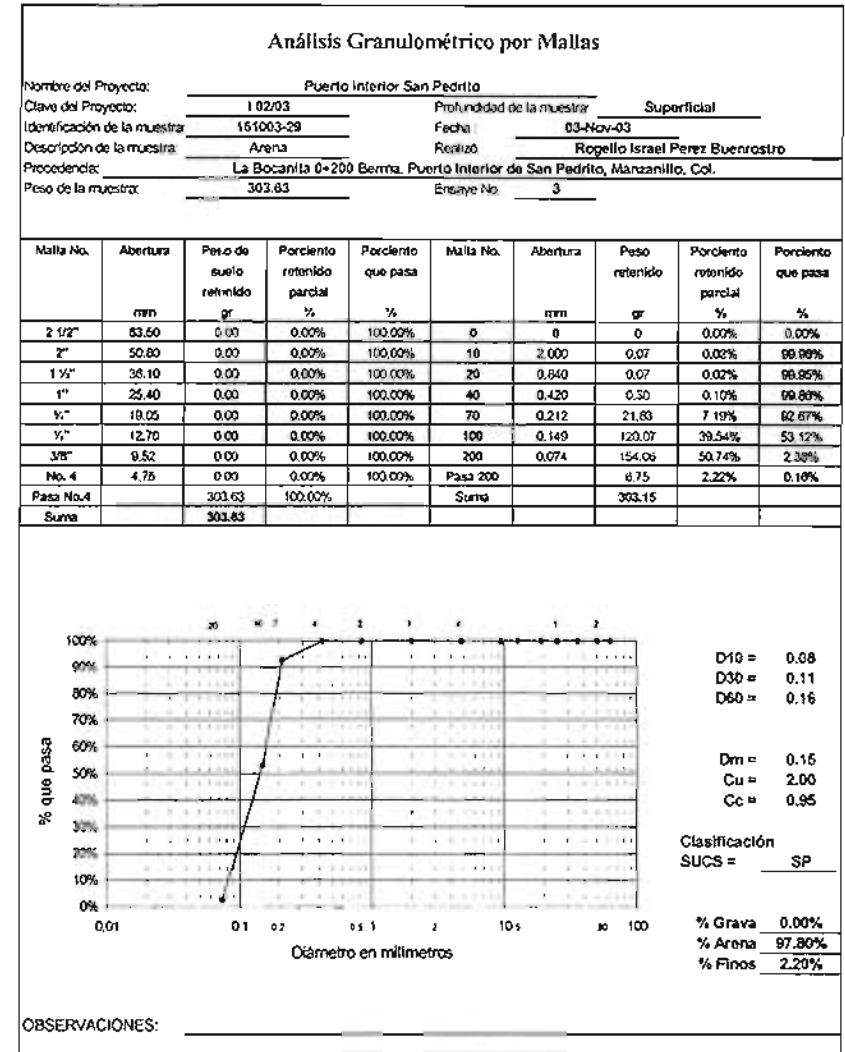
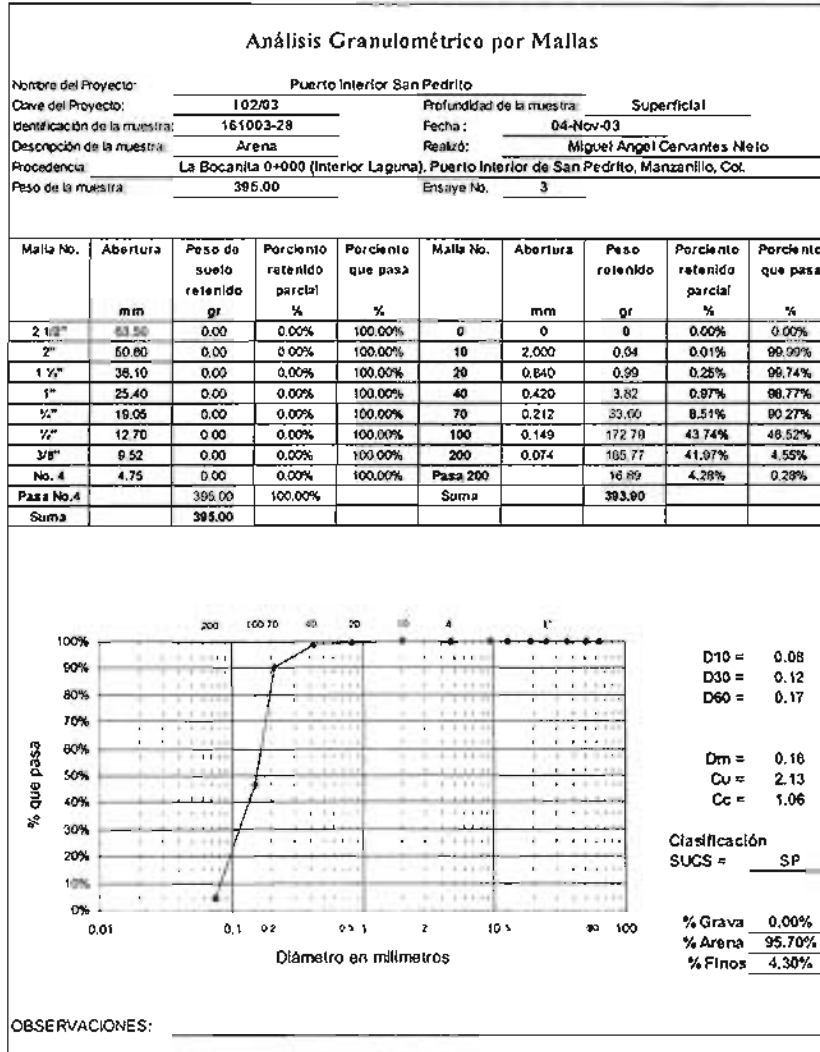
Para el dimensionamiento en planta de los espigones correspondientes a la alternativa 2 se tomaron en cuenta las siguientes condiciones de diseño, tomadas del Shore Protection Manual.

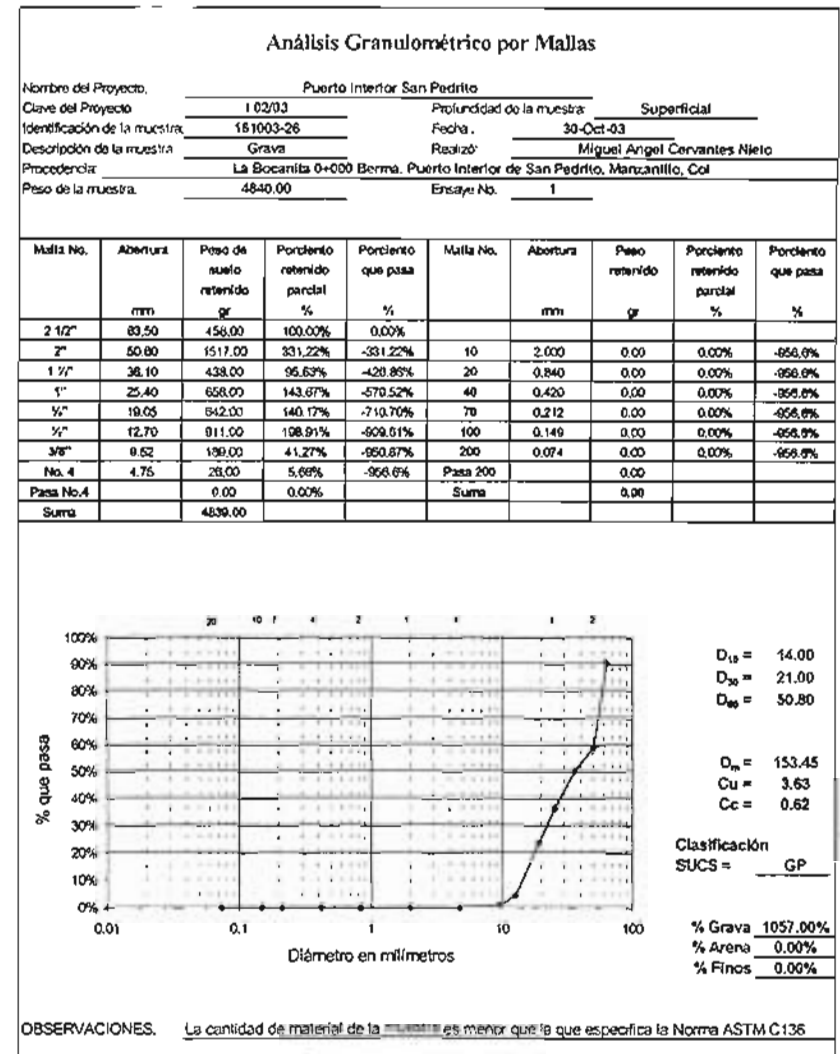
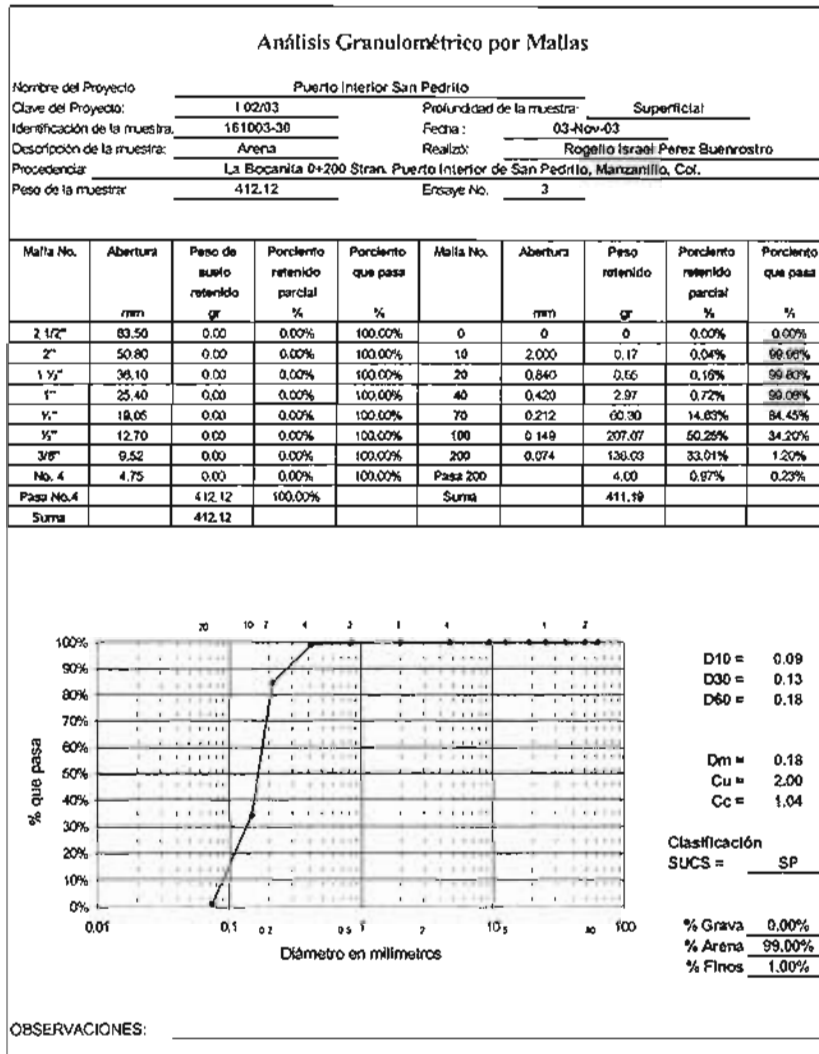
- Longitud. La longitud correcta de la predicción final del perfil de la playa estabilizada, depende de los siguientes factores: el perfil original de la playa, las condiciones de la corriente litoral, los planos de oleaje y la anchura de la playa deseada

- Dirección. La máxima economía se consigue con espigón normal. En los casos en los que la alineación de la costa pueda cambiar, es deseable construir los espigones con un ángulo inicial, para conseguir que al final tengan una dirección normal a la costa.
- Distancia entre espigones. Este parámetro viene expresado según la relación: longitud del espigón/distancia de separación. El valor de este parámetro deberá ser de 1/2 ó 1/3.
- Orden de instalación. El avance más lógico es en sentido contrario al del transporte litoral.

Anexo 2. Análisis granulométrico.



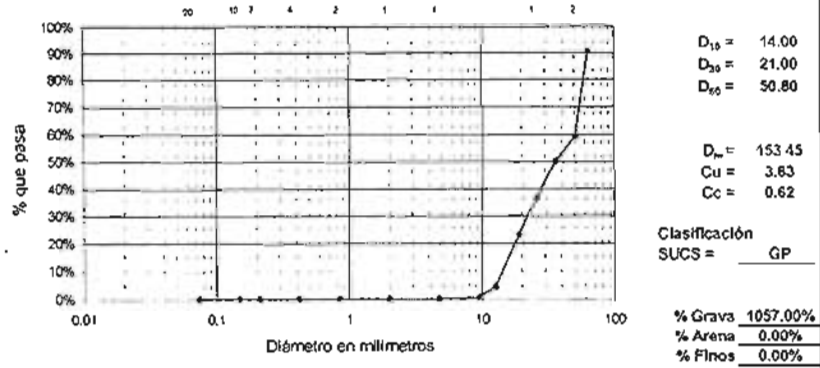




Análisis Granulométrico por Mallas

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito
 Clave del Proyecto: 1 02/03 Profundidad de la muestra: Superficial
 Identificación de la muestra: 161003-26 Fecha: 30-Oct-03
 Descripción de la muestra: Grava Realizó: Miguel Angel Cervantes Nieto
 Procedencia: La Bocanilla 0+000 Berma, Puerto Interior de San Pedrito, Manzanillo, Col
 Peso de la muestra: 4840.00 Ensaye No. 1

Malla No.	Abertura mm	Peso de suelo retenido gr	Porcentaje retenido parcial %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura mm	Peso retenido gr	Porcentaje retenido parcial %	Porcentaje que pasa %
2 1/2"	63.50	458.00	100.00%	0.00%					
2"	50.80	1517.00	331.22%	-331.22%	10	2.000	0.00	0.00%	-956.6%
1 1/2"	38.10	438.00	95.63%	-426.86%	20	0.840	0.00	0.00%	-956.6%
1"	25.40	658.00	143.87%	-570.52%	40	0.420	0.00	0.00%	-956.6%
3/4"	19.05	642.00	140.17%	-710.70%	70	0.212	0.00	0.00%	-956.6%
1/2"	12.70	911.00	186.91%	-909.81%	100	0.148	0.00	0.00%	-956.6%
3/8"	9.52	189.00	41.27%	-950.87%	200	0.074	0.00	0.00%	-956.6%
No. 4	4.75	26.00	5.89%	-950.8%	Pasa 200		0.00		
Pasa No.4		0.00	0.00%		Suma		0.00		
Suma		4838.00							

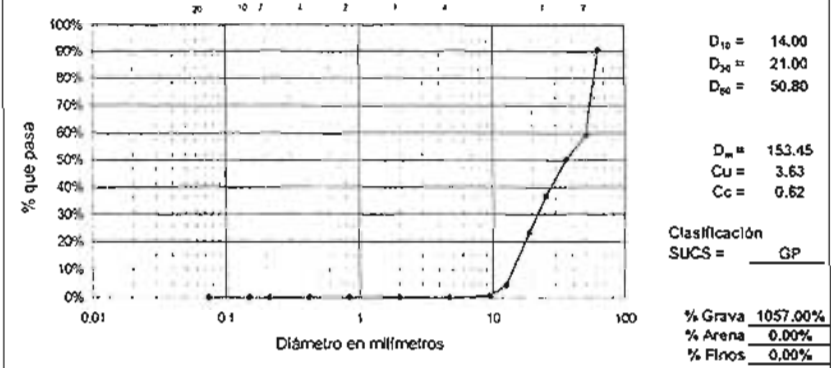


OBSERVACIONES: La cantidad de material de la muestra es menor que la que especifica la Norma ASTM C136

Análisis Granulométrico por Mallas

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito
 Clave del Proyecto: 1 02/03 Profundidad de la muestra: Superficial
 Identificación de la muestra: 161003-26 Fecha: 30-Oct-03
 Descripción de la muestra: Grava Realizó: Miguel Angel Cervantes Nieto
 Procedencia: La Bocanilla 0+000 Berma, Puerto Interior de San Pedrito, Manzanillo, Col
 Peso de la muestra: 4840.00 Ensaye No. 1

Malla No.	Abertura mm	Peso de suelo retenido gr	Porcentaje retenido parcial %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura mm	Peso retenido gr	Porcentaje retenido parcial %	Porcentaje que pasa %
2 1/2"	63.50	458.00	100.00%	0.00%					
2"	50.80	1517.00	331.22%	-331.22%	10	2.000	0.00	0.00%	-956.6%
1 1/2"	38.10	438.00	95.63%	-426.86%	20	0.840	0.00	0.00%	-956.6%
1"	25.40	658.00	143.87%	-570.52%	40	0.420	0.00	0.00%	-956.6%
3/4"	19.05	642.00	140.17%	-710.70%	70	0.212	0.00	0.00%	-956.6%
1/2"	12.70	911.00	186.91%	-909.81%	100	0.148	0.00	0.00%	-956.6%
3/8"	9.52	189.00	41.27%	-950.87%	200	0.074	0.00	0.00%	-956.6%
No. 4	4.75	26.00	5.89%	-950.8%	Pasa 200		0.00		
Pasa No.4		0.00	0.00%		Suma		0.00		
Suma		4838.00							



OBSERVACIONES: La cantidad de material de la muestra es menor que la que especifica la Norma ASTM C136

Análisis Granulométrico por Mallas

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito
 Clave del Proyecto: 1 02/03 Profundidad de la muestra: Superficial
 Identificación de la muestra: 161003-26 Fecha: 30-Oct-03
 Descripción de la muestra: Grava Retenido: Miguel Angel Cervantes Nieto
 Procedencia: La Bocanilla 0+000 Berma, Puerto Interior de San Pedrito, Manzanillo, Col
 Peso de la muestra: 4840.00 Ensayo No: 1

Malla No.	Abertura	Peso de suelo retenido	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso retenido	Porcentaje retenido parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2 1/2"	63.50	458.00	100.00%	0.00%					
2"	50.80	1517.00	331.22%	-331.22%	10	2.000	0.00	0.00%	-99.98%
1 1/2"	38.10	438.00	95.83%	-428.89%	20	0.840	0.00	0.00%	-99.98%
1"	25.40	868.00	143.87%	-570.52%	40	0.420	0.00	0.00%	-99.98%
3/4"	19.05	842.00	140.17%	-710.70%	70	0.212	0.00	0.00%	-99.98%
1/2"	12.70	911.00	198.91%	-908.61%	100	0.149	0.00	0.00%	-99.98%
3/8"	9.52	189.00	41.27%	-850.97%	200	0.074	0.00	0.00%	-99.98%
No. 4	4.75	26.00	5.88%	-958.9%	Pasa 200		0.00		
Pasa No.4		0.00	0.00%		Sumo		0.00		
Suma		4839.00							

$D_{10} = 14.00$
 $D_{30} = 21.00$
 $D_{60} = 50.80$

$D_w = 153.45$
 $C_u = 3.63$
 $C_c = 0.62$

Clasificación
 SUCS = GP

% Grava 1057.00%
 % Arena 0.00%
 % Finos 0.00%

OBSERVACIONES: La cantidad de material de la muestra es menor que la que especifica la Norma ASTM C 136

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito Clave del Proyecto: 1 02/03
 Operador: Miguel Angel Cervantes Nieto Ensayo No: 1 Fecha: 04-Nov-03
 Muestra: Procedencia La Bocanilla 0+000 Berma Profundidad: Superficial Identificación: 161003-26
 Descripción de la muestra: Grava Malla: No. 4 Preparación de la muestra: Seca

Charola No.		21
Masa de Charola (g)	M	1882
Masa de tara + suelo saturado y ss M _{ss} (g)		6229
Temperatura de prueba (°C)	T	21.8
Masa de material sumergido (g)		3002
Masa de Charola + suelo seco (g)		5786
Masa suelo seco (g)	M _s	3924
Volumen del material	V _s	1805
Gravedad específica de los sólidos	G _s	2.090
Gravedad específica de los sólidos	G _s 20°C	2.058

M_{ss} = Masa del suelo saturado y superficialmente seco
 G_s = Gravedad específica a temperatura de prueba
 G_s 20°C = Gravedad específica de los sólidos a 20°C

$$G_s = \frac{M_s}{V_s}$$

$$G_s = \frac{3924.00}{1805.00}$$

G_s 20°C = f(T) (G_s) = 0.908 G_s

K = Coeficiente de temperatura

OBSERVACIONES:

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: <u>Puerto Interior San Pedrito</u>		Clave del Proyecto: <u>1 02/03</u>	
Operador: <u>Miguel Angel Cervantes Nieto</u>	Ensayo No. <u>1</u>	Fecha: <u>04-Nov-03</u>	
Muestra Procedencia: <u>La Bocanilla 0+000 Stran.</u>	Profundidad: <u>Superficial</u>	Identificación: <u>161003-27</u>	
Descripción de la muestra: <u>Grava Malla No. 4</u>		Preparación de la muestra: <u>Seca</u>	

Charola No. <u>0</u>	<u>20</u>
Masa de Chara 0.00	<u>M 1857</u>
Masa de tara 0.00	<u>4607</u>
Temperatura + 0.00	<u>Ti 21.8</u>
Masa de material sumergido (g)	<u>1697</u>
Masa de Charola + suelo seco (g)	<u>4576</u>
Masa suelo seco (g)	<u>Ms 2721</u>
Volumen del material	<u>Vs 1053</u>
Gravedad específica de los sólidos	<u>Gt 2.584</u>
Gravedad específica de los sólidos	<u>G20°C 2.583</u>

Mss = Masa del suelo saturado y superficialmente seco
 Gt = Gravedad específica a temperatura de prueba
 G20°C = Gravedad específica de los sólidos a 20°C

$$G_t = \frac{M_s}{V_s}$$

$$G_t = \frac{2721.00}{1053.00}$$

G20°C = (K) (Gt) = 0.95403 Gt

K = Coeficiente de temperatura

OBSERVACIONES: _____

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: <u>Puerto Interior San Pedrito</u>		Clave del Proyecto: <u>1 02/03</u>	
Operador: <u>Miguel Angel Cervantes Nieto</u>	Ensayo No. <u>1</u>	Fecha: <u>04-Nov-03</u>	
Muestra Procedencia: <u>La Bocanilla 0+000 (Interior Laguna)</u>	Profundidad: <u>Superficial</u>	Identificación: <u>161003-28</u>	
Descripción de la muestra: <u>Arena Malla No. 4</u>		Preparación de la muestra: <u>Seca</u>	
Material Fino: Masa (g) <u>149.85</u>	Humedad (%) <u>0.00</u>	m seca (g) <u>0.00</u>	% fino (F) <u>100.00</u>
Material Grueso: Masa (g) <u>0.00</u>	Humedad (%) <u>0.00</u>	m seca (g) <u>0.00</u>	% grueso (P) <u>0.00</u>
Gravedad específica material grueso G2		Por el método: _____	
G2 a 20°C = (K) (G2) = G2@20°C = _____			
Método utilizado: _____			

Matraz No. _____	MS 4000-02
Masa del matraz seco (g)	<u>Mp 179.13</u>
Masa del matraz + agua + suelo (g)	<u>Mpw.s 744.20</u>
Temperatura de prueba (°C)	<u>Ti 16.04</u>
Cápsula No. <u>2</u>	
Masa cápsula (g)	<u>253.8</u>
Masa de cápsula + suelo seco (g)	<u>358.91</u>
Masa suelo seco (g)	<u>Ms 105.11</u>
Masa del matraz con agua a 1°C (g)	<u>Mpw.1 678.13</u>
Gravedad específica de los sólidos	<u>Gt 2.697</u>
Gravedad específica a 20°C	<u>G20°C 2.696</u>

Mpw.s = Masa del matraz + agua + suelo a temperatura de prueba

$$G_t = \frac{M_s}{(M_{pw.1} + M_s) - M_{pw.2}}$$

$$G_t = \frac{105.11}{38.98}$$
 G20°C = (K) (Gt) = 1.00073 Gt

K = Coeficiente de temperatura

Mpw.s = Mp + (Vp) (pw.1) = 878.13

Vp = Volumen del matraz

pw.1 = densidad del agua a temperatura de prueba

Cálculo de gravedad específica promedio

$$G_{\text{promedio } 20^\circ\text{C}} = \frac{R}{100 \cdot G_{1@20^\circ\text{C}} + 100 \cdot G_{2@20^\circ\text{C}}} = \frac{P}{100 \cdot G_{1@20^\circ\text{C}} + 100 \cdot G_{2@20^\circ\text{C}}}$$

Gavg@20°C 2.696

G1@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C
G2@20°C = Gravedad específica del suelo fino a 20°C

OBSERVACIONES: _____

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito Clave del Proyecto: 102/03
 Operador: Miguel Angel Cervantes Nieto Ensayo No. 1 Fecha: 30-Oct-03
 Muestra Procedencia: Club Santiago 1+000 Berma. Profundidad: Superficial Identificación: 161003-31
 Descripción de la muestra: Arena Malla: No. 4 Preparación de la muestra: Seca
 Material Fino: Masa (g) 124.55 Humedad (%) 0.00 m seca (g) 0.00 % fino (P) 100.00
 Material Grueso: Masa (g) 0.00 Humedad (%) 0.00 m seca (g) 0.00 % grueso (R) 0.00
 Gravedad específica material grueso G2 _____ Por el método _____
 G2 a 20°C = (K) (G2) = G2@20°C = _____
 Método utilizado _____

Matraz No.	M3 4000-03
Masa del matraz seco (g)	Mp 182.058
Masa del matraz + agua + suelo (g)	Mpw.1 789.1
Temperatura de prueba (°C)	Ti 16.1
Cápsula No.	8
Masa cápsula (g)	250.46
Masa de cápsula + suelo seco (g)	384
Masa suelo seco (g)	Mb 124.55
Masa del matraz con agua a t°C (g)	Mpw.1 681.10
Gravedad específica de los sólidos	G1 3.408
Gravedad específica a 20°C	G2@20°C 3.410

$Mpw.1 = Mp + (Vp) (w.1) = 681.0915$

Vp = Volumen del matraz
 $w.1 = \Delta \text{volumen del agua en la muestra por unidad de espesor}$

$$G_1 = \frac{M_s}{(M_{pw.1} + M_s - M_{pw.2})}$$

$$G_1 = \frac{124.55}{38.56}$$

G2@20°C = (K) (G1) = 1.000715 G1

K = Coeficiente de temperatura

Cálculo de gravedad específica promedio

$$G_{avg@20^\circ C} = \frac{1}{100 * G_1@20^\circ C + 100 * G_2@20^\circ C} = \underline{\hspace{2cm}}$$

Gavg@20°C 3.410

G1@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C
 G2@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C

OBSERVACIONES: _____

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito Clave del Proyecto: 102/03
 Operador: Miguel Angel Cervantes Nieto Ensayo No. 1 Fecha: 30-Oct-03
 Muestra Procedencia: Club Santiago 1+000 Stran. Profundidad: Superficial Identificación: 161003-32
 Descripción de la muestra: Arena Malla: No. 4 Preparación de la muestra: Seca
 Material Fino: Masa (g) 100.00 Humedad (%) 0.00 m seca (g) 0.00 % fino (P) 100.00
 Material Grueso: Masa (g) 0.00 Humedad (%) 0.00 m seca (g) 0.00 % grueso (R) 0.00
 Gravedad específica material grueso G2 _____ Por el método _____
 G2 a 20°C = (K) (G2) = G2@20°C = _____
 Método utilizado _____

Matraz No.	M3 4000-02
Masa del matraz seco (g)	Mp 179.13
Masa del matraz + agua + suelo (g)	Mpw.1 754.97
Temperatura de prueba (°C)	Ti 16.2
Cápsula No.	6
Masa cápsula (g)	282.51
Masa de cápsula + suelo seco (g)	364.09
Masa suelo seco (g)	Mb 111.58
Masa del matraz con agua a t°C (g)	Mpw.1 678.11
Gravedad específica de los sólidos	G1 3.210
Gravedad específica a 20°C	G2@20°C 3.212

$Mpw.1 = Mp + (Vp) (w.1) = 678.113$

Vp = Volumen del matraz
 $w.1 = \Delta \text{volumen del agua en la muestra por unidad de espesor}$

$$G_1 = \frac{M_s}{(M_{pw.1} + M_s - M_{pw.2})}$$

$$G_1 = \frac{111.58}{34.78}$$

G2@20°C = (K) (G1) = 1.0007 G1

K = Coeficiente de temperatura

Cálculo de gravedad específica promedio

$$G_{avg@20^\circ C} = \frac{1}{100 * G_1@20^\circ C + 100 * G_2@20^\circ C} = \underline{\hspace{2cm}}$$

Gavg@20°C 3.212

G1@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C
 G2@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C

OBSERVACIONES: _____

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito		Clave del Proyecto: 1 02/03	
Oporador: Miguel Angel Cervantes Nieto	Ensaye No: 1	Fecha: 30-Oct-03	
Muestra Procedencia: Bahía de Santiago Stran.	Profundidad: Superficial	Identificación: 161003-33	
Descripción de la muestra: Arena Malla No. 4		Preparación de la muestra: Seca	
Material Fino: Masa (g) 121.07	Humedad (%) 0.00	m seca (g) 0.00	% fino (P) 100.00
Material Grueso: Masa (g) 0.00	Humedad (%) 0.00	m seca (g) 0.00	% grueso (R) 0.00
Gravedad específica material grueso G2		Por el método: _____	
G2 a 20°C = (K) (G2) = G2@20°C = _____			
Método utilizado _____			

Matraz No.	MS 4000-03
Masa del matraz seco (g)	Mp 182.056
Masa del matraz + agua + suelo (g)	Mpw.s 781.42
Temperatura de prueba (°C)	Tl 18.5
Cápsula No.	11
Masa cápsula (g)	205.95
Masa de cápsula + suelo seco (g)	327.02
Masa suelo seco (g)	Ms 121.07
Masa del matraz con agua a 1°C (g)	Mpw.l 680.88
Gravedad específica de los sólidos	Gt 2.987
Gravedad específica a 20°C	G20°C 2.988

Mpw.l = Mp + (Vp) (rw.l) = **680.8810**

Vp = Volumen del matraz
(rw.l = densidad del agua a temperatura de prueba)

$$G_t = \frac{M_s}{(M_{pw.l} + M_s - M_{pw.s})}$$

$$G_t = \frac{121.07}{40.53}$$

G20°C = (K) (Gt) = **1.00029 Gt**

K = Coeficiente de temperatura

Cálculo de gravedad específica promedio

$$G_{avg@20^\circ C} = \frac{1}{100 \cdot G_1@20^\circ C + 100 \cdot G_2@20^\circ C} = \frac{1}{100 \cdot 2.987 + 100 \cdot 0} = 2.988$$

G1@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C
G2@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C

OBSERVACIONES: _____

Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos

Nombre del Proyecto: Puerto Interior San Pedrito		Clave del Proyecto: 1 02/03	
Oporador: Miguel Angel Cervantes Nieto	Ensaye No: 1	Fecha: 30-Oct-03	
Muestra Procedencia: Bahía de Santiago Berma.	Profundidad: Superficial	Identificación: 161003-34	
Descripción de la muestra: Arena Malla No. 4		Preparación de la muestra: Seca	
Material Fino: Masa (g) 149.85	Humedad (%) 0.00	m seca (g) 0.00	% fino (P) 100.00
Material Grueso: Masa (g) 0.00	Humedad (%) 0.00	m seca (g) 0.00	% grueso (R) 0.00
Gravedad específica material grueso G2		Por el método: _____	
G2 a 20°C = (K) (G2) = G2@20°C = _____			
Método utilizado _____			

Matraz No.	MS 4000-05
Masa del matraz seco (g)	Mp 180.86
Masa del matraz + agua + suelo (g)	Mpw.s 791.33
Temperatura de prueba (°C)	Tl 18.05
Cápsula No.	2
Masa cápsula (g)	253.8
Masa de cápsula + suelo seco (g)	403.65
Masa suelo seco (g)	Ms 149.85
Masa del matraz con agua a 1°C (g)	Mpw.l 679.71
Gravedad específica de los sólidos	Gt 3.820
Gravedad específica a 20°C	G20°C 3.821

Mpw.l = Mp + (Vp) (rw.l) = **679.7056**

Vp = Volumen del matraz
(rw.l = densidad del agua a temperatura de prueba)

$$G_t = \frac{M_s}{(M_{pw.l} + M_s - M_{pw.s})}$$

$$G_t = \frac{149.85}{38.23}$$

G20°C = (K) (Gt) = **1.00029 Gt**

K = Coeficiente de temperatura

Cálculo de gravedad específica promedio

$$G_{avg@20^\circ C} = \frac{1}{100 \cdot G_1@20^\circ C + 100 \cdot G_2@20^\circ C} = \frac{1}{100 \cdot 3.820 + 100 \cdot 0} = 3.821$$

G1@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C
G2@20°C = Gravedad específica del suelo grueso a 20°C

OBSERVACIONES: _____

Anexo 3. Muestreo de material.



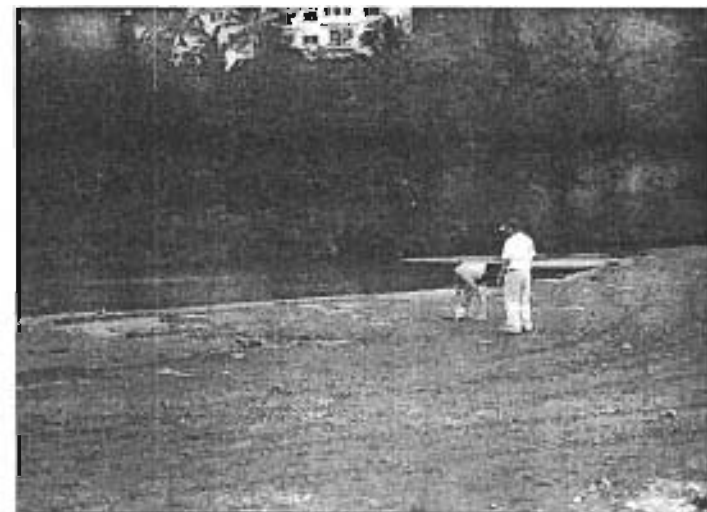
Muestreo en Playa la Bocanita.



Muestreo en Playa Miramar.



Muestreo en Playa Santiago.

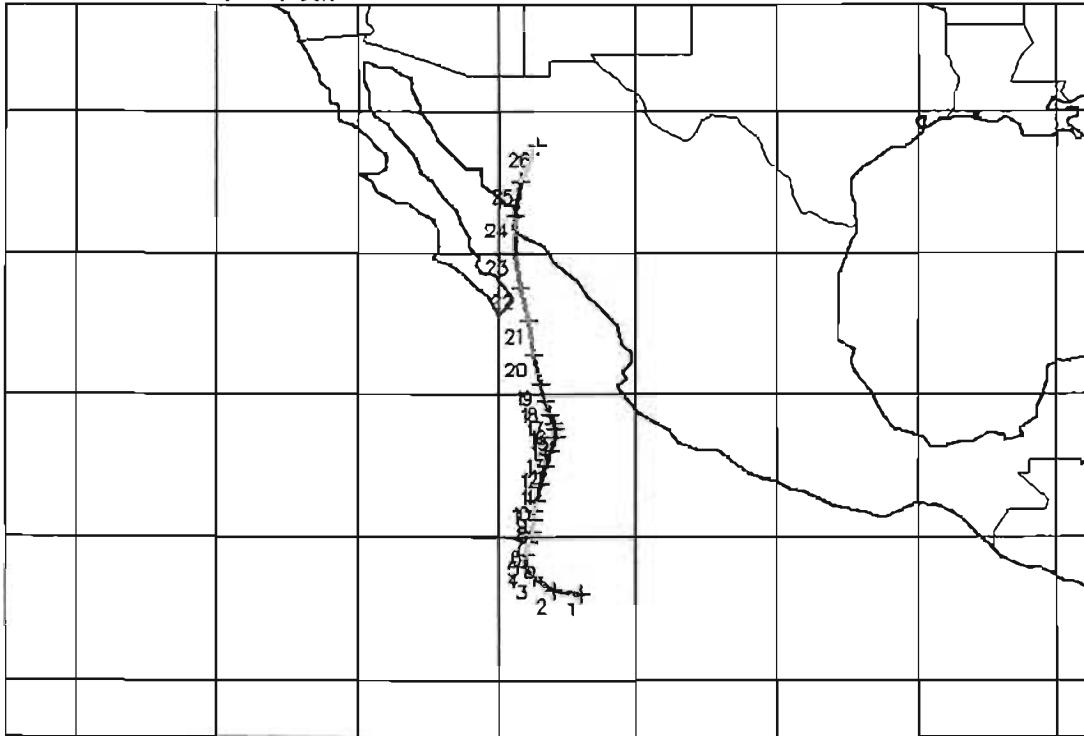


Muestreo en Laguna de Juluapan.

Anexo 4. Trayectorias ciclónicas.

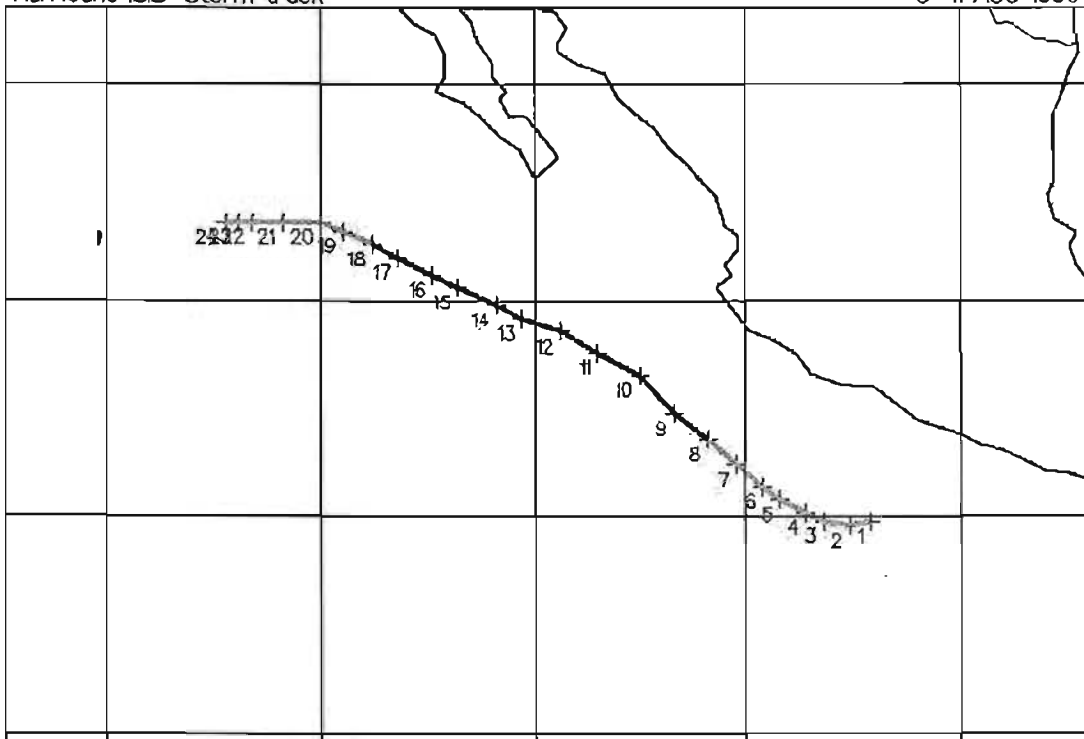
Hurricane LIZA—Storm track

25 SEP—2 OCT 1976



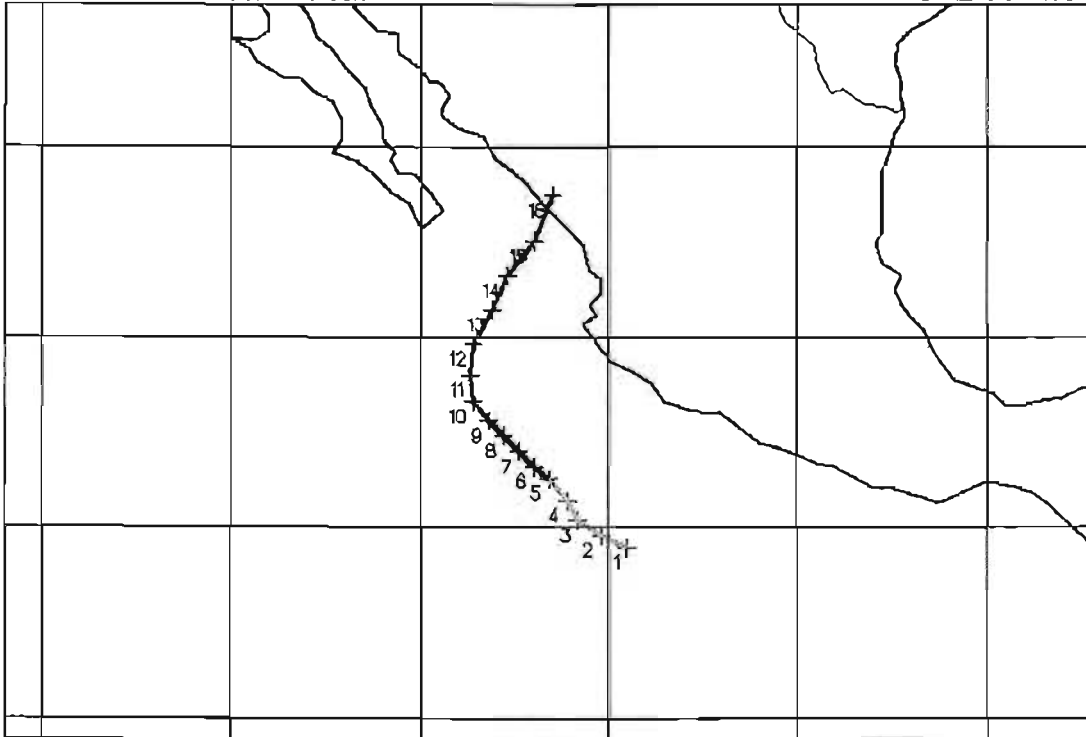
Hurricane ISIS—Storm track

5—11 AUG 1980



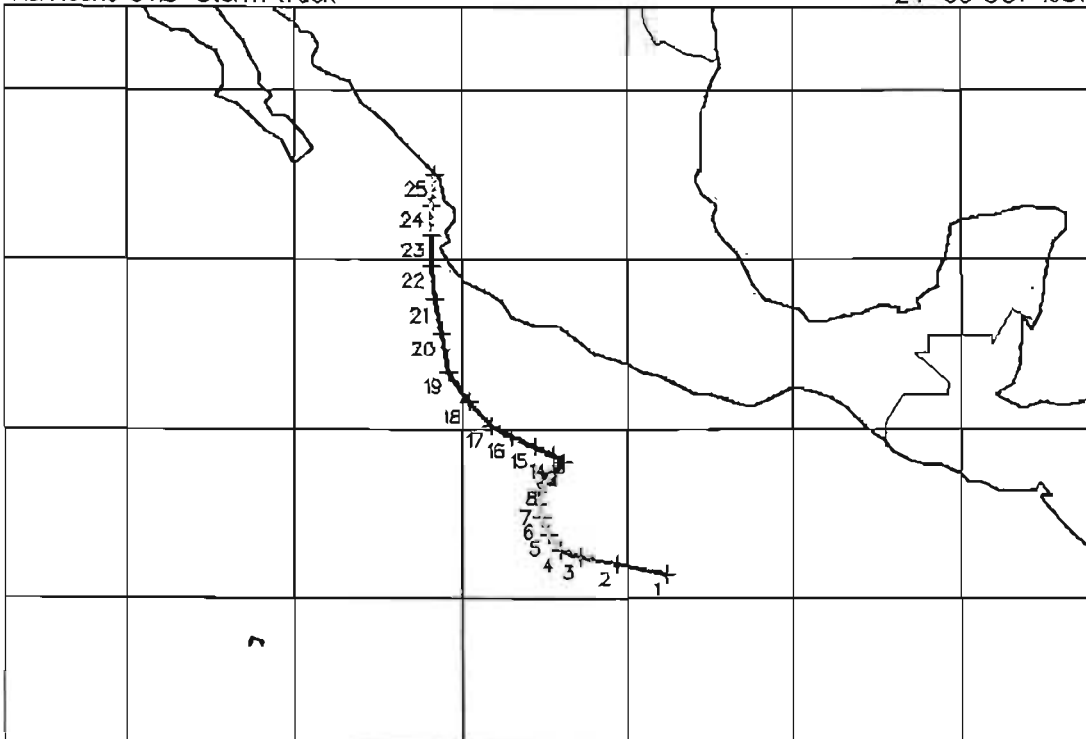
Hurricane NORMA—Storm track

8-12 OCT 1981



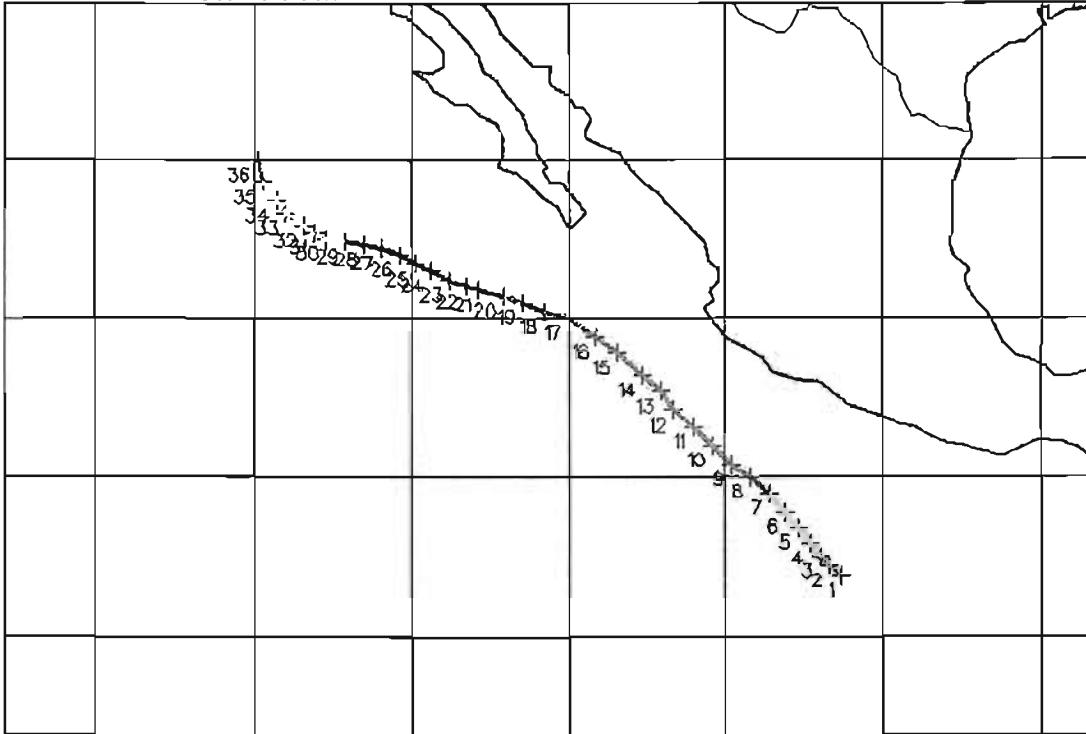
Hurricane OTIS—Storm track

24-30 OCT 1981



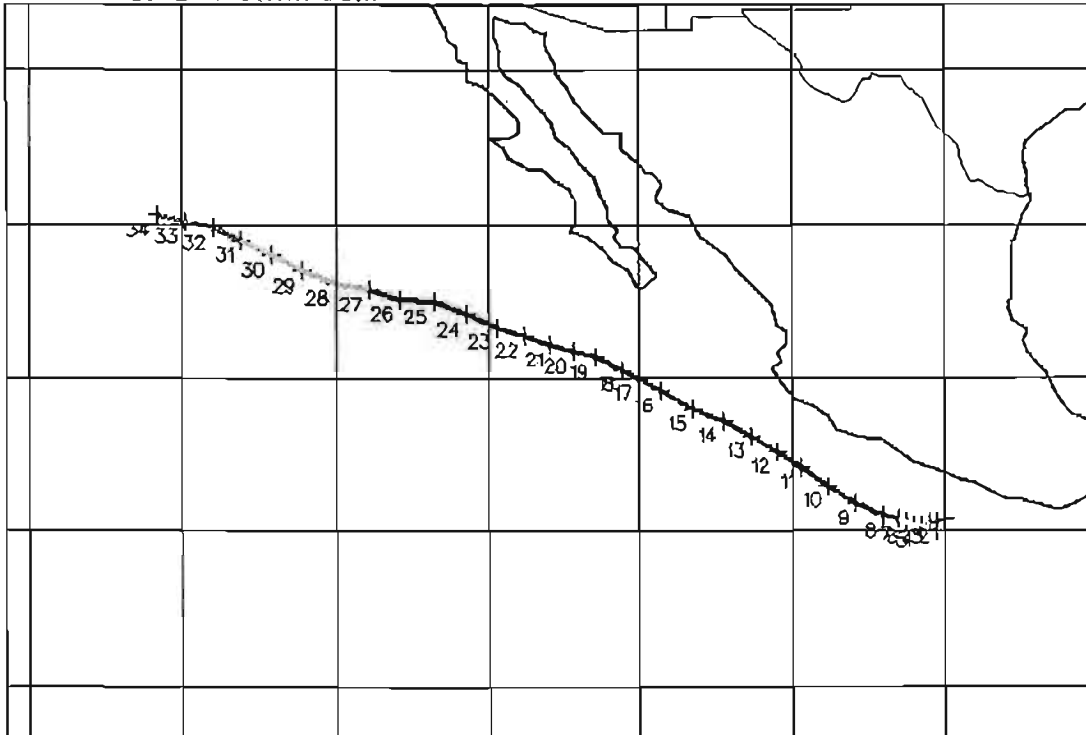
Hurricane KIKO—Storm track

31 AUG—9 SEP 1983

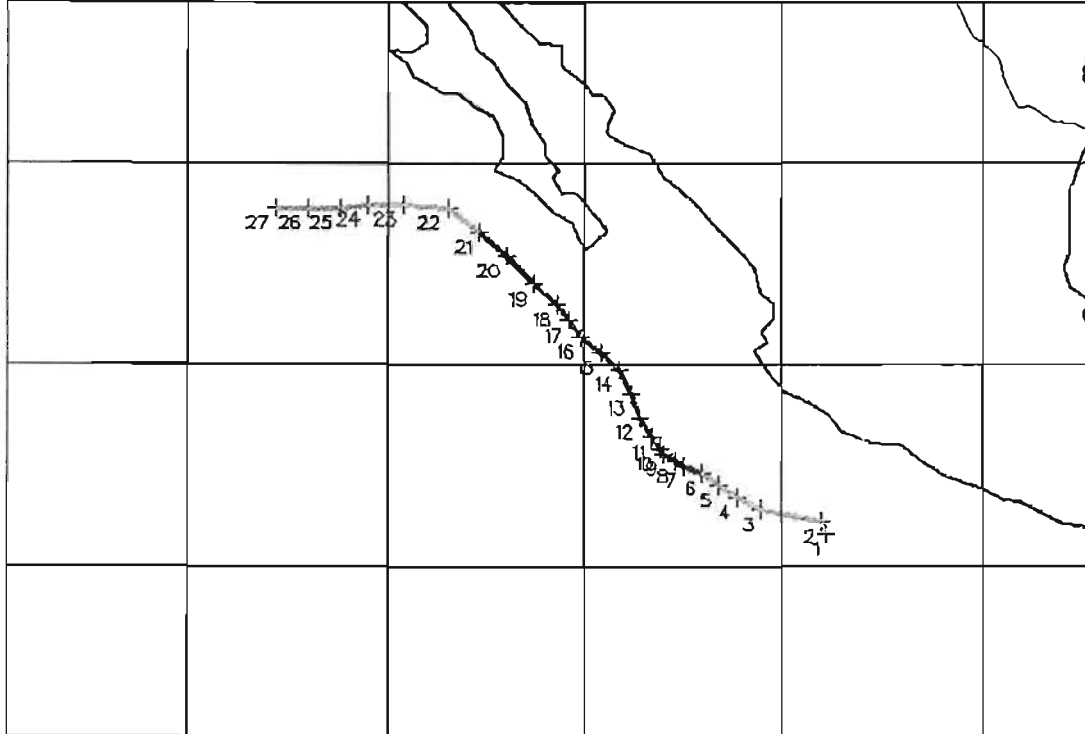


Hurricane LORENA—Storm track

6—14 SEP 1983



Hurricane FAUSTO—Storm track 3-10 JUL 1984



El color de las cartas, cifra la intensidad basada en la escala de Saffir-Simpson, la cual se muestra a continuación:

TIPO	CATEGORÍA	PRESIÓN (mb)	VIENTOS (nudos)	VIENTOS (mph)	OLEADA (Pie)	COLOR DE LA LÍNEA
Depresión	TD	-----	< 34	< 39		Verde
Tormenta Tropical	TS	-----	34-63	39-73		Amarillo
Huracán	1	> 980	64-82	74-95	4-5	Rojo
Huracán	2	965-980	83-95	96-110	6-8	Rojo Ligero
Huracán	3	945-965	96-112	111-130	9-12	Magenta
Huracán	4	920-945	113-135	131-155	13-18	Magenta Ligero
Huracán	5	< 920	> 135	> 155	> 18	Azul

NOTA: Las presiones están en milibares y los vientos en nudos, donde un nudo es igual a 1.15 mph.