



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

82

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO HIDRÁULICO Y GEOMÉTRICO DE MARINAS
O PUERTOS DEPORTIVOS

TESIS

Como requisito para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

Presenta :

PORFIRIO PEÑA MARTÍNEZ

Director de tesis :

DR. RODOLFO SILVA CASARÍN



México, D. F.

Junio de 2000

279801



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

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/017/00

Señor
PORFIRIO PEÑA MARTINEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. **RODOLFO SILVA CASARIN**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO DE MARINAS O PUERTOS DEPORTIVOS"

- INTRODUCCION
- I. ASPECTOS GENERALES Y ESTUDIOS PREVIOS
- II. HIDRODINAMICA
- III. DISEÑO GEOMETRICO
- IV. SERVICIOS EN EL PUERTO
- V. OBRAS DE PROTECCION
- VI. CONCLUSIONES GENERALES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 18 de febrero de 2000.
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

DEDICATORIAS.

Con gran respeto y admiración, dedico este triunfo a mi madre Gregoria Martínez Hernández por su gran amor, cariño, su invaluable apoyo mostrado en toda mi vida y porque siempre es y será el más valioso de los motivos para seguir adelante.

A mi hermano Alekz por todo lo que hemos vivido juntos, por la gran amistad que nos une, por su apoyo incondicional de toda la vida y por ser uno de mis mayores ejemplos a seguir.

A mi abuelita Jesús Martínez Carrillo por compartirme parte de su experiencia y que donde quiera que se encuentre, siempre estará conmigo.

A mi abuelita Elvira Hernández Juárez por todo lo que ha hecho por mí.

A mis tíos (as): Francisca, Silvia, Quirina, Rosa, Miguel, Pablo, Juan, Damián y familias.

A las familias Hernández Pérez y González Pérez por su invaluable apoyo y amistad que nos mantiene unidos.

A Fabiola González Pérez por su valiosa amistad y por estar a mi lado apoyándome en todo momento, pero sobre todo por su gran amor, ternura y su gran empeño para estar siempre juntos y ser parte importante de mí.

A todos ellos...gracias.

AGRADECIMIENTOS.

El mayor de los agradecimientos a la Universidad Nacional Autónoma de México y de manera muy particular a la Facultad de Ingeniería por haberme permitido ser parte de ellas.

De manera muy especial al Dr. Rodolfo Silva Casarín por haberme confiado la realización del presente trabajo, su gran disposición para la revisión, por sus muy acertados consejos, y por ser un ejemplo de ética y profesionalismo.

Un continuo agradecimiento a los Ingenieros del Grupo de Ingeniería de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Georges A. Gouaere U., Adolfo Contreras R. E., J. Carlos Espinal G., Berenice Aguilar L., Gabriel Díaz H., Adrián Pedrozo A. y Edgar G. Mendoza B.

A los ingenieros Uriel Mancebo Del C. S., Roberto Uribe R., Oscar E. Islas C., Francisca Depardón S., Francisco Núñez G., Blanca Estela Pulido L., Martha Campos O. y Alba H. Beltrán G.

A todos mis profesores en la Facultad por haber sido parte fundamental en mi formación como universitario.

A todos y cada uno de mis amigos en cada etapa de mi vida por su amistad mostrada en todo momento.

Al Ingeniero José Carlos Sánchez Linares por sus recomendaciones y consejos durante la realización de este trabajo.

INTRODUCCIÓN.

México cuenta con alrededor de once mil kilómetros de litoral con un amplio potencial para el desarrollo de proyectos marítimos, entre los cuales uno de éstos es sin duda la creación de puertos con fines recreativos en el aspecto deportivo, ya que una de las principales fuentes de ingresos de capital al país se tiene a través del turismo nacional e internacional, mismo que en todo momento ha manifestado un gran interés por vacacionar en los sitios costeros.

Tradicionalmente y de manera equivocada, se tenía la costumbre de destinar tan sólo una pequeña zona de un puerto para que ésta fuera ocupada por las flotas de toda clase de embarcaciones deportivas y turísticas. Sin embargo, hoy en día y como una consecuencia del crecimiento que se ha venido presentando por la afición a los deportes náuticos, surge el concepto de marina o también conocido como puerto deportivo, con el cual se define al complejo marítimo, industrial y deportivo destinado a dar albergue a las embarcaciones a flote o en seco en condiciones de seguridad, contando además con los mecanismos necesarios para botarlas y recobrarlas, así como una serie de instalaciones para su abastecimiento y reparación de éstas.

El presente trabajo se ha organizado en seis capítulos, que en conjunto, tienen por objeto dar una descripción elemental de los diversos aspectos que intervienen en el desarrollo de un puerto deportivo.

En el capítulo 1, *Aspectos Generales y Estudios Previos*, se proponen algunas posibles clasificaciones de un puerto deportivo, ya sea por su propiedad o por los servicios con los que dicho puerto cuente. Además, un aspecto de enorme relevancia para el diseño y construcción de un puerto, es la selección del sitio donde habrá de realizarse dicha obra. Por tal motivo, se mencionan algunas de las características físicas con las que es deseable que el sitio cuente.

Por otra parte, se describen en forma breve sólo algunos de los estudios previos a la construcción de la obra, tal como son los estudios de mecánica de suelos, oceanográficos, dinámica litoral, selección de la embarcación de diseño y de mercado, entre otros.

En el capítulo 2, *Hidrodinámica*, se presentan algunas características básicas sobre los principales factores físicos del sitio de interés para el desarrollo del puerto. Entre los cuales se encuentran el oleaje, vientos, corrientes, transporte litoral, mareas y calidad del agua.

El capítulo 3, *Diseño Geométrico*, tiene por objeto presentar algunos criterios para el diseño de las áreas de agua como canales de acceso e interiores, así como para el diseño de las dimensiones principales de los muelles de atraque y pasarelas.

Por otra parte en el capítulo 4, *Servicios*, se describen en forma breve los principales servicios con los que debe contar un puerto deportivo tanto en el área de tierra como en la zona de muelles. Servicios como los de agua potable, electricidad, contra incendio, combustible, rampa de botado y equipo para el manejo de las embarcaciones entre otros, son los que se cubren en el presente trabajo.

Finalmente en el capítulo 5, *Obras de Protección*, se presentan algunos parámetros para el diseño de rompeolas de enrocamiento, verticales, mixtos y flotantes. Además, se presentan los criterios de Hudson, van der Meer, Iribarren y Losada para el cálculo de los pesos de los elementos de la estructura. En la parte final del trabajo y como un pequeño capítulo se presentan las futuras líneas de trabajo y conclusiones generales.

INTRODUCCIÓN. I
ÍNDICE GENERAL. III
LISTA DE TABLAS. VII
LISTA DE FIGURAS. IX

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES Y ESTUDIOS PREVIOS 1
1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PUERTOS DEPORTIVOS. 3
1.2 FUNCIONES DEL PUERTO..... 4
 1.2.1 Puerto de refugio..... 4
 1.2.2 Puerto comercial..... 5
 1.2.3 Puerto de recreación. 5
1.3 SELECCIÓN DEL SITIO. 5
1.4 ESTUDIOS FÍSICOS..... 6
 1.4.1 Estudios topohidrográficos..... 6
 1.4.2 Estudios oceanográficos..... 6
 1.4.3 Estudios de dinámica litoral..... 6
 1.4.4 Estudios de mecánica de suelos..... 7
 1.4.5 Estudio con modelos hidráulicos..... 7
1.5 ESTUDIO DE LA EMBARCACIÓN DE DISEÑO. 8
1.6 ESTUDIO DE MERCADO. 8
1.7 EVALUACIÓN TÉCNICA Y FINANCIERA. 8
1.8 CONCLUSIONES..... 9

CAPITULO 2. HIDRODINÁMICA 11
2.1 OLEAJE. 13
 2.1.1 Generación y propagación del oleaje..... 13
 2.1.2 Tipos de oleaje..... 13
 2.1.2.1 Oleaje SEA..... 13
 2.1.2.2 Oleaje SWELL..... 13
 2.1.3 Condiciones de oleaje en el interior del puerto..... 14
2.2 FUENTES DE INFORMACIÓN. 14
 2.2.1 Oleaje generado por viento. 14
 2.2.2 Medición del oleaje costero..... 15
2.3 MODELOS PARA ESTIMAR LA TRANSFORMACIÓN DEL OLEAJE..... 16
 2.3.1 Modelo de refracción..... 16
 2.3.2 Modelo de Boussinesq..... 16
 2.3.3 Modelo parabólico de refracción-difracción..... 16
 2.3.4 Modelo elíptico de difracción-refracción..... 16
 2.3.5 Modelo delantero de seguimiento de rayos..... 17
 2.3.6 Modelo trasero de seguimiento de rayos..... 17
 2.3.7 Modelo hiperbólico de refracción-difracción..... 17
2.4 DESCRIPCIÓN ESTADÍSTICA DE UN ESTADO DE MAR. 17
 2.4.1 Análisis temporal..... 17
 2.4.2 Análisis espectral..... 18
2.5 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE UN ESTADO DE MAR..... 18
 2.5.1 Distribución normal de la superficie libre..... 18
 2.5.2 Distribuciones de alturas de ola..... 18
 2.5.3 Distribuciones conjunta de período y altura de ola..... 19
 2.5.4 Distribuciones de periodos de ola..... 20

2.6	MODELOS ESPECTRALES DE UN ESTADO DE MAR.....	20
2.6.1	Espectro de Neumann.....	20
2.6.2	Espectro Pierson-Moskowitz.....	20
2.6.3	Espectro Breschneider.....	20
2.6.4	Espectro ISSC.....	20
2.6.5	Espectro ITTC.....	21
2.6.6	Espectro JONSWAP.....	21
2.6.7	Espectro TMA.....	21
2.6.8	Espectro de Ochi-Huble.....	21
2.6.9	Modelo de Phillips.....	21
2.6.10	Espectros direccionales.....	22
2.7	VIENTOS.....	22
2.8	CORRIENTES.....	22
2.8.1	Corrientes de densidad.....	22
2.8.2	Corrientes producidas por el viento.....	22
2.8.3	Corrientes de marea.....	23
2.8.4	Corrientes de turbidez.....	24
2.8.5	Medición de corrientes costeras.....	24
2.8.5.1	Mediciones Eulerianas.....	24
2.8.5.2	Mediciones Lagrangianas.....	24
2.9	TRANSPORTE LITORAL.....	24
2.9.1	Requisitos para la estimación del transporte litoral.....	24
2.9.2	Métodos de cuantificación del transporte litoral.....	25
2.9.2.1	Método de Larrás.....	25
2.9.2.2	Método del C.E.R.C. (Coastal Engineering Research Center).....	25
2.9.2.3	Método de Caldwell.....	25
2.9.2.4	Otros criterios para estimar el transporte de sedimentos.....	26
2.10	MAREAS.....	28
2.10.1	Mareas astronómicas.....	29
2.10.2	Mareas de tormenta o meteorológicas.....	29
2.11	CALIDAD DEL AGUA.....	30
2.11.1	Oxígeno disuelto (OD).....	30
2.11.2	Demanda bioquímica de Oxígeno (DBO).....	30
2.11.3	Fuentes de contaminación del agua.....	30
2.12	CONCLUSIONES.....	31
CAPÍTULO 3. DISEÑO GEOMÉTRICO.....		33
3.1	PROFUNDIDAD.....	35
3.2	BOCANA.....	36
3.2.1	Anchura de la bocana.....	37
3.3	DÁRSENAS.....	37
3.3.2	Dársena de ciaboga.....	38
3.4	FONDEADERO.....	39
3.5	CANALES.....	39
3.5.1	Canal de acceso.....	39
3.5.1.1	Anchura y profundidad del canal de acceso.....	39
3.5.1.2	Profundidad.....	40
3.5.1.3	Pendiente de los lados del canal.....	44
3.5.1.4	Curvas del canal.....	45
3.5.2	Canales interiores.....	51
3.5.3	Canales de atraque.....	51
3.6	AMARRADEROS.....	54

Índice General

3.6.1 Amarradero sencillo.....	54
3.6.2 Amarraderos dobles.....	55
3.6.3 Arreglos diversos para los amarraderos.....	63
3.7 ESTRUCTURAS DE FLOTACIÓN.....	65
3.7.1 Pasarela marginal.....	67
3.7.2 Pasarela principal.....	67
3.7.3 Muelles para el atraque.....	68
3.8 RAMPA DE ACCESO.....	72
3.9 SISTEMA DE ANCLAJE PARA LAS ESTRUCTURAS FLOTANTES.....	72
3.10 ÁREA PARA EL ESTACIONAMIENTO DE VEHÍCULOS Y REMOLQUES.....	74
3.11 EDIFICIO ADMINISTRATIVO.....	75
3.12 ALMACENAMIENTO EN SECO.....	76
3.13 TALLERES DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	78
3.14 CONCLUSIONES.....	78
CAPÍTULO 4. SERVICIOS EN EL PUERTO.....	79
4.1 SERVICIOS EN MUELLES.....	81
4.1.1 Servicio de agua potable.....	81
4.1.2 Servicio de energía eléctrica.....	81
4.1.3 Servicio de protección contra incendio.....	85
4.1.4 Servicio de combustible.....	85
4.1.5 Servicio de bombeo de aguas residuales y recolección de desechos sólidos.....	86
4.1.6 Servicio telefónico.....	87
4.1.7 Servicio de televisión por cable.....	87
4.2 SERVICIOS EN ÁREAS TERRESTRES.....	87
4.2.1 Servicio a las embarcaciones.....	87
4.2.1.1 Rampas de botado.....	87
4.2.2 Equipo para el manejo de las embarcaciones.....	91
4.2.2.1 Grúas.....	91
4.2.2.2 Grúa tipo pórtico.....	91
4.2.2.3 Grúa viajera.....	92
4.2.2.4 Montacargas.....	93
4.3 SERVICIOS AL PÚBLICO.....	93
4.3.1 Servicio de sanitarios.....	93
4.4 OTROS SERVICIOS.....	94
4.5 CONCLUSIONES.....	94
CAPÍTULO 5. OBRAS DE PROTECCIÓN.....	95
5.1 ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.....	97
5.2 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO DE UN ROMPEOLAS.....	97
5.2.1 Información oceanográfica.....	97
5.3 TIPOS DE SUELO.....	98
5.4 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	98
5.4.1 Elementos naturales.....	98
5.4.1.1 Análisis de bancos de roca.....	99
5.4.2 Elementos artificiales.....	99
5.5 CARACTERÍSTICAS DE LAS PARTES DE UN ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.....	99
5.5.1 Núcleo.....	99
5.5.2 Capa secundaria.....	100
5.5.3 Coraza.....	100
5.6 ALTURA DE OLA DE DISEÑO.....	100
5.6.1 Condiciones de no-rompiente.....	101
5.6.2 Condiciones de rompiente.....	103

5.7 DISEÑO.....	104
5.7.1 Cálculo del peso de los elementos de coraza.....	104
5.7.1.1 Criterio de Hudson.....	104
5.7.1.2 Criterio de van der Meer.....	104
5.7.1.3 Criterio de Iribarren.....	107
5.7.1.4 Criterio de Losada.....	108
5.7.2 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria.....	116
5.7.3 Cálculo del peso de los elementos del núcleo.....	117
5.7.4 Elevación de la cresta de coraza.....	117
5.7.4.1 Ascenso máximo.....	117
5.7.4.2 Descenso máximo.....	119
5.7.4.3 Transmisión.....	120
5.7.4.4 Rebase (Overtopping).....	122
5.7.5 Cálculo de la anchura de cresta de coraza.....	123
5.7.6 Cálculo de la profundidad de la coraza.....	123
5.7.7 Cálculo del espesor de las capas de coraza y secundaria.....	124
5.8 ROMPEOLAS VERTICALES.....	124
5.8.1 Recomendaciones para el diseño de un rompeolas vertical.....	124
5.9.ROMPEOLAS MIXTOS.....	125
5.10 ROMPEOLAS FLOTANTES.....	125
5.11 CONCLUSIONES.....	127
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES GENERALES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO	129
6.1 CONCLUSIONES GENERALES.....	131
6.2 FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO.....	132
BIBLIOGRAFÍA.....	133

LISTA DE TABLAS.

Capítulo 2. Hidrodinámica.

- 2.1 Parámetros propuestos por Watanabe *et al.* (1980) para la estimación del transporte transversal.
- 2.2 Parámetros propuestos por Sunamura y Takeda (1984) para la estimación del transporte transversal.
- 2.3 Parámetros propuestos por Yamashita *et al.* (1984) para la estimación del transporte transversal.
- 2.4 Parámetros propuestos por Kraus *et al.* (1982) para la estimación del transporte longitudinal.
- 2.5 Parámetros propuestos por Iwagaki y Sawaragi (1962) para la estimación del transporte longitudinal.

Capítulo 3. Diseño Geométrico.

- 3.1 Profundidades mínimas para diversas zonas del puerto.
- 3.2 Profundidades mínimas recomendables.
- 3.3 Dimensiones de la bocana.
- 3.4 Capacidad de la dársena.
- 3.5 Parámetros para la dársena.
- 3.6 Anchura del canal recomendada.
- 3.7 Profundidades mínimas para el canal de atraque.
- 3.8 Recomendaciones para la anchura del canal de atraque.
- 3.9 Recomendaciones para el diseño de amarraderos sencillos.
- 3.10 Recomendaciones para la anchura de amarraderos sencillos.
- 3.11 Parámetros para amarraderos sencillos.
- 3.12 Recomendaciones para estimar la anchura de amarraderos dobles.
- 3.13 Parámetros de diseño para los muelles de atraque.

Capítulo 4. Servicios en el Puerto.

- 4.1 Requerimientos de energía para diferentes tipos de embarcaciones.
- 4.2 Número de accesorios sanitarios en función del número de embarcaderos.

Capítulo 5. Obras de Protección.

- 5.1 Valores de K_D para la determinación de los pesos de los elementos de coraza.
- 5.2 Valores del nivel de daño, S , para diferentes niveles de avería.
- 5.3 Parámetros de ajuste para el modelo exponencial y para una banda de confianza $BC > 95\%$.
- 5.4 Factores de incremento en el peso de los elementos situados en el morro.
- 5.5 Coeficientes empíricos para rompeolas con $1.5 \leq \cot \alpha \leq 5$.
- 5.6 Coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de ascenso máximo.
- 5.7 Ecuaciones de van der Meer para estimar el ascenso máximo.
- 5.8 Coeficientes para las ecuaciones propuestas por van der Meer.
- 5.9 Coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de descenso máximo.
- 5.10 Criterios para estimar el coeficiente de transmisión propuesto por van der Meer.
- 5.11 Método de van der Meer para la estimación del rebase.
- 5.12 Coeficientes de capa y porosidad para varios elementos de coraza.

LISTA DE FIGURAS.

Capítulo 1. Aspectos Generales y Estudios Previos.

- 1.1 Clasificación de los puertos según su ubicación.
- 1.2 Clasificación de los puertos según su propiedad.

Capítulo 2. Hidrodinámica.

- 2.1 Ejemplo de una rosa de oleaje.
- 2.2 Ejemplo de una rosa de viento.

Capítulo 3. Diseño Geométrico.

- 3.1 Factores que intervienen en la orientación de la bocana.
- 3.2 Orientación de la bocana.
- 3.3 Sección del canal de acceso.
- 3.4 Profundidad de diseño del canal de acceso.
- 3.5 Evaluación del parámetro "d".
- 3.6 Anchura y profundidad del canal de acceso.
- 3.7 Dimensiones del canal de acceso.
- 3.8 Dimensiones de los canales de entrada o acceso e interior.
- 3.9 Método de Cuttof para el diseño de curvas en los canales.
- 3.10 Método de los taludes paralelos para el diseño de curvas en el canal.
- 3.11 Longitud del canal de acceso.
- 3.12 Anchura del canal para una vía de navegación.
- 3.13 Anchura del canal para dos vías de navegación.
- 3.14 Sobreebanco del canal empleando el método de Cuttof.
- 3.15 Sobreebanco del canal empleando el método de los taludes paralelos.
- 3.16 Factores que influyen en la determinación de la profundidad.
- 3.17 Canal interior.
- 3.18 Canal de atraque.
- 3.19 Anchura del canal de atraque.
- 3.20 Dimensionamiento del canal de atraque.
- 3.21 Distancia entre peines paralelos.
- 3.22 Amarradero sencillo.
- 3.23 Amarradero doble.
- 3.24 Amarradero doble para longitudes de atraque diferentes.
- 3.25 Amarradero típico doble.
- 3.26 Anchuras recomendadas para ambos tipos de amarraderos.
- 3.27 Geometría propuesta para un amarradero sencillo.
- 3.28 Geometría para amarraderos dobles.
- 3.29 Arreglos posibles para los muelles de amarre.
- 3.30 Amarradero tipo estrella.
- 3.31 Panorámica de un puerto con muelles de amarre tipo estrella.
- 3.32 Elementos que comprenden una estructura de flotación.
- 3.33 Sistema de muelles fijos.
- 3.34 Daños causados en los muelles por la acción del hielo.
- 3.35 Anchura mínima para la pasarela principal.
- 3.36 Ubicación típica de los accesorios de amarre.
- 3.37 Accesorios de amarre.

- 3.38 Parámetros para el diseño de los muelles de atraque.
- 3.39 Aspecto de un muelle inclinado.
- 3.40 Rampa de acceso.
- 3.41 Esquema de un pilote de anclaje.
- 3.42 Muelle anclado con sistema de pilotes.
- 3.43 Dimensionamiento de los espacios para estacionamiento.
- 3.44 Planta tipo del edificio administrativo.
- 3.45 Almacenamiento de embarcaciones en estanterías.
- 3.46 Bodega de almacenamiento en seco.
- 3.47 Almacenamiento en estanterías a cielo abierto.

Capítulo 4. Servicios en el Puerto.

- 4.1 Suministro de agua potable en los muelles de atraque.
- 4.2 Esquema de la línea de agua potable.
- 4.3 Pedestal de suministro de agua potable.
- 4.4 Transformador de energía eléctrica.
- 4.5 Esquema de la línea de distribución de energía eléctrica.
- 4.6 Pedestal para el suministro de energía eléctrica.
- 4.7 Instalación para el servicio de combustible.
- 4.8 Equipo para el bombeo de aguas residuales de las embarcaciones.
- 4.9 Pedestal para los servicios de agua potable, electricidad, teléfono y televisión por cable.
- 4.10 Rampa de botado con superficie de asfalto.
- 4.11 Rampa de botado para trailer hidráulico.
- 4.12 Rampa de botado para trailer hidráulico con bote de vela.
- 4.13 Rampa de botado para trailer hidráulico con bote de motor.
- 4.14 Grúa hidráulica móvil.
- 4.15 Grúa fija tipo torre.
- 4.16 Grúa tipo pórtico con capacidad para 500 toneladas.
- 4.17 Sistema moderno de grúa viajera.
- 4.18 Uso de montacargas en maniobras de acomodo.

Capítulo 5. Obras de Protección.

- 5.1 Principales partes de un rompeolas de enrocamiento.
- 5.2 Elementos artificiales más comunes.
- 5.3 Índice de altura de rompiente.
- 5.4 Índice de altura rompiente contra H_v/gT^2 .
- 5.5 Geometría de un rompeolas para el criterio de van der Meer.
- 5.6 Valores para el coeficiente K' .
- 5.7 Niveles de avería para una coraza formada por tres capas de elementos.
- 5.8 Curvas de ajuste para la función de estabilidad de escolleras e inicio de avería.
- 5.9 Curvas de ajuste para la función de estabilidad para bloques paralelepípedos e inicio de avería.
- 5.10 Curvas de ajuste para la función de estabilidad para tetrápodos e inicio de avería.
- 5.11 Curvas de diseño para la función de estabilidad de paralelepípedos de concreto e inicio de avería.
- 5.12 Curvas de diseño para la función de estabilidad de paralelepípedos de concreto y avería de Iribarren.
- 5.13 Curvas de diseño para la función de estabilidad de bloques paralelepípedos de concreto y nivel de destrucción.
- 5.14 Curvas de diseño para la función de estabilidad de escolleras y nivel de daño nulo.
- 5.15 Curvas de diseño para la función de estabilidad para tetrápodos e inicio de avería.
- 5.16 Variación del número de estabilidad para dolos y escolleras con inicio de avería.
- 5.17 Región de inicio de avería en el morro.
- 5.18 Rompeolas vertical.
- 5.19 Rompeolas mixto.
- 5.20 Características geométricas de un rompeolas de tipo flotante.
- 5.21 Panorámica de un puerto protegido con un rompeolas tipo flotante.

Capítulo 1

Aspectos Generales y Estudios Previos.

En este primer capítulo se hace una breve descripción de algunos de los conceptos más elementales acerca de los puertos deportivos, mismos que en países de habla inglesa suelen conocerse como marinas. Sin embargo, para efectos del presente trabajo, en todo momento se hace mención de éste como puerto deportivo.

Los aspectos generales presentados, se refieren a una clasificación propuesta para los puertos en función de los servicios con los que cuenta, así como para que tipo de usuarios están destinados éstos.

Para la correcta realización de una obra de esta naturaleza, especial atención se debe dedicar a uno de los factores sin duda más importantes como lo es la selección del sitio en donde se pretenda desarrollar el complejo turístico.

Lo anterior significa que en dicha selección, se debe contemplar una gran variedad de estudios que van desde oceanográficos, de mecánica de suelos, de mercado e incluso de la embarcación de diseño. Todos estos estudios y algunos otros factores se mencionan en el presente capítulo.

ASPECTOS GENERALES Y ESTUDIOS PREVIOS.

1.1 Clasificación de los puertos deportivos.

El crecimiento internacional de la matrícula de botes obliga a tener una clasificación de los puertos que sea aceptada mundialmente y que dicha clasificación ofrezca al usuario una serie de características de interés relacionadas todas estas con los servicios e instalaciones con que cuenta el mismo.

A continuación se presenta una propuesta de clasificación de los puertos con sus respectivas subclasificaciones.

Clasificación primaria (por clase).

- ▶ **Puerto Clase I.** Es aquel que da servicio únicamente a las flotillas locales.
- ▶ **Puerto Clase II.** Se consideran de esta clase a los puertos que dan servicio a embarcaciones locales y regionales o interestatales.
- ▶ **Puerto Clase III.** Éste es más general puesto que puede dar servicio a flotas locales, regionales y a las de carácter internacional.

Subclasificación (aplicable a las tres clases de puertos).

Subcategoría 1. Se indica con una diagonal “ / ”, que nos indica la disponibilidad de gas o combustible, empleándose la letra “D” para el diesel y la letra “G” para la gasolina.

Subcategoría 2. Se señala ésta con una diagonal “ \ ”, que nos indica si el puerto acepta usuarios que están de paso o si sólo acepta usuarios locales. En este caso se usan las letras “T” y “L”, respectivamente.

Subcategoría 3. Ésta se identifica con el símbolo “ (“, que hace referencia al rango del tamaño de los embarcaderos. Aquí se indica dicha característica de forma numérica, es decir, se indica el rango. Por ejemplo 10.0 a 12.0 m

Subcategoría 4. Se identifica con el símbolo “) “, permite conocer el nivel de protección ante condiciones climáticas adversas, teniéndose además las siguientes categorías:

- A. No dispone de algún tipo de protección.
- B. Reserva su protección para los usuarios residentes.
- C. Ofrece protección a todo tipo de usuario.

Subcategoría 5. Se identifica con el símbolo “ = “, e indica la disponibilidad de los servicios de mantenimiento. En este caso se emplea la letra “M” para indicar el servicio mecánico y además la letra “H” para indicar que dicho servicio está fuera de las instalaciones del puerto.

Subcategoría 6. Se identifica con el símbolo “ * “, y a continuación se proporciona información de interés como puede ser acerca de restaurantes, hospitales, aeropuertos, teléfonos públicos, servicio de taxis, etc.

Por otra parte en las figuras 1.1 y 1.2 se describe otra propuesta de clasificación de los puertos en donde se consideran básicamente parámetros como la ubicación y la propiedad de la misma (Marinas: A Working Guide to Their Development and Design, Donal W. Adie 1977).

Figura 1.1 Clasificación de los puertos según su ubicación.

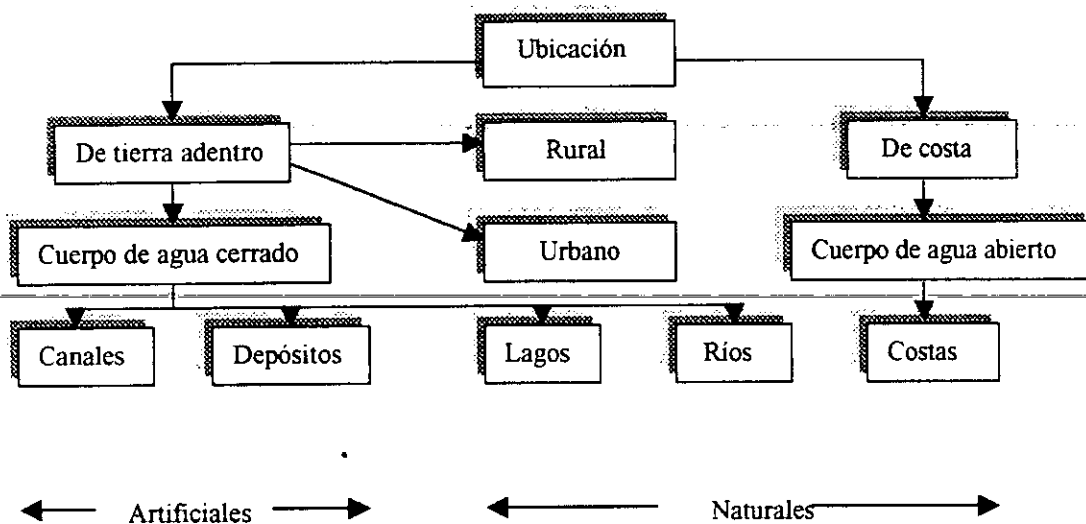
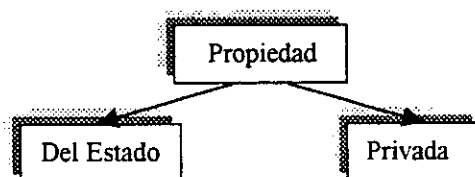


Figura 1.2 Clasificación de los puertos según su propiedad.



1.2 Funciones del puerto.

Sembler *et al.* (1969) clasifica las funciones para un puerto y propone lo siguiente: (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

1.2.1 Puerto de refugio.

Cuando un puerto es destinado para dar alojamiento a embarcaciones que están de paso o que es usado éste por las embarcaciones locales, es designado como puerto de refugio. Como tal, sólo cuenta con una vía navegable y los servicios mínimos para el atraque de las embarcaciones.

En función del tipo de embarcación y características de la región, la distancia entre dos puertos de refugio se estima que puede ser entre 32 y 64 kilómetros o a 2 horas de tiempo de navegación.

1.2.2 Puerto comercial.

Dicho puerto es diseñado para dar servicio a las flotas de embarcaciones comerciales pesqueras, barcazas y pequeñas embarcaciones para la transportación en terminales. Las instalaciones están a menudo dentro o adyacentes al puerto que originalmente fue construido para embarcaciones de pasajeros.

En este tipo de puertos los criterios en su diseño tienen la premisa de reducir el riesgo de coalición entre las distintas clases de embarcaciones (Dunham y Finn 1974).

1.2.3 Puerto de recreación.

Estos puertos son diseñados para varios tipos de embarcaciones en los que se incluyen veleros y botes de remos entre otros. El desarrollo de los mismos requiere no únicamente la mejor protección contra los factores climáticos, sino además de condiciones adecuadas en las áreas terrestres para una buena ubicación de los servicios.

1.3 Selección del sitio.

La selección del sitio donde habrá de desarrollarse el proyecto de un puerto deportivo, se realiza en las primeras etapas del proceso de planeación de dicha obra. Y en la selección del sitio involucra los factores que a continuación se describen (Marine Structures Engineering Specialized Applications, Gregory P. Tsinker 1995).

- El sitio debe ser tal que se haya verificado previamente la demanda de los puestos de atraque.
- El sitio debe contar con las condiciones adecuadas para una navegación segura.
- Es recomendable que cuente con accesos terrestres adecuados para el transporte de las embarcaciones y acceso propiamente de los usuarios al puerto.
- En el sitio se debe contar con el área de agua suficiente, protegida y con un calado adecuado a fin de evitar dragados excesivos.
- Es conveniente que el área de tierra sea lo suficientemente extensa para dar cabida a las instalaciones terrestres, incluyendo además el área necesaria para crecimientos posteriores.
- Es recomendable que en el sitio se cuente con los servicios básicos como son el de agua potable, electricidad, teléfono y alcantarillado.
- El sitio no debe ser ubicado en zonas de preservación histórica o zonas de reserva ecológica.
- Factores sociológicos.

Por otra parte, a menudo los ríos y lagos ofrecen excelentes cursos de agua para el desarrollo de un puerto. Asimismo, las regiones costeras ofrecen tal vez las mejores condiciones para la construcción de los mismos, que incluso pueden ser desarrollados en zonas urbanas.

1.4 Estudios físicos.

1.4.1 Estudios topohidrográficos.

Dichos estudios comprenden la ejecución de una poligonal de apoyo en el sitio que haya sido elegido para la construcción del proyecto. Las coordenadas de dicha poligonal se pueden obtener mediante el empleo del Sistema Global de Posicionamiento (GPS). Se incluye también en este estudio la ejecución de monumentos para señalar los vértices de la poligonal. Se debe establecer además como mínimo un banco de nivel y realizar la topografía del predio.

Otro aspecto también de gran importancia para la ejecución del puerto, es la realización de la batimetría del frente marino empleando para ello el sistema de posicionamiento por satélite para definir las coordenadas X e Y, así como el empleo de una ecosonda digital para definir las profundidades (Z).

A continuación, con el propósito de ligar la batimetría con la parte terrestre de la costa se debe realizar un seccionamiento playero y la delimitación de la zona federal marítimo terrestre (Estudios y Proyectos Ejecutivos para un Puerto de Abrigo en San Quintín B.C. FONATUR 1999).

1.4.2 Estudios oceanográficos.

Tales estudios están comprendidos básicamente por los de corrientes que se presentan en el sitio de interés, que a su vez, éstas pueden ser de densidad, generadas por el viento, de marea, y de turbidez. En las que según Sverdrup, la corriente que se mide es el resultado de la combinación de todas ellas.

Otro de los estudios que se realizan es el de oleaje, mismo que tienen por objeto conocer sus parámetros más significativos como son la altura de ola, longitud de ola y período principalmente. Factores que son de mucha importancia en el diseño de las obras de protección y niveles de agitación en el interior del puerto. Se requiere además del estudio de mareas, a fin de estimar sus niveles más importantes para el diseño de las obras ya citadas y de otros factores en el puerto.

Finalmente, un último estudio indispensable que influye en gran medida en el diseño es el de vientos, mismos que se describen con mayor detalle en el capítulo 2 del presente trabajo.

1.4.3 Estudios de dinámica litoral.

Uno de los efectos que provoca la construcción de las obras de protección, es el bloqueo del transporte litoral que a su vez da origen a una modificación en el equilibrio de las playas adyacentes a dichas obras. Esto significa que en la costa situada corriente arriba de estas estructuras, se origina un proceso de sedimentación provocando el avance hacia el mar de la línea de costa. Por otra parte, en la costa ubicada corriente abajo se presenta un proceso erosivo ocasionando que la línea de costa avance tierra adentro (Estimación Teórica de la Evolución Playera por Efecto de la Construcción de Obras Exteriores, CFE 1997).

Además, para el conocimiento de la dinámica litoral se realizan los estudios de propagación de oleaje, zonificación del perfil de playa, granulometría y estimación del transporte sólido litoral (IV Jornadas Españolas de Ingeniería de Puertos y Costas, José M. Medina 1997)

1.4.4 Estudios de mecánica de suelos.

El objetivo que aquí se persigue es determinar las características mecánicas del suelo en donde habrán de construirse las diversas obras del puerto. El estudio comprende pozos a cielo abierto y sondeos.

En los primeros se obtienen muestras alteradas e inalteradas con el propósito de conocer parámetros como el contenido de agua, granulometría, límites de Atterberg y densidad de sólidos. Además de realizar ensayos de compresión simple y compresión triaxial, entre otros.

Por otra parte, los sondeos se realizan tanto en la zona de tierra como en la zona de agua. En ellos además de la prueba de penetración estándar, se obtienen muestras inalteradas mediante tubo de pared delgada. Aquí se requiere conocer los parámetros de contenido de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos, contenido de finos, y al igual que con los pozos a cielo abierto, se realizan ensayos de compresión simple, compresión triaxial y ensayos de consolidación unidimensional (Estudios y Proyectos Ejecutivos para un Puerto de Abrigo en San Quintín B.C. FONATUR 1999).

1.4.5 Estudio con modelos hidráulicos.

Es posible aceptar que como regla general los estudios con modelos físicos son necesarios para el diseño del proyecto final. Tales modelos hidráulicos son empleados para optimizar el diseño y verificar el adecuado funcionamiento del puerto. En la investigación con modelos físicos generalmente se busca estimar o conocer factores como los mostrados a continuación (Hydraulic Design of Small Boat Harbors, USACE 1984).

- Determinar la configuración más económica de las obras de protección que den abrigo adecuado a las embarcaciones dentro del puerto ante la acción del oleaje principalmente.
- Estimar la altura de ola en el interior del puerto.
- Analizar las condiciones de oleaje y corrientes en la entrada del puerto.
- Conocer cualitativamente los efectos de las estructuras de protección en el proceso del transporte litoral.
- Analizar las condiciones de inundación.
- Analizar las condiciones de profundidad en la entrada del puerto.

Para la selección de la escala del modelo se consideran factores como:

- Una adecuada profundidad del agua, a fin de prevenir los efectos de fricción con el fondo.

- ▲ Altura de la ola en el modelo.
- ▲ Área disponible para la construcción del modelo.
- ▲ Eficiencia en la operación del modelo.
- ▲ Disponibilidad del equipo para la generación y medición del oleaje.
- ▲ Costos de la construcción del modelo.

1.5 Estudio de la embarcación de diseño.

La embarcación o embarcaciones de diseño son seleccionadas con base a un estudio del tipo y tamaño de éstas que se espera hagan uso del puerto. Aquí cabe mencionar que se pueden tener diferentes barcos de diseño dependiendo esto de una posible división en zonas del puerto.

Por dar un ejemplo, los botes de vela pueden tener el mayor calado, factor que se debe considerar en el diseño de la profundidad del canal de acceso, mientras que los botes pesqueros pueden tener la mayor de las mangas, siendo esto un factor a utilizar para determinar también la anchura del mismo canal de acceso. Se recomienda consultar a los fabricantes u otras fuentes de información con el objeto de conocer las dimensiones y características de las embarcaciones (Hydraulic Design of Small Boat Harbors, USACE 1984).

1.6 Estudio de mercado.

El estudio del área de mercado juega un papel muy importante en las primeras etapas de la planeación y diseño. En un análisis de mercado, el primer paso consiste en definir el área de mercado o también llamada área de comercio o zona de influencia, misma de la que se espera tener un elevado porcentaje de usuarios. Además, en dicho análisis se evalúa la demanda de los puestos de atraque, servicios y almacenamientos en seco entre otros.

Se considera una zona o área de mercado primaria de la que se espera que el 90% o más de los posibles usuarios sean residentes de dicha zona y que el restante 10% de los usuarios provenga de áreas secundarias. En este mismo estudio se debe dar especial cuidado a las dimensiones de las embarcaciones, así como a las características económicas de los usuarios a fin de poder hacer una estimación de la demanda para los puestos de atraque y del almacenamiento en seco para las propias embarcaciones (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

1.7 Evaluación técnica y financiera.

Tal evaluación consiste en analizar la factibilidad técnica para la realización de las diferentes obras que en conjunto dan origen al puerto. Por lo que respecta a la evaluación financiera, se busca hacer un análisis básicamente de los posibles participantes para la construcción y operación del puerto; es decir, quien aportará el capital, ya sea el sector público, el sector privado o ambos.

Otro aspecto de gran importancia es donde se pretende construir el puerto. Esto significa que se tendrán enormes diferencias entre un sitio con un mercado ya establecido y otro que inicia su desarrollo. Asimismo se deben analizar los gastos e ingresos que acarrea un proyecto de este tipo a fin de conocer su rentabilidad (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

1.8 Conclusiones.

De este primer capítulo se debe resaltar la importancia que implica una buena selección del sitio más adecuado para el desarrollo de un puerto. Una recomendación por demás importante es que el sitio esté protegido de manera natural del oleaje y de las corrientes que el mar provoca.

También es adecuado que en él se tengan accesos terrestres y los servicios necesarios para su correcta operación. Sin embargo, el factor que requiere de mayor atención es el económico, puesto que como toda obra de ingeniería, la realización de un puerto deportivo implica una gran inversión, misma que debe ser recuperada principalmente a través de la venta de los puestos de atraque, venta de los talleres, venta de locales comerciales y departamentos, y utilización de los servicios para las embarcaciones.

Cubiertos los aspectos anteriores, no se debe descuidar el aspecto ambiental y los impactos que acarrea consigo la construcción de la obra. Se deben hacer los estudios necesarios para la prevención de la contaminación tanto en las zonas de agua, tierra y aire y además se deben contemplar los estudios urbanísticos necesarios, con el objeto de conservar el estilo del paisaje o arquitectura del sitio seleccionado para la realización del puerto.

Capítulo 2

Hidrodinámica.

En el presente capítulo se hace una breve pero importante descripción de los aspectos más relevantes que se deben considerar para el diseño de un puerto deportivo, caso particular de las muchas obras marítimas. Aspectos como el oleaje, vientos, corrientes, mareas, transporte litoral y calidad del cuerpo de agua en el interior del puerto, son los que se abarcan en este trabajo.

Se describen los tipos de oleaje y se indican los parámetros de agitación en el puerto, característica muy importante para una navegación segura en este tipo de obras. Asimismo se indican algunos de los modelos para estimar la transformación del oleaje. También se describen los principales tipos de corrientes y mareas.

Se indican también las formas para estimar el transporte litoral en el sitio de estudio, factor relevante en el diseño de las obras de protección, en las cuales se pueden presentar procesos de erosión y/o acumulación del material que viaja en suspensión y que en un momento dado podría ser tal su volumen en el interior del puerto y canal de acceso, que provocaría elevados costos de dragado. Otro aspecto que se considera es la calidad del agua en el puerto, mismo que es preciso estudiar debido a su relevancia en estas obras, desde los puntos de vista ecológicos y estéticos.

HIDRODINÁMICA.

2.1 Oleaje.

Siendo éste un fenómeno natural, se puede concebir como una manifestación de fuerzas que actúan sobre el cuerpo de agua tendiendo a deformarla. Dichas fuerzas actúan “en contra” de las fuerzas provocadas por la acción de la gravedad y tensión superficial quienes en conjunto, actúan para mantener un nivel de la superficie de dicho cuerpo de agua.

Cabe señalar que el oleaje es un fenómeno sumamente complejo, puesto que éste no presenta la característica de repetibilidad ni en el espacio ni en el tiempo, es decir, si se eligiera un punto cualquiera y en este se conociera la altura de ola en un determinado momento, no sería posible estimar la altura de la ola siguiente para ese mismo punto. De aquí que se tenga la necesidad de emplear métodos estadísticos, considerando al oleaje como un fenómeno aleatorio (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

2.1.1 Generación y propagación del oleaje.

Como se ha descrito anteriormente (2.1), para que se haga presente el fenómeno del oleaje, es indispensable la acción de fuerzas que actúen sobre el cuerpo del fluido. Entre estas fuerzas, destacan la inducida por el viento, y la generada por impactos sobre dicho fluido. De éstas últimas, se ha observado que para diferentes velocidades de impacto, se tienen diferentes alturas de ola; lo cual significa que es de gran importancia la presión de la fuerza actuante en el cuerpo del fluido. Como consecuencia de esto, las fuerzas gravitatorias y de tensión superficial, permitirán su propagación (Análisis y Predicción del Oleaje, R. Silva 1998).

De igual manera, el oleaje se puede generar por mareas, sismos y por disturbios causados por el movimiento de las embarcaciones. Para el diseño del puerto, son de interés el conocimiento del oleaje generado por el viento y el generado por las embarcaciones. El efecto del oleaje depende de la altura de ola generada, pudiéndose asumir que dicha altura será igual a dos veces el valor del squat generado por la embarcación. Si las olas generadas por las embarcaciones se emplean para estimar la altura de la ola de diseño, será necesario ajustar las predicciones a través de prototipos (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

2.1.2 Tipos de oleaje.

2.1.2.1 Oleaje SEA.

Tal oleaje se genera en alta mar en donde es muy difícil apreciar en el mismo una longitud de cresta y un período perfectamente definidos, de ahí que no puedan medirse dichos parámetros y se tengan alturas de ola impredecibles.

Por otra parte este oleaje presenta particularidades como pueden ser: una gran irregularidad, una gran variedad de crestas de pequeña longitud y gran variedad de direcciones de avance que lo hacen ser una superficie líquida caótica. Además, en un estado de SEA se presentan dos características perfectamente definidas, que son: asimetría y apuntalamiento o gran peralte (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

2.1.2.2 Oleaje SWELL.

Una vez que el oleaje abandona la zona de generación este experimenta tres tipos de fenómenos como son:

- Sufre una pérdida de energía (decay), lo que provoca que la ola viaje a expensas de su propia energía.
- Sufre una doble dispersión, es decir, una dispersión angular ya que al abandonar el área de generación las olas se dispersan en todas direcciones; y una dispersión radial puesto que al ser la velocidad una función directa del periodo, las ondas más largas se desplazan con mayor rapidez, es decir, se presenta un filtrado de olas.
- Se presenta el fenómeno de soldadura, es decir, las ondas de periodos cercanos se sueldan en largas crestas de onda, que hacen que la superficie caótica del SEA se simplifique tendiendo a un oleaje tipo SWELL. En conclusión, el oleaje que llega a la costa es más regular, con frentes de cresta largas, además de periodo y longitud entre olas sucesivas con diferencias mínimas. Lo anterior significa que se tiene ya una periodicidad y las direcciones dejan de ser dispersas, surgiendo una dirección predominante (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

2.1.3 Condiciones de oleaje en el interior del puerto.

En el interior del puerto, es indispensable mantener la mínima agitación posible a fin de satisfacer los requerimientos para una navegación segura. Por tal motivo, la propuesta del Reglamento Español (MOPU), indica que la agitación (amplitud máxima de la oscilación) en el interior de la dársena, no sea superior a los 0.60 m para el caso en que no se prevé la percnota de tripulantes a bordo de las embarcaciones, y de 0.25 m si se prevé esta situación (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T).

Por su parte la Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), recomienda un valor de 0.30 m de altura de ola dentro de la dársena, reduciéndose a 0.20 m si se permite la percnota en las embarcaciones (Marine Structures Engineering Specialized Applications, G.P. Tsinker 1995).

2.2 Fuentes de información.

2.2.1 Oleaje generado por viento.

Para poder realizar una estimación del desarrollo del oleaje debido a la acción del viento, en primera instancia debe conocerse la velocidad del viento sobre la superficie del agua.

Apoyándose en las ecuaciones que describen el desarrollo del oleaje, se puede hacer una estimación adecuada del mismo tanto en aguas profundas como en aguas someras.

Al realizar cualquier evaluación en el cálculo de las características del oleaje, se debe hacer algunas suposiciones como por ejemplo:

- Se desprecia la energía generada por la presencia de otros trenes de oleaje existentes en la zona de estudio.
- Se requiere que el fetch no sea muy grande para la geometría de interés ($\text{Fetch} < 120 \text{ km}$).
- Las velocidades del viento y su dirección son relativamente constantes.
- La velocidad del viento se mide a 10.0 m sobre el nivel de mar.
- Se tienen condiciones de estabilidad neutra.
- Los valores del coeficiente de arrastre son fijos.

2.3 Modelos para estimar la transformación del oleaje.

Debido a que el oleaje se le clasifica según cómo se transforma a medida que éste avanza de aguas profundas a un punto o un sitio en aguas someras. Se tiene gran variedad de modelos numéricos para evaluar la transformación del oleaje. La realización de dichos modelos tuvo sus orígenes con el desarrollo de algoritmos diseñados para modelos basados en el trazo de rayos de onda, hace unos 25 años.

La diversidad de modelos permite que los mismos se apliquen a diferentes condiciones costeras, tipos de onda o también en aquellas condiciones en donde se presenten procesos como refracción, difracción, reflexión, etc. Se puede distinguir una diferencia en los modelos, la cual consiste en el hecho de que algunos han sido diseñados para estudiar el oleaje en áreas pequeñas y otros para áreas grandes.

De los primeros se tienen los modelos parabólicos y el modelo elíptico de pendiente suave, mientras que en los modelos para áreas grandes, destacan los modelos delantero y trasero de trazo de rayos, y los modelos de difracción hiperbólicos, mismos que a continuación se describen (Refracción del Oleaje en Presencia de Corrientes y Variaciones del Fondo Marino, Díaz G. 2000).

2.3.1 Modelo de refracción.

Éste es un modelo estacionario con un vasto campo de aplicación en áreas pequeñas. Con dicho modelo se pueden resolver las ecuaciones de refracción en una dimensión horizontal.

En su proceso de cálculo se incluye el efecto de refracción/asomeramiento, debido a variaciones de corrientes y profundidades, los efectos disipativos y rotura. Para la aplicación de este método se requiere del cálculo de las variables del oleaje en una malla unidimensional y los datos de entrada pueden ser a través de oleaje monocromático o espectral, especificándose desde el punto más alejado a la playa. Así los resultados se pueden obtener para cada punto de interés.

2.3.2 Modelo de Boussinesq.

Dicho modelo está en función del tiempo con un dominio pequeño y permite resolver las ecuaciones de flujo de Boussinesq o las ecuaciones de flujo en aguas poco profundas. En su proceso de cálculo se incluyen los efectos de refracción/asomeramiento debido a variaciones en el fondo con interacción oleaje-corriente, difracción, reflexión, disipación por fondo friccionante y rotura. Se incluyen también las interacciones no lineales de onda-oleaje, y los datos de inicio son en forma de una historia de tiempo de las elevaciones de la superficie. Debido a lo anterior, no se requiere de una representación de forma espectral. Este método no es válido para aguas profundas y/o para aguas con ondas cortas.

2.3.3 Modelo parabólico de refracción-difracción.

Este modelo tiene la característica de ser estacionario, el cual involucra dominios pequeños de cálculo y da solución a las ecuaciones de difracción-refracción en su forma parabólica. En el proceso de cálculo se incluyen la refracción/asomeramiento a través del cambio en la profundidad y corrientes, difracción en la dirección lateral, efectos disipativos y rotura. El método requiere de datos iniciales como: oleaje monocromático o espectral y no necesitan ser homogéneos a lo largo de la frontera hacia la playa.

2.3.4 Modelo elíptico de difracción-refracción.

Tal modelo es de carácter estacionario y de dominios pequeños de cálculo que permite resolver las ecuaciones de difracción-refracción en su forma elíptica (conocido como la ecuación de pendiente suave).

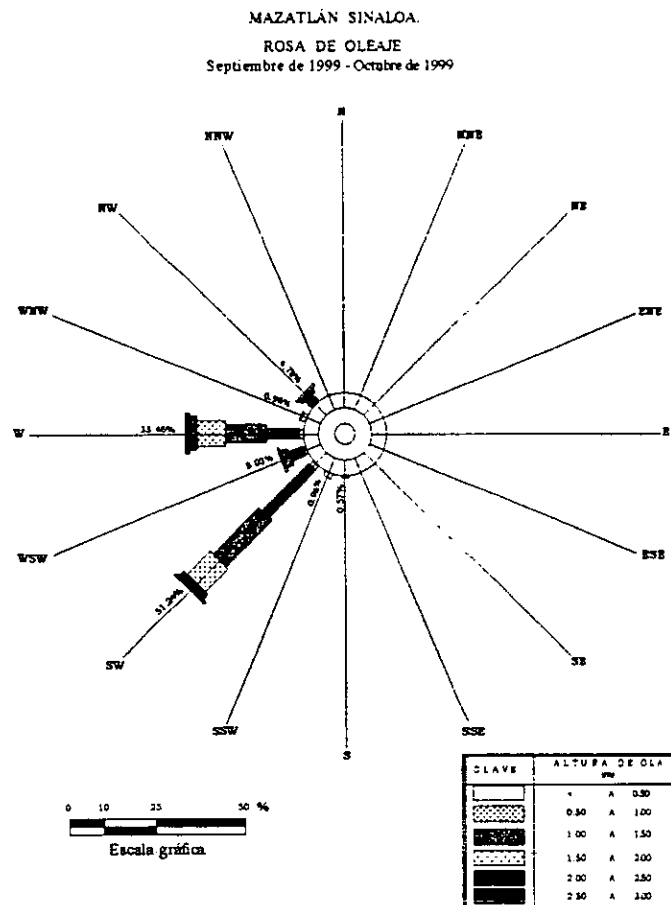
La metodología para ajustar la velocidad del viento, características del fetch a mar abierto, fetch restringido, así como las ecuaciones para el desarrollo del oleaje en aguas profundas y someras, se describen con mayor detalle en: Desarrollo de un Modelo de Cálculo de los Parámetros del Oleaje en Función de los datos de Viento, de R. Silva 1998.

2.2.2 Medición del oleaje costero.

Los estudios de oleaje se realizan con el propósito de conocer el régimen anual de las olas que llegan a un sitio determinado, siendo estrictamente necesario precisar su altura, su dirección de incidencia y su frecuencia de arribo, incluyendo su variación para las diferentes épocas del año. Para efectuar la medición del oleaje se pueden emplear métodos directos como el visual y con equipo autónomo, y métodos indirectos vía satélite (sistema GPS).

Los resultados de la información se recomienda que sean procesados en forma periódica, obteniendo resultados diarios, mensuales y anuales. Posteriormente mediante el empleo de métodos estadísticos, pueden estimarse las medidas de tendencia central: la media, la moda y la mediana; las medidas de dispersión: la desviación estándar, la desviación media, la varianza y el rango, y posteriormente las distribuciones de altura contra dirección, altura contra período y dirección contra período. En la parte final, se acostumbra representar los resultados en forma gráfica, en lo que se conoce como una rosa de oleaje, tal como se muestra en la figura 2.1 (Medición de Oleaje Costero, C.F.E 1994).

Figura 2.1 Ejemplo de una rosa de oleaje.



Asimismo, el intervalo de muestreo debe ser lo más pequeño posible, y a menudo suele ser menor a una décima parte del periodo de ola significativa y de preferencia de una vigésima parte. De tenerse un intervalo de muestreo más fino no es benéfico, debido a que el volumen de datos a procesar es muy grande sin producir un correspondiente incremento en la información resultante.

Por otra parte, un intervalo de muestreo más burdo generará conflictos puesto que se pierden las olas más pequeñas, subestimando los máximos y mínimos de los perfiles de oleaje y por consiguiente se pueden introducir errores al momento de evaluar su estadística (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

2.4.2 Análisis espectral.

La confiabilidad del estudio de registros de oleaje a través del análisis de la función de densidad espectral, depende de la precisión con la que haya sido estimada. En el empleo de algunas técnicas con el objeto de mejorar la precisión con la que se estiman los valores espectrales, a menudo puede significar contrariamente una pérdida en la resolución espectral.

Por tal motivo, la selección del tratamiento al que va a ser sometida la serie es muy subjetiva y en cada caso debe estudiarse la resolución espectral y el nivel de confianza que se desea tener en la estimación de los parámetros.

Generalmente, para obtener los valores del espectro se emplea el cálculo de los coeficientes de Fourier de la serie. Además, el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT) simplifica la cantidad de operaciones que se requieren para obtenerlos. Se apoya en la propiedad de la transformada discreta de Fourier (DFT) que permite calcular la transformada rápida de una sucesión a partir de la transformada discreta de subsucesiones más cortas (Análisis y Predicción del Oleaje, R. Silva 1998).

2.5 Análisis estadístico de un estado de mar.

2.5.1 Distribución normal de la superficie libre.

Generalmente se acepta que la variación de la superficie libre del agua en el mar obedece a una distribución de probabilidad gaussiana, considerando que las componentes de las fases son arbitrarias pero uniformemente distribuidas en el intervalo $(\pi, -\pi)$. El modelo gaussiano considera la existencia de simetría alrededor del nivel medio del agua, lo que significa que la media es igual a cero. Debido a que la función densidad de probabilidad de la elevación de la superficie del agua es simétrica alrededor de la elevación media, en donde la función es máxima, se tendrá igual probabilidad de tener una elevación positiva que una negativa (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

2.5.2 Distribuciones de alturas de ola.

El diseño de las obras costeras en general, requiere la estimación de la altura de ola con el objeto de evaluar el grado de seguridad para estructuras fijas y móviles.

En 1945 Rice obtuvo una función de distribución para la altura de crestas de señales aleatorias de origen electromagnético. Más tarde, Cartwright y Longuet-Higgins ampliaron los estudios realizados por Rice; demostrando además que la distribución de Rayleigh desarrollada originalmente para fenómenos eléctricos, podía ser empleada para describir la distribución de alturas de ola. Entre las distribuciones más importantes para el estudio de la altura de ola se tienen las siguientes (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

- **Distribución de Rayleigh.** Esta distribución supone la existencia de una correlación entre una cresta y el siguiente valle. Lo anterior significa que si se tiene una cresta grande, el valle siguiente también será grande.

En su proceso de cálculo se incluye el efecto de refracción/difracción debido a variaciones de corrientes y fondo, difracción, reflexión, así como los efectos disipativos debido a fondos friccionantes y rotura. En el método se incluye la especificación de las condiciones de frontera a lo largo de todo el contorno del dominio, resolviéndose las ecuaciones de gobierno de forma simultánea, a través de una inversión de matrices y/o por medio del método equivalente.

En este modelo se parte de la condición de un oleaje monocromático y se emplea básicamente para áreas pequeñas y parcialmente cerradas como es el caso de las bahías.

2.3.5 Modelo delantero de seguimiento de rayos.

Este modelo es de tipo estacionario con dominios grandes, el cual permite resolver las ecuaciones estándares de refracción (de tipo hiperbólico), incluye un proceso de asomeramiento y refracción debido básicamente a la variación del fondo que considera la interacción de corrientes y los efectos de disipación y rotura. La esencia del método es crear una serie de líneas características a partir de las condiciones en aguas profundas, los datos de inicio son el período, dirección y altura del oleaje.

2.3.6 Modelo trasero de seguimiento de rayos.

Siendo un modelo estacionario de dominios grandes, permite modelar la transformación de ondas espectrales que se apoya en el principio de conservación de la densidad espectral a lo largo de los rayos. En el modelo se incluyen procesos de refracción y asomeramiento por fondo y corrientes, se incluye además procesos de reflexión y no toma en cuenta procesos disipativos ni de refracción. Tal método se desarrolló con base en rayos en forma de abanicos con un espaciamiento pequeño desde un origen. Para la aplicación de este método los datos iniciales son el espectro de ondas con frecuencia y dirección.

2.3.7 Modelo hiperbólico de refracción-difracción.

Dicho modelo se caracteriza por ser estacionario, maneja dominios grandes y permite resolver las ecuaciones de difracción-refracción en su forma hiperbólica. El modelo incluye la interacción oleaje corriente, asomeramiento, difracción y efectos disipativos debido a la fricción del fondo y rotura.

Su rango direccional es limitado, cerca de 60° y con él se puede hacer el cálculo de las variables del oleaje de cada punto y de cada línea de la malla. Las condiciones iniciales pueden ser monocromáticas o espectrales y no requieren ser homogéneos a lo largo de la frontera hacia la playa.

2.4 Descripción estadística de un estado de mar.

2.4.1 Análisis temporal.

Generalmente la duración estándar de un registro de oleaje se estima sea alrededor de 20 minutos. Ahora, suponiendo que el período medio sea de 10 segundos, se puede esperar con estos datos un registro de oleaje que contenga alrededor de 120 olas, cantidad que se considera suficiente para conocer las características de altura de ola y período con relativa exactitud.

Algunos aparatos de medición emplean un tiempo de registro de 17 minutos con 4 segundos, obteniendo con esto un registro de 2048 datos con una frecuencia de muestreo de 2 datos por segundo. a fin de economizar el tiempo de cálculo para el análisis espectral empleando la transformada rápida de Fourier.

Por otra parte, en ensayos de laboratorio generalmente los registros del oleaje contienen como mínimo 200 olas, con el propósito de reducir las variaciones estadísticas.

- **Distribución de Longuet-Higgins.** En 1983, Longuet-Higgins propone una distribución de crestas de ola aplicable cuando la anchura espectral, v , es diferente de cero. De presentarse $v = 0$, se tiene una distribución tipo Rayleigh mientras que en el extremo opuesto con espectro de banda ancha se tiene una distribución normal truncada en cero.
- **Distribución de Tayfun.** Dicho autor propone en 1981 una ecuación para estimar la altura de olas, limitadas éstas por su rotura y un parámetro N que combina el estado de mar con la profundidad. La distribución supone la existencia de una mediana correlación entre la cresta y el siguiente valle. Lo anterior significa que si se tiene una cresta grande, el siguiente valle tiene una elevada probabilidad de ser grande, pero además se tiene una menor probabilidad de que el valle sea mediano o pequeño. El parámetro N se relaciona con el estado de mar y es función del periodo de onda y de la profundidad. En caso de que N tienda a infinito, se presenta un estado de mar SWELL y la distribución se iguala a la de Rayleigh.
- **Distribución de Carter.** En 1981 Carter propone una ecuación en la cual se indica que no existe ninguna correlación entre crestas y valles consecutivos; lo que significa que si se tiene una cresta grande, el siguiente valle tiene la misma probabilidad de ser grande, mediano o pequeño.

En 1994 Green realiza un análisis y concluye que en un estado de mar SEA, la ecuación propuesta por Carter es la que mejor se ajusta al fenómeno. En un estado un poco más ordenado, el cual se presenta al salir del área de generación y propagarse el oleaje, la distribución de Tayfun es la que mejor se ajusta.

Finalmente, en un estado de mar muy ordenado como lo es el SWELL, la distribución propuesta por Rayleigh puede emplearse satisfactoriamente.

2.5.3 Distribuciones conjunta de período y altura de ola.

Anteriormente y por varios años, no se consideraba el período de las olas en el diseño de obras marinas. En la actualidad varios estudios han demostrado la importancia de dicho parámetro en fenómenos tales como el run-up o la estabilidad de las piezas en un rompeolas. Algunas de las probabilidades más empleadas son las que a continuación se describen (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

- **Distribución de Longuet-Higgins (1975).** Tal autor propone una función de densidad conjunta para altura de olas y períodos. La ecuación se apoya en un modelo de oleaje estacionario y gaussiano con espectro de banda estrecha (oleaje SWELL) y no considera la asimetría en la distribución de los períodos de ola que se tiene cuando el espectro es de banda ancha.
- **Distribución de Cavanié et al. (1976).** Cavanié, Arhan y Ezraty proponen una distribución teórica basada en un modelo gaussiano de banda estrecha, en la cual, si toma en cuenta la asimetría en la distribución de los períodos. La ecuación propuesta por estos autores presenta una buena concordancia con los datos observados, sin embargo, tiene el defecto de utilizar el parámetro de anchura espectral que depende del cuarto momento de la función de densidad espectral, el cual presenta el inconveniente de estar asociado a la cuarta potencia de la función de densidad espectral y de tener un mínimo error en la distribución, éste se refleja enormemente sobre todo en altas frecuencias.
- **Distribución de Longuet-Higgins (1983).** Similar a la de Cavanié et al. esta distribución se basa en un espectro de banda estrecha, considera también la asimetría de la distribución de períodos, sin embargo, tiene la ventaja de utilizar un parámetro de anchura espectral de menor orden.

2.5.4 Distribuciones de períodos de ola.

Estas distribuciones se derivan de las distribuciones conjuntas de periodo y altura de ola. Entre éstas destacan las propuestas por los autores siguientes:

- ▲ **Distribución de Bretschneider (1959).**
- ▲ **Distribución de Longuet-Higgins (1975).**
- ▲ **Distribución de Cavanié et al. (1976).**
- ▲ **Distribución de Longuet-Higgins (1983).**

2.6 Modelos espectrales de un estado de mar.

Después de analizar una gran cantidad de espectros de oleaje, se ha concluido que presentan características muy similares que se pueden relacionar con parámetros físicos tales como son la velocidad del viento y longitud del fetch. Tales relaciones permiten generar numéricamente el espectro de oleaje para algunas condiciones dadas.

La variedad de la forma de un espectro de un estado de mar está en función de factores como la intensidad y velocidad del viento, magnitud del fetch, etc. La forma del espectro no es arbitraria puesto que existen varias propiedades físicas del oleaje que se manifiestan en el espectro. La gran mayoría de los modelos espectrales se basan en uno o más parámetros y algunos de éstos se describen a continuación (Análisis y Predicción del Oleaje, Silva R. 1998).

2.6.1 Espectro de Neumann.

Éste fue el primer modelo espectral analítico destinado al diseño ingenieril, el cual fue desarrollado por Neumann en 1953. El modelo está en función de la velocidad del viento medida a diez metros sobre el nivel medio del mar.

2.6.2 Espectro Pierson-Moskowitz

En 1964 Pierson y Moskowitz estudiaron los espectros de oleaje del Atlántico Norte, proponiendo una ecuación que represente estados de mar completamente desarrollados generados por el viento. Lo cual significa que el espectro no depende del fetch sino únicamente de la velocidad del viento.

2.6.3 Espectro Breschneider.

Breschneider (1959-1969) desarrolló una ecuación que representa su modelo espectral, bajo la suposición que el espectro es de banda estrecha y que las alturas de ola y períodos adoptan una distribución tipo Rayleigh.

2.6.4 Espectro ISSC.

Tal espectro es simplemente una modificación del espectro de Breschneider, propuesta en el congreso del ISSC (International Ship Structures Congress) en 1964.

2.6.5 Espectro ITTC.

Dicho espectro tuvo su origen con las modificaciones hechas al espectro Pierson-Moskowitz con relación a la altura de ola significativa y la frecuencia media. Lo anterior tuvo lugar en el congreso ITTC (International Towing Tank Conference, 1966, 1969 y 1972).

2.6.6 Espectro JONSWAP.

En 1973 Hasselman *et al.* proponen el espectro JONSWAP (Joint North Sea Wave Project), generado con datos tomados a finales de los años sesenta. El origen del espectro tuvo lugar con el proyecto de medición de oleaje sobre una línea de 160 kilómetros en el Mar del Norte, a partir de la Isla Sylt. El espectro está diseñado para estados de mar generados por el viento, con fetch limitado y para profundidad de agua indefinida.

Más adelante investigadores como Ross (1979), Ochi (1979 y 1982) y Mitsuyasu (1980) proponen modificaciones al espectro en función de las condiciones del fetch y oleaje.

2.6.7 Espectro TMA.

Bows, Günther, Rosenthal y Vincent (1985) propusieron el espectro TMA, el cual está relacionado directamente con la profundidad del agua. Tal espectro se puede emplear para determinar los cambios que sufre un espectro al propagarse en aguas someras.

Las fuentes de información para el estudio de cerca de 2800 espectros de oleaje generados en aguas poco profundas fueron TEXEL, MARSEN Y ARSLOE. TEXEL obtuvo sus datos cerca de Holanda a través del barco-faro Texel a 30.0 m de profundidad y la estación Euro-5 a 20.0 m de profundidad.

Por otra parte los datos de Marsen se obtuvieron de dos estaciones en un rango de 10.0 a 50.0 m de profundidad en la costa norte de Alemania. Los datos de ARSLOE se obtuvieron de las costas de Carolina del Norte y a distintas profundidades, con una máxima de 40.0 m.

2.6.8 Espectro de Ochi-Hubble.

En 1976 Ochi y Hubble proponen un modelo espectral de seis parámetros que consiste básicamente de dos partes: una para componentes de energía de baja frecuencia y otra para los componentes de alta frecuencia. Las componentes son expresadas en términos de tres parámetros y el espectro total es expresado como una combinación lineal de las dos componentes.

2.6.9 Modelo de Phillips.

La existencia de un límite superior para la densidad de energía espectral es un aspecto de gran importancia, puesto que cuando el espectro alcanza esta condición de saturación la energía adicional que es aportada por el viento en el oleaje se pierde por la rotura de las olas, la formación de olas capilares de alta frecuencia y la transferencia de energía a otras olas de diferente frecuencia.

En 1959 Phillips asume que dicho estado de saturación depende de la velocidad al cortante del viento y del fetch. De los estudios que realizó sobre la variación de la velocidad del viento según la altura sobre la superficie del mar, determinó que el espectro se puede definir con la frecuencia, la gravedad, la velocidad del viento y del fetch.

2.6.10 Espectros direccionales.

Se entiende como espectro direccional, al estado de mar resultante la superposición de componentes con diferente dirección de propagación. Un espectro direccional representa la distribución de energía del oleaje no únicamente en el dominio frecuencial, sino también en el direccional.

2.7 Vientos.

Partiendo de las consideraciones de que la tierra está en movimiento constante, no presenta una superficie uniforme, y además que ésta recibe diferentes cantidades de calor solar sobre su superficie, debido principalmente a la distribución de los continentes y mares, y al hecho que las corrientes verticales por convección, provocan movimientos horizontales de aire hacia la superficie terrestre o paralela a ella. A dichos movimientos o flujos horizontales de aire, provocados por diferencias de temperatura, se denominan vientos.

Fuerzas como la de presión y fricción, dan origen al movimiento del aire, empujando a éste de un centro de alta presión a otro de baja presión. Además, el movimiento de rotación de la tierra y su configuración orográfica dan origen a vientos generales, periódicos y locales. (Caracterización del Clima Marítimo Mexicano, Uribe R. 2000).

Entre los principales efectos que se le pueden atribuir, son los de oleaje, que provocan variaciones en el nivel de la superficie del agua, así como el movimiento de arena que podría sedimentarse en el interior del puerto, reduciéndose de esta manera el área hidráulica. Al igual que para oleaje, los resultados de las mediciones de viento se acostumbra representarlos en una rosa de viento (figura 2.2).

2.8 Corrientes.

Esencialmente las corrientes son movimientos horizontales de agua provocados por diversos factores. Las corrientes que se producen en los océanos dan lugar a grandes desplazamientos de agua o lo que es lo mismo un gran transporte de energía. Tomando como base las causas que las originan, se puede hacer una clasificación de los tipos de corrientes existentes, mismas que a continuación se describen (I Curso Iberoamericano de Planificación, Explotación y Dirección de Puertos, MOPU).

2.8.1 Corrientes de densidad.

Desde el punto de vista climatológico y ecológico estas corrientes son las más importantes. Tales corrientes se generan por la diferencia de densidad en la masa de agua como consecuencia de las variaciones de temperatura y salinidad.

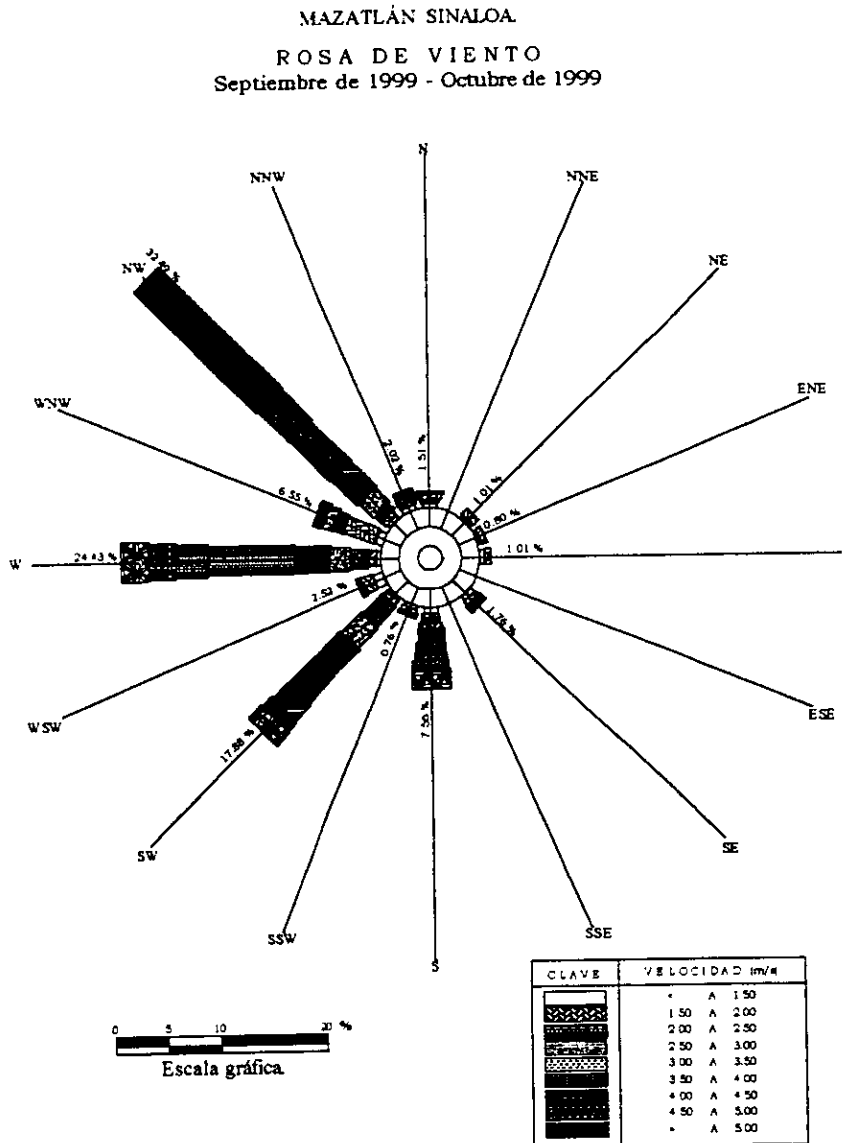
2.8.2 Corrientes producidas por el viento.

El viento es uno de los principales factores en la generación de corrientes. En 1902 Ekman describe cuantitativamente este fenómeno, apoyándose en las ecuaciones fundamentales de la hidrodinámica y en una serie de hipótesis, estableciendo que la velocidad superficial de la corriente es proporcional a la velocidad del viento.

Ekman propone una ecuación para estimar la velocidad superficial de la corriente, misma que se encuentra en función de la velocidad de la corriente y de la latitud del sitio. Encontró además que el módulo del vector velocidad disminuye exponencialmente con la profundidad y que la dirección de la corriente en la superficie formaba un ángulo de 45° a la derecha de la dirección del viento en el hemisferio norte, y de 45° a la izquierda en el hemisferio sur. Dicho ángulo aumenta con la profundidad al grado de girar 180° , es decir, que la dirección de la corriente será opuesta a la superficial.

Más tarde, en 1950 Munk obtiene unas expresiones analíticas en las que describe cuantitativamente las principales características de circulación de las corrientes de viento en función de campos de vientos reales. Además de que en fechas más recientes se han desarrollado modelos numéricos que definen con mayor precisión la circulación de las corrientes para una zona determinada.

Figura 2.2 Ejemplo de una rosa de viento.



2.8.3 Corrientes de marea.

En los océanos, las mareas son provocadas por las fuerzas gravitatorias inducidas por el sol y la luna principalmente. En éstas, se presentan movimientos verticales y horizontales, que en combinación con las características batimétricas del sitio producen tres tipos de corrientes de marea: las de tipo rotatorio características de aguas profundas y someras, las rectilíneas o reversibles características de los cuerpos de agua como bahías y estuarios, y por último las de tipo hidráulico que se caracterizan por las corrientes producidas en dos cuerpos de agua unidos por un canal.

2.8.4 Corrientes de turbidez.

Tales corrientes se caracterizan por ser grandes masas de agua que llevan en suspensión una gran cantidad de sedimentos, mismas que pueden moverse sobre las pendientes o por el fondo marino, y que en muchos casos estos movimientos pueden provocar la rotura de líneas de tubería que suelen ser tendidas sobre ese medio.

2.8.5 Medición de corrientes costeras.

El motivo principal de las mediciones costeras es conocer el patrón anual de las corrientes marinas cercanas a la costa, estimando para ello las fluctuaciones de velocidad y dirección para las diferentes épocas del año. Para efectuar dichas mediciones, se tiene que éstas pueden ser de dos tipos: mediciones Eulerianas y mediciones Lagrangianas, mismas que a continuación se describen:

2.8.5.1 Mediciones Eulerianas.

Las mediciones de este tipo consisten básicamente en la medición de la dirección y velocidad de los flujos de agua en un punto de interés, estimando su variación con respecto al tiempo. Tales mediciones se realizan a través de sensores que permanecen fijos a la profundidad deseada, registrando las corrientes durante un tiempo determinado.

Existen dos métodos para la realización de dichas mediciones: el primero es mediante la inmersión de un equipo autónomo que se sumerge y se deja instalado en un punto fijo y durante un tiempo conocido; mientras que el segundo, consiste en la inmersión de un sensor a la profundidad de interés, quedando sujeto a una embarcación (Medición de Corrientes Costeras, C.F.E 1994).

2.8.5.2 Mediciones Lagrangianas.

Éstas consisten en registrar el desplazamiento de las partículas de agua mediante cuerpos a la deriva colocados en el agua. Algunos materiales empleados para realizar dichas mediciones son por ejemplo las crucetas, las botellas y las tarjetas. Los cuerpos antes mencionados se sumergen a la profundidad de estudio, conociendo para ello el punto inicial del desplazamiento y siguiendo su trayectoria dentro del cuerpo de agua con respecto al tiempo (Medición de Corrientes Costeras, C.F.E 1994).

2.9 Transporte litoral.

Puede definirse al transporte litoral, como el desplazamiento de sedimentos dentro de la zona litoral, provocado principalmente por oleaje y corrientes, incluyendo además los movimientos paralelos a lo largo de la costa y perpendicular a la misma (Estimación del Transporte Litoral en un Frente Costero, C.F.E 1997).

2.9.1 Requisitos para la estimación del transporte litoral.

Para realizar la estimación del balance anual del transporte litoral en un sitio en particular, como requisito indispensable y a medida de lo posible se deben realizar las siguientes actividades:

- Estudios sobre el régimen anual de oleaje incidente en el sitio de interés.
- Estudios sobre el régimen anual de mareas que se presentan en la zona de estudio.

- Estudios sobre el régimen anual de vientos incidentes en la misma zona.
- Determinar la curva granulométrica y el peso específico del material de la costa.
- Estimar los coeficientes de refracción para las direcciones principales o más importantes (mínimo 4) con los periodos más representativos (mínimo 2).
- Un levantamiento batimétrico que contemple todo el frente marítimo y profundidad requerida en el sitio de interés, y
- Estimar las características del oleaje en la zona de rompiente (altura, profundidad, ángulo de incidencia, celeridad, coeficientes de refracción y de fondo).

(Estimación del Transporte Litoral en un Frente Costero, C.F.E 1997).

2.9.2 Métodos de cuantificación del transporte litoral.

2.9.2.1 Método de Larrás.

Dicho método se apoya en el empleo de la siguiente ecuación:

$$Q_s = 0.118 \times 10^{-5} D_{50}^{-1/2} \left(\frac{L_o}{H_o} \right) g H_b^2 T \sin \left(\frac{7}{4} \alpha_b \right) \quad (2.1)$$

donde

- Q_s = Gasto sólido, en m³/s
- D_{50} = Diámetro medio de los granos del material que constituye la playa, en mm
- L_o = Longitud de ola en aguas profundas, en m
- H_o = Altura de ola en aguas profundas, en m
- H_b = Altura de ola en la rompiente, en m
- T = Periodo de ola en la rompiente, en s
- g = Aceleración de la gravedad, en m/s²
- α_b = Ángulo de incidencia del oleaje a la zona de rompiente, en grados

2.9.2.2 Método del C.E.R.C. (Coastal Engineering Research Center)

Para utilizar este método el C.E.R.C propone la siguiente ecuación:

$$S = 0.44 \times 10^6 H_o^2 C_o K_R^2 \sin \phi_b \cos \phi_b \quad (2.2)$$

donde

- S = Transporte litoral, en m³/año
- H_o = Altura de ola en aguas profundas, en m
- C_o = Celeridad de la ola en aguas profundas, en m/s
- K_R = Coeficiente de refracción en la zona de rompiente, adimensional
- ϕ_b = Ángulo de incidencia del oleaje referido a la zona de rompiente, en grados

2.9.2.3 Método de Caldwell.

Para este método, se considera el empleo de la siguiente ecuación:

$$Q_s = 1.21 E_x^{0.8} \tag{2.3}$$

$$E_x = \frac{1}{16} \gamma \left(\frac{L_b H_b^2}{T} \right) \sin 2\alpha_b \tag{2.4}$$

donde

Q_s = Transporte litoral.

E_x = Energía del oleaje.

γ = Peso específico del agua de mar.

L_b = Longitud de ola en la zona de rompiente.

H_b = Altura de ola en la zona de rompiente.

T = Periodo de ola.

α_b = Ángulo de incidencia del oleaje en la zona de rompiente.

2.9.2.4 Otros criterios para estimar el transporte de sedimentos.

A continuación se muestran otros criterios para estimar el transporte de sedimentos paralelo y normal a la playa propuestos por varios autores (Nearshore Dynamics and Coastal Proceses, Kivoshi Horikawa 1988). Para el transporte transversal a la playa se tienen los datos que se muestran en las tablas siguientes:

Tabla 2.1 Parámetros propuestos por Watanabe *et al.* (1980) para la estimación del transporte transversal.

Autor: Watanabe <i>et al.</i> (1980).	
Fórmula: $\frac{q_{net}}{\omega d} = A(\Psi_m - \Psi_c)$	
Factor principal.	Esfuerzo cortante de fondo.
Valor del coeficiente	$A = 1.0 \sim 5.0$
Unidades recomendadas	$cm^3/cm/s$
Datos de verificación. (Experimentos de laboratorio con ondas progresivas)	d (mm): 0.2 ~ 0.7 s': 2.65 Condición experimental: $0.08 < \Psi_m < 0.6$ Topografía del fondo: Pendiente inicial 1/10 ~ 1/15
Comentarios.	El coeficiente A depende del tamaño de grano y de su posición dentro o fuera de la zona de rompiente.

Tabla 2.2 Parámetros propuestos por Sunamura y Takeda (1984) para la estimación del transporte transversal.

Autor: Sunamura y Takeda (1984).	
Fórmula: $\frac{q_{net}}{\omega d} = A \left(\frac{\bar{H}_B}{d} \right)^3$	
Factor principal.	Energía del oleaje o altura de ola.
Valor del coeficiente	$A = 2 \times 10^{-11}$
Unidades recomendadas	$cm^3/cm/s$
Datos de verificación. (Experimentos de campo).	d (mm): 0.26 ~ 0.76 s': 2.65 Condición experimental: $110 < \bar{H}_B < 150$ (cm)
Comentarios.	Esta ecuación es para el transporte en aguas someras. \bar{H}_B es la altura de ola media diaria de rompiente.

Tabla 2.3 Parámetros propuestos por Yamashita *et al.* (1984).

Autor: Yamashita <i>et al.</i> (1984).	
Fórmula: $\frac{q_{net}}{\omega d} = 2.2 \left(\frac{u_*}{w_0} \right)^3$	
Factor principal.	Esfuerzo cortante en el fondo.
Valor del coeficiente	
Unidades recomendadas	cm ³ /cm/s
Datos de verificación. (Experimentos de laboratorio con flujo oscilatorio simétrico).	d (mm): 0.2 ~ 2.61 s': 0.58 ~ 1.66 0.09 < Ψ_m < 2 Condición experimental: $0.2 < \frac{u_*}{w_0} < 4$ Topografía del fondo: Horizontal
Comentarios.	Se reafirma que transporte de sedimentos fue bien expresado por el parámetro u_*/w_c comparado con el uso del parámetro Ψ_m

donde

q_{net} = Transporte neto.

ω_0 = Velocidad de caída de las partículas de sedimento.

s' = Gravedad específica del sedimento en aire.

d = Tamaño de grano.

ψ = Parámetro de protección definido como $f_w u^2 / 2sgd$.

ψ_m = Amplitud de ψ .

ψ_c = Valor crítico de ψ para el comienzo del movimiento del sedimento.

f_w = Factor de fricción de fondo.

s = Gravedad específica del sedimento en aguas tranquilas.

g = Aceleración de la gravedad.

Por otra parte para el transporte longitudinal a la playa se tiene:

Tabla 2.4 Parámetros propuestos por Kraus *et al.* (1982) para la estimación del transporte longitudinal.

Autor: Kraus <i>et al.</i> (1982).	
Fórmula: $\frac{Q}{H_B^2 V} = \frac{A}{\gamma_B \tan \beta}$	
Factor principal.	Energía del oleaje o altura de ola.
Valor del coeficiente	$A = 3.8 \times 10^{-4}$
Unidades recomendadas	(m ³ /s)
Datos de verificación. (Experimentos de campo con trazadores fluorescentes).	d (mm): 0.18 ~ 0.59 s': 2.65 ~ 3.13 Condición experimental: $H_B = 0.63 \sim 1.61$ (m) $T_B = 4.9 \sim 10.2$ (s) $\alpha = 2 \sim 8^\circ$ Topografía del fondo ($\tan \beta$): 1.4/100 ~ 10/100
Comentarios.	Se obtuvieron los siguientes resultados: Profundidad de mezclado $b = 0.027H_B$ Velocidad de advección de la arena $V' = 0.014V$ Anchura de la zona de rompiente $X_B = H_B / \gamma_B \tan \beta$

Tabla 2.5 Parámetros propuestos por Iwagaki y Sawaragi (1962) para la estimación del transporte longitudinal.

Autor: Iwagaki y Sawaragi (1962).	
Fórmula: $\frac{Q}{H_o \sqrt{sgd^3}} = 1.97 \left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-2/3} \left(\frac{H_o}{sd}\right)^2 K_{SB}^{11/3} \tan \beta^{4/3} (\text{sen } \alpha_B)^{4/3} \cos \alpha_B$	
Factor principal.	Energía del oleaje o altura de ola.
Unidades recomendadas	cm ³ /cm/s
Datos de verificación. (Experimentos de laboratorio, Sawaragi y Murakami 1957).	d (mm): 0.42 s': 2.65 Condición experimental: H = 6.1 ~ 13.3 (cm) T = 0.8 ~ 1.24 (s) α = 10 ~ 46° Topografía del fondo (tanβ): 10/100 ~ 12.8/100
(Experimentos de campo).	d (mm): 1.23 ~ 11.4 s': 2.65 Condición experimental: H ₀ = 0.5 ~ 2.2 (m) α = 0 ~ 30° Topografía del fondo (tanβ): 9/100 ~ 12/100
Comentarios.	Se aplicó el transporte de sedimentos tipos Kalinske y Brown. Los datos fueron obtenidos por una trampa de arena.

donde

- H_o = Altura de ola en aguas profundas.
- s = Gravedad específica del sedimento en aguas tranquilas.
- g = Aceleración de la gravedad.
- d = Tamaño de grano.
- Q = Transporte longitudinal.
- L_o = Longitud de ola en aguas profundas.
- γ = Relación entre la altura de ola y profundidad del agua.
- ~_B = Subíndice para el límite de rotura.
- H = Altura de ola.
- V = Velocidad uniforme de la corriente.
- tanβ = Pendiente del fondo.
- K_S = Coeficiente empírico.

2.10 Mareas.

Se puede identificar a las mareas como un movimiento ascendente y descendente de la superficie del agua, así como un flujo horizontal conocido como corrientes de mareas. Tales movimientos son provocados por la fuerza de atracción gravitacional del sol y la luna sobre la tierra, principalmente. No obstante que las fuerzas actuantes son muy conocidas, el fenómeno de las mareas es extremadamente complejo, y obedece principalmente a la distribución irregular de los continentes y océanos, así como a los efectos retardadores producto de la fricción e inercia.

A menudo las mareas juegan un papel muy importante en el control de la calidad del agua, puesto que las corrientes provocadas por estas dan origen a un intercambio constante del agua en el interior del puerto, factor de gran importancia en el diseño de los mismos (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

2.10.1 Mareas astronómicas.

Este tipo de mareas, son el resultado de la combinación de fuerzas gravitacionales y centrífugas de los sistemas Tierra-Sol y Tierra-Luna. Lo anterior significa que sobre la tierra, la fuerza de gravedad actúa hacia el centro de la misma, originando que los océanos permanezcan confinados a ésta. Por otra parte, las fuerzas gravitacionales provocadas por el sol y la luna, actúan de manera externa sobre la masa de los océanos, dando origen a una serie de efectos que se contraponen a la fuerza gravitacional de la tierra, provocando una atracción de las masas de agua que las lleva a tomar una posición sobre la superficie terrestre directamente debajo de dichos cuerpos celestes (Caracterización del Clima Marítimo Mexicano, Uribe R. 2000).

Existen además tres tipos de mareas astronómicas:

- **Diurna.** Ésta se caracteriza por tener una pleamar y una bajamar por ciclo, es decir, en un período promedio de 24 horas y 50 minutos.
- **Semidiurna.** La característica de ésta son sus dos pleamares y dos bajamares durante dos ciclos con un período promedio de 12 horas y 25 minutos cada uno, presentando además amplitudes ligeramente semejantes.
- **Mixta.** En ésta se presentan dos pleamares y dos bajamares durante dos ciclos sucesivos, con un período de 12 horas y 25 minutos cada uno, presentándose en este caso diferencias muy notorias en su amplitud (desigualdad horaria).

2.10.2 Mareas de tormenta o meteorológicas.

Dichas mareas se pueden concebir como una sobrelevación del nivel medio del mar, producto de factores meteorológicos, que a su vez, son generados por fuerzas como la del viento, variaciones de presión atmosférica, movimientos de sistemas de tormenta, así como la configuración del fondo marino. El origen de este tipo de mareas, tiene lugar con la presencia de ciclones, y éstas, de igual manera que las astronómicas, se asocian a una oscilación del nivel medio del mar, pero a diferencia de las anteriores, la fuerza que las genera no es la de la gravedad, sino la disminución de la presión atmosférica y el viento principalmente.

Entre los factores que contribuyen a que se presente la sobrelevación, destacan:

- La presión central en el ciclón (P_c).
- La velocidad del viento sostenido (V_v).
- La velocidad de desplazamiento (V_D).
- El ángulo de incidencia sobre la playa (θ).
- La pendiente de la batimetría en la zona de incidencia (α).

2.11 Calidad del agua.

La calidad del agua en los puertos, generalmente es menor comparada con la calidad del agua del cuerpo de origen (adyacente). Sin embargo, un control adecuado de la calidad de la misma, supone un intercambio constante de la masa de agua del interior del puerto con el cuerpo de agua adyacente, pudiendo ser este último un océano.

Dunham y Finn (1974), recomiendan que para un puerto que cuente solamente con un acceso, un promedio diario en el intercambio de agua cercano a un tercio del volumen medio de marea, sería suficiente para prevenir la estancación del agua en el interior del puerto.

Sin embargo, no siempre es suficiente con un intercambio de agua para tener una buena calidad de la misma; por tal motivo, es importante además tener un control sobre las fuentes directas de contaminación, como son las descargas de las embarcaciones y de los sistemas de alcantarillado, entre otras (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

2.11.1 Oxígeno disuelto (OD).

La evaluación del contenido de oxígeno disuelto en el cuerpo de agua, se emplea básicamente para caracterizar la calidad de ésta. Este parámetro se incluye entre las características fisicoquímicas más importantes del agua, y se considera además entre los factores más importantes en el cuerpo de agua.

El procedimiento para realizar el análisis de oxígeno disuelto, consiste de dos fases. La primera consiste de un análisis de las descargas de agua. La segunda parte, con los parámetros estimados en la primera, se procede a resolver la ecuación del balance de masas (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

2.11.2 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

La demanda bioquímica de oxígeno, es una medida del oxígeno disuelto requerido para estabilizar o degradar la materia orgánica presente en el cuerpo de agua. Si la DBO aumenta, el OD disponible para los organismos acuáticos disminuye (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

2.11.3 Fuentes de contaminación del agua.

Entre éstas, destacan las descargas de agua residual de las embarcaciones, las cuales provocan un aumento de la DBO en el cuerpo de agua (NOAA 1976). De igual manera, la emisión de hidrocarburos y plomo, generadas por los motores de las embarcaciones, son una fuente de contaminación que provocan serios daños a los habitantes de ese medio (Environmental Engineering for Small Boat Basins, USACE 1993).

Otra fuente de contaminación son las descargas de aguas residuales que provienen de las áreas terrestres del puerto y de las zonas urbanas aledañas al mismo.

Para estas últimas condiciones, se requiere de un cuidado en el estudio de parámetros como el Carbón Orgánico Total (TOC), Demanda Total de Oxígeno (TOD), Sólidos Suspendedos Totales (TSS), así como los Componentes Inorgánicos Disueltos en sus dos modalidades: Tóxicos y No-Tóxicos, quedando incluidos en los primeros algunos metales, cianuro y asbestos. En los No-Tóxicos se incluyen algunas sales tales como el sodio y el potasio que pueden alterar cualidades químicas tales como el PH (Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse, Metcalf & Eddy 1979).

2.12 Conclusiones.

En este capítulo se han descrito de manera conceptual los principales factores climáticos que influyen en gran medida en el diseño de un puerto deportivo y en general de muchas de las obras marítimas.

Para el estudio del oleaje sólo se han mencionado los modelos espectrales de un estado de mar, la descripción estadística de un estado de mar, y también descrito algunas distribuciones para estimar la altura de ola.

Sin embargo, para mayores detalles sobre las ecuaciones y condiciones que gobiernan los aspectos antes mencionados, éstos se pueden consultar en el siguiente trabajo: Análisis y Predicción del Oleaje, de Silva R. 1998.

Por otra parte, se han mencionado también los criterios más comunes para la estimación del transporte litoral y descrito algunas de las características de las mareas y vientos, aspectos que se describen ampliamente en los siguientes trabajos: Desarrollo de un Modelo de Cálculo de los Parámetros de Oleaje en Función de los Datos de Viento, de Silva R. y Caracterización del Clima Marítimo Mexicano de Uribe R.

En la parte final del capítulo se pretende señalar la importancia que tienen los estudios de los parámetros más importantes del cuerpo de agua a fin de mantener una buena calidad en la misma, aspecto que se puede lograr si en el diseño del puerto se logra mantener una constante circulación del agua evitando en buena medida el estancamiento de ésta.

Capítulo 3

Diseño Geométrico.

En un puerto deportivo, el aspecto que más sobresale es la geometría de sus muelles, es decir, puede un puerto de este tipo identificarse plenamente por la forma del diseño de sus muelles. siendo los más comunes aquellos en forma de peine, como suele conocerseles .

En el capítulo que a continuación se presenta, se hace una pequeña recopilación de la variedad de los criterios propuestos para el diseño de las estructuras de flotación tales como pasarelas marginales, principales y muelles de atraque.

Asimismo, se mencionan algunas recomendaciones prácticas para el diseño de los canales de acceso e interiores. Se proponen además algunos de los arreglos posibles para los muelles de atraque y las geometrías para amarraderos sencillos, dobles y combinados.

En la parte final se presentan las recomendaciones para el diseño de las obras en tierra, tales como estacionamientos y estructuras para el almacenamiento de las embarcaciones entre otras..

DISEÑO GEOMÉTRICO.

ÁREAS DE AGUA.

3.1 Profundidad.

Para poder establecer una profundidad adecuada es necesario considerar el tamaño de los botes que circulan por las diversas zonas del puerto.

En la tabla 3.1 se proporcionan varias profundidades en función de la zona de estancia de la embarcación (Report on Small Craft Harbors, ASCE 1969).

Tabla 3.1 Profundidades mínimas para diversas zonas del puerto.

Ubicación.	Profundidad mínima
	(m)
Canal principal.	4.6
Acceso a los embarcaderos.	3.7
Amarraderos*	2.4 a 3.7

* Se recomiendan 2.4 m para embarcaciones con eslora de 9.0 m o menor, aumentando progresivamente hasta 3.7 m para aquellos cuya eslora sea de 20.0 m

Nota: Las profundidades antes mencionadas son adecuadas para botes de vela y deberá considerarse un margen de seguridad de 0.6 a 0.9 m debajo de la quilla, a fin de evitar posibles contactos con el fondo.

Otro criterio para definir la profundidad es el que se muestra en la tabla 3.2 en donde se consideran parámetros como la eslora, y si la embarcación es de motor o de vela (Marinas and Small Craft Harbors, B. O. Tobiasson 1991).

Tabla 3.2 Profundidades mínimas recomendadas.

Eslora.	Profundidad mínima	
	de motor	de vela.
(m)	(m)	(m)
mínima	1.2	1.2
9.0	2.1	2.7
10.6	2.4	3.0
12.0	2.4	3.3
13.7	2.4	3.6
15.0	2.6	4.0
16.7	2.6	4.3
18.2	2.6	4.4
20.0	2.7	4.7

Cabe señalar que en la tabla anterior no se considera ninguna profundidad adicional y que los datos están referidos al Nivel de Bajamar Mínima.

3.2 Bocana.

Para el diseño de ésta se requiere el análisis de factores como la anchura y la orientación de la misma. Para ésta última, es necesario hacer estudios sobre los fenómenos de oleaje y transporte litoral. Por tanto, si la bocana está limitada por dos escolleras, para la orientación se debe considerar que ésta se ubique fuera de la línea de rompiente de cualquier ola significativa con periodo de retorno de cinco años, además de los aspectos que se muestran en las figuras 3.1 y 3.2 (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T).

Figura 3.1 Factores que intervienen en la orientación de la bocana.

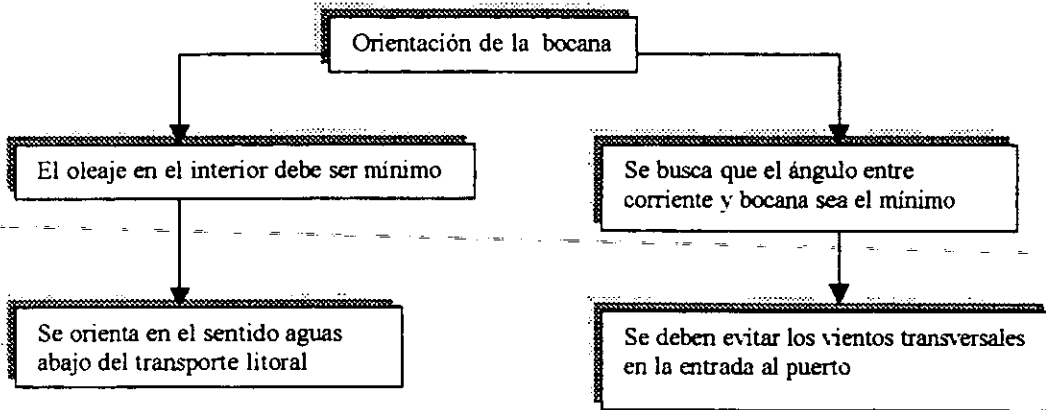
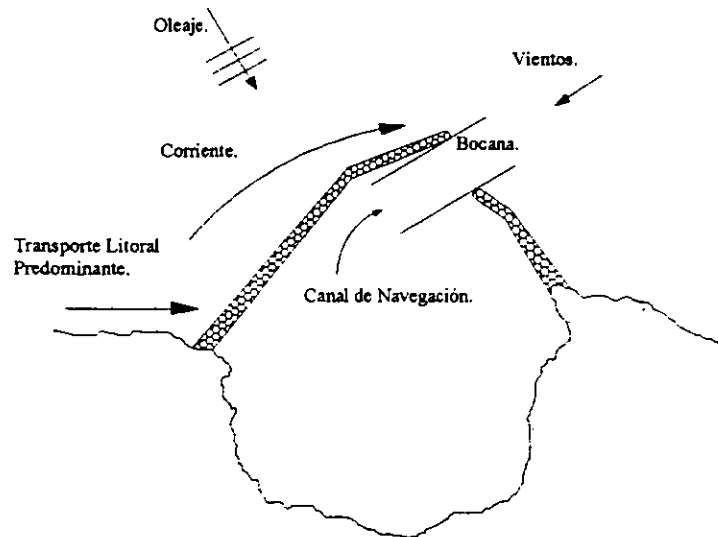


Figura 3.2 Orientación de la bocana.



3.2.1 Anchura de la Bocana.

Tal anchura no debe ser menor que la del canal de acceso, y para tal efecto se tiene las siguientes recomendaciones.

Tabla 3.3 Dimensiones de la bocana.

Tipo de puerto *	Anchura de la bocana (m).
Puertos pequeños	90.0
Puertos medianos	120.0 a 150.0
Puertos grandes	150.0 a 240.0

*No se especifican las diferencias entre los tipos de puertos.

En general para puertos considerados como de usos múltiples, se tienen las siguientes recomendaciones:

- ▲ Anchura mínima = 6 mangas sin presencia de corrientes.
- ▲ Anchura mínima = 2 esloras en presencia de corrientes.

Otra recomendación para el dimensionamiento de la bocana es el que sugiere se considere una anchura mínima navegable de 25.0 m o 3 veces la eslora de la embarcación mayor que acceda al puerto.

El calado en la bocana debe asegurar que ésta se encuentre fuera de la línea de rotura. La regulación de MOPU complementa este criterio señalando: "... fuera de la línea de rotura de cualquier ola significativa con frecuencia de cinco años" (Determinación de las Necesidades de un Puerto Deportivo, Silva R. 1996).

3.3 Dársenas.

Se define como el área total del espejo de agua destinada al desarrollo de la actividad portuaria, y comprende las áreas de agua ocupadas por los atraques, área de maniobras, área de los canales de navegación y área de servicios (estación de servicio, recepción, travelift, etc.).

De esta manera, para efectos de diseño se considera que la capacidad mínima de una dársena debe ser para 150 o 200 embarcaciones o en su defecto debe tener la capacidad para 30 o 35 botes por acre*, pudiendo ser más específica y diseñarse para 40 botes de 9.0 m de eslora por acre (Apuntes sobre Marinas, S. Islas C.)

* 1 acre = 4047.0 m²

Puede también considerarse la recomendación que sugiere se asignen 200.0 m²/barco (atraques y canales) + 20.0 m²/barco (áreas de servicio), dando un total de 220.0 m²/barco como área de dársena (Port Engineering, Pert Brunn).

Por otra parte, Pedro Suárez Bores en su libro Puertos Deportivos propone un área de 80.0 m²/barco para barcos pequeños y 130.0 m²/barco para barcos grandes.

En la recomendación anterior, no se aclaran las diferencias entre barco pequeño y grande, además el número total de embarcaciones es el que se obtiene de la suma de la flota fija más la estacional, es decir, la cantidad máxima de embarcaciones simultáneas en el puerto.

El Department of Navigation and Ocean Development del Estado de California, propone que la capacidad mínima de una dársena sea de 150 a 200 embarcaciones. Recomienda también los valores mostrados en la tabla 3.4 (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T.).

Tabla 3.4 Capacidad de la dársena.

Superficie de agua (Ha)*	Capacidad (en embarcaciones)	Eslora (E) (m)
1	75 a 85	10.7 < E < 12.0
1	100	E < 9.0

* 1 Hectárea (Ha) = 10000.0 m²

Los valores mostrados en esta tabla están en función de la disposición de los muelles y la comodidad que se quiera dar al movimiento de las embarcaciones.

Por otra parte el criterio español recomienda los siguientes parámetros.

Tabla 3.5 Parámetros para la dársena.

Embarcación		m ² de dársena necesaria	Embarcaciones por hectárea
Eslora (E) (m)	Manga (m)	(E ²)	(No.)
8.0	3.0	64.0	156
10.0	3.5	100.0	100
12.0	4.0	144.0	69
15.0	4.5	255.0	44
18.0	5.0	324.0	31
25.0	6.0	625.0	16

3.3.1 Agitación en la dársena.

Para dicho factor, la recomendación del Reglamento Español (MOPU) señala que la agitación (amplitud máxima de la oscilación) en el interior de la dársena no debe ser superior a los 0.6 m para el caso en el que no se prevé la percnota de tripulantes a bordo, y de 0.25 m para el caso en el que si se permite la percnota en las embarcaciones.

Por su parte la Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC), recomienda que la agitación no exceda los 0.3 m de altura de ola dentro de la dársena, reduciéndose a 0.2 m si se permite la percnota en las embarcaciones.

Respecto a la seguridad se recomiendan los siguientes parámetros:

<u>Tipo de amarre.</u>	<u>Altura de ola máxima (m)</u>
1. Flexible.	0.6
2. Rígido.	0.4

3.3.2 Dársena de ciaboga.

Una dársena de ciaboga puede definirse como el área de agua que permite que las embarcaciones puedan cambiar de dirección sin tener que regresar o recorrer grandes distancias para poder hacerlo.

Su superficie y profundidad dependen fundamentalmente del tamaño de las embarcaciones, así como de la maniobrabilidad de las mismas.

En condiciones normales (no se definen), se propone una anchura de superficie para girar, entrar y salir del espacio libre entre embarcaderos, que suele ser de 2 a 2.5 veces la longitud de la mayor embarcación que opere en el puerto.

La PIANC por su parte, recomienda un área circular cuyo diámetro mínimo sea de 50.0 m, y que la profundidad sea consistente con la del canal de entrada, recomendando además que para esta zona se considere un valor de Squat de 0.2 m (Marine Structures Engineering Specialized Applications, G.P. Tsinker 1995).

3.4 Fondeadero.

Se define como el área destinada a dar albergue a las embarcaciones de manera temporal hasta el momento en que estas puedan acceder al puerto. Esta área se considera cuando se tenga una zona de abrigo natural (o si es necesaria), empleándose boyarines para el amarre de las embarcaciones. Siendo necesaria un área que puede estimarse como:

$$A_f = 3(E+15) m^2 \text{ por embarcación, siendo E la eslora de la misma.} \quad (3.1)$$

Debe aclararse que en la dársena del puerto no debe considerarse área de fondeadero, puesto que no es común ni factible económicamente (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T.).

3.5 Canales.

3.5.1 Canal de acceso.

El canal de acceso para un puerto es una vía fluvial que puede ser natural o artificial, de extensión limitada y que se convierte en un eslabón entre el valle del puerto y el cuerpo de agua adyacente. Ocasionalmente se requerirá de un dragado inicial para dar la profundidad adecuada al mismo, y de ser necesario, se requerirá de elementos de protección para mantener un alineamiento constante, así como para impedir la acumulación de material producto del transporte litoral (Marine Structures Engineering Specialized Applications, G.P. Tsinker 1995).

3.5.1.1 Anchura y profundidad del canal de acceso.

Bajo condiciones ordinarias (no se indican), la anchura mínima no debe ser menor de 20.0 ó 25.0 m o alrededor de 4.5 a 5.0 veces la manga de la mayor embarcación que acceda al puerto, pudiendo necesitarse una anchura adicional.

Si bien no han sido establecidos los criterios para determinar la anchura del canal de entrada, donde el tráfico de embarcaciones es un factor regulador, una buena práctica es dar una anchura navegable de 100.0 m para las primeras 1000 embarcaciones, más una anchura adicional de 25.0 a 30.0 m por cada 1000 embarcaciones adicionales que atraquen en el puerto (Dunham y Finn, 1974).

Por otra parte la PIANC recomienda que la anchura mínima del canal de entrada esté entre 20.0 y 30.0 m, excepto para el caso de puertos grandes (aquellos con más de 2000 amarraderos).

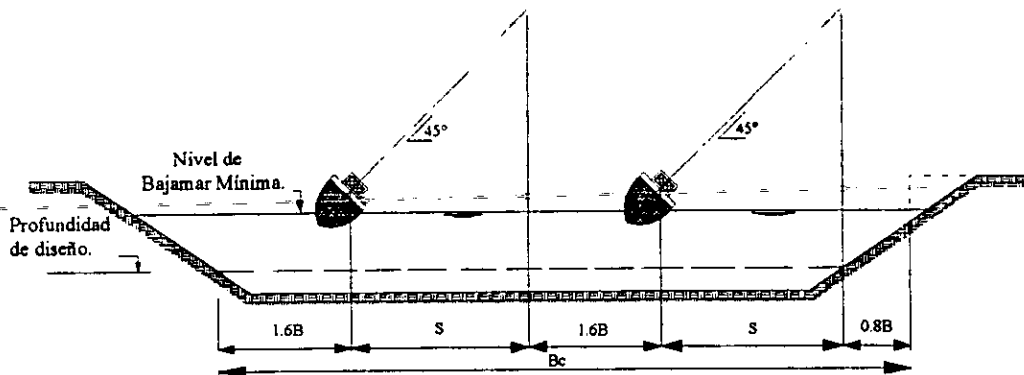
Otra recomendación es la que propone que la anchura mínima del canal se calcule con la ecuación 3.2, pero además, que éste no sea menor de 30.0 m (Marine Structures Engineering Specialized Applications, G.P. Tsinker 1995).

$$B_c = nS + 2.4B + 1.6(n-1)B \tag{3.2}$$

donde

- B_c = Anchura del canal (m).
- n = Número de botes de vela en una fila.
- B = Manga del mayor de los botes (m).
- S = Longitud proyectada del mástil de un velero (m).

Figura 3.3 Sección del canal de acceso.



Se tiene que la altura del mástil del velero depende normalmente de la longitud de la embarcación, y para un diseño preliminar, la altura del mástil en función de la eslora varía entre 1.5 y 2.3, asociando el menor de los valores a las embarcaciones cuya eslora es igual o cercana a los 6.0 m, y el mayor de los valores corresponde a embarcaciones cuya eslora es igual o cercana a los 20.0 m

Cabe señalar que los valores antes mencionados, aunque útiles, deben ser tratados con reserva puesto que los parámetros geométricos de las embarcaciones cambian constantemente.

3.5.1.2 Profundidad.

La profundidad del canal debe ser adecuada para el calado de los botes (Z_1), condiciones de oleaje (Z_2), squat (descenso o asentamiento de la popa debido a la velocidad del bote) (Z_3) y un espacio libre por seguridad (Z_4). Estos cuatro parámetros dan en conjunto la profundidad de diseño, medida ésta desde el Nivel de Bajamar Mínima (figura 3.4).

La profundidad adicional (Z_6) es debida a las irregularidades del dragado, y de ser necesario, se puede considerar una profundidad adicional (Z_5), debida a un sobredragado (Marine Structures Engineering Specialized Applications, G.P. Tsinker 1995).

La forma de evaluar el valor correspondiente a la acción del oleaje (Z_2), es tomando generalmente 0.5 de la altura de la ola de diseño. Por lo que respecta al espacio libre por seguridad (Z_4), éste depende de las características físicas del fondo, dando generalmente un valor de 0.5 a 0.6 m para canales de fondo blando (arena o aluvión), y de 0.8 a 0.9 m para canales de fondo duro (roca, coral u otro). En este último caso, tales distancias tienen por objetivo evitar los posibles daños en la embarcación si ésta golpea contra el fondo.

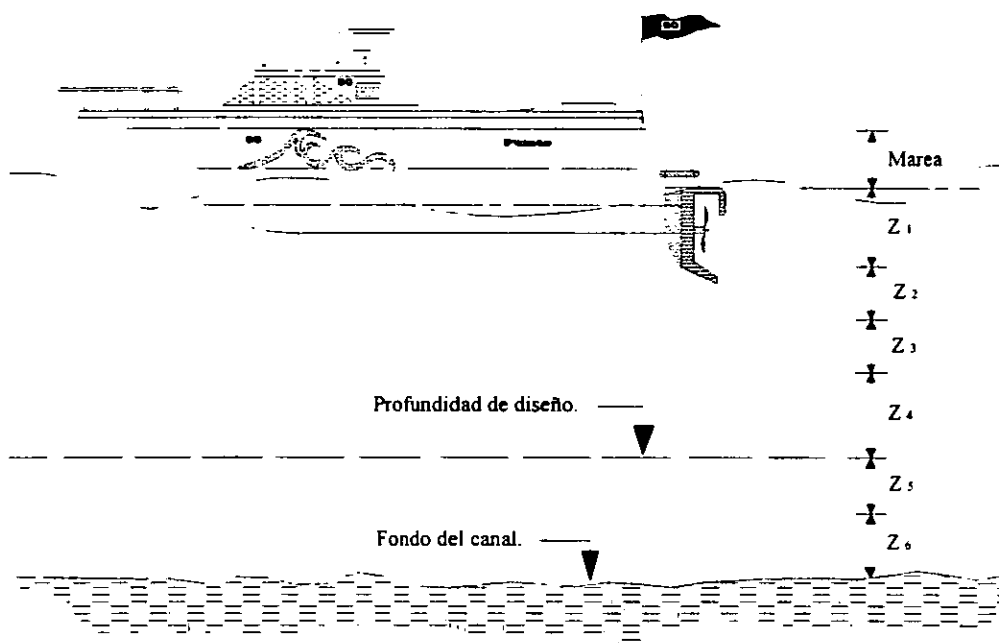
Para (Z_0) se proponen valores entre 0.25 y 1.0 m, debiéndose aclarar que esta profundidad no se considera para la determinación de la profundidad de diseño, sin embargo, si se indica en las especificaciones del contrato.

Por lo que respecta al valor del squat (Z_3), se considera que los botes se mueven a una velocidad razonable que va de 2 a 4 nudos*. En tal caso, dicho valor va de 0.3 a 0.5 m. Estos mismos valores se pueden aplicar para el diseño del área de amarradero y dársena de ciaboga.

* 1 nudo = 1.852 km/hr

Las recomendaciones que al respecto da el United States Army Corps of Engineers (USACE), son las de dar un valor de 0.3 m de squat para las embarcaciones que se muevan a una velocidad razonable (no indicada) en el canal de entrada, y de 0.15 m para embarcaciones que se muevan a baja velocidad (no indicada) en canales interiores, amarraderos y dársenas de ciaboga (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Figura 3.4 Profundidad de diseño del canal de acceso.



Para evaluar éste mismo parámetro (Z_3), se puede emplear también el método recomendado en el U.S. Army Corps of Engineers Engineering Manual No. 1110-2-1615 (1984 a), el cual propone los siguientes pasos:

1. - Se obtiene la proporción sumergida de la sección transversal del bote, con relación a la sección transversal del canal como sigue:

$$S = \frac{As}{WHc} \tag{3.3}$$

donde

A_s = Área sumergida de la sección transversal del bote en pies².
 W = Anchura promedio del canal en pies.
 H_c = Profundidad del canal en pies.

2. - Se determina el número de Froude según la expresión siguiente:

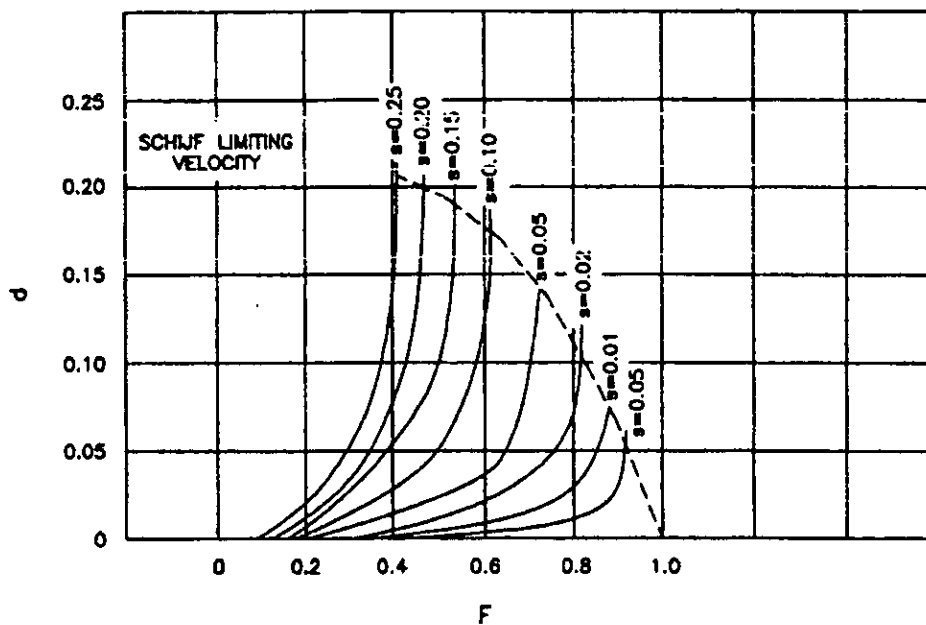
$$F = \frac{V_s}{gH_c} \tag{3.4}$$

donde

V_s = Velocidad del bote en pies/s.
 H_c = Profundidad del canal en pies.
 g = Aceleración de la gravedad (32.2 pies/s²).

3. - Una vez obtenidos los valores de "S" y "F"; con base en la figura 3.5 se obtiene el parámetro "d".

Figura 3.5 Evaluación del parámetro "d".



3. - Finalmente con este último parámetro se obtiene el valor del squat como:

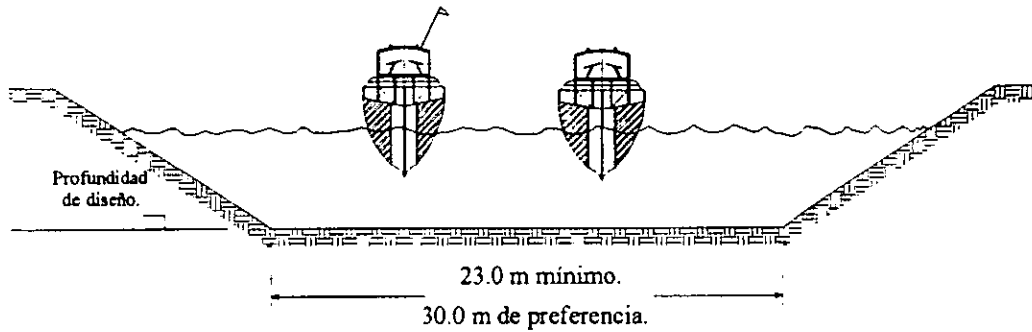
$$Z_3 = dH_c. \tag{3.5}$$

Existen sin embargo otras recomendaciones que bien pudieran ser aplicables. Generalmente se tiene que la anchura mínima del canal es de 23.0 m, pero se indica que de preferencia éste sea de 30.0 m

Por lo que respecta a la profundidad, ésta debe ser igual a la suma del calado de la embarcación mayor que acceda al puerto más 1.5 m para canales de entrada, o el calado más 0.9 m para canales interiores.

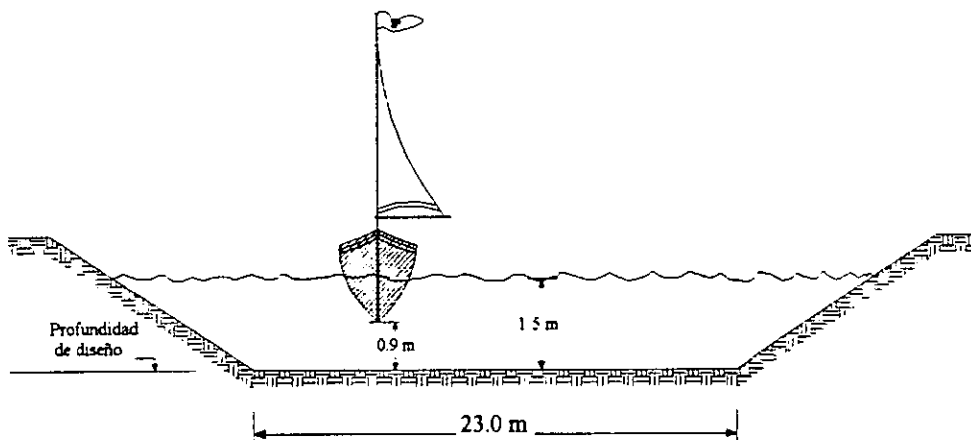
Dicha profundidad está referida al Nivel de Bajamar Mínima del agua. Además, puede agregarse también una profundidad extra (no indicada), debido a la acción del oleaje (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).

Figura 3.6 Anchura y profundidad del canal de acceso.



Por otra parte el California Department of Boating and Waterways recomienda que el canal de entrada tenga una anchura mínima de 23.0 m a la profundidad de diseño, y una profundidad mínima de 0.9 m debajo de la quilla, o 1.5 m como mínimo. Se considera también para la profundidad de diseño, la acción del oleaje y una profundidad extra debido a la sedimentación (figura 3.7).

Figura 3.7 Dimensiones del canal de acceso.



Se tiene por otro lado la recomendación en el Report on Small Craft Harbor, la cual menciona que la anchura del canal de entrada depende principalmente del número y tamaño de las embarcaciones que hagan uso de éste; por lo cual recomienda una anchura mínima de 15.0 m o 5 veces la manga de la embarcación más grande que se espere atraque en el puerto.

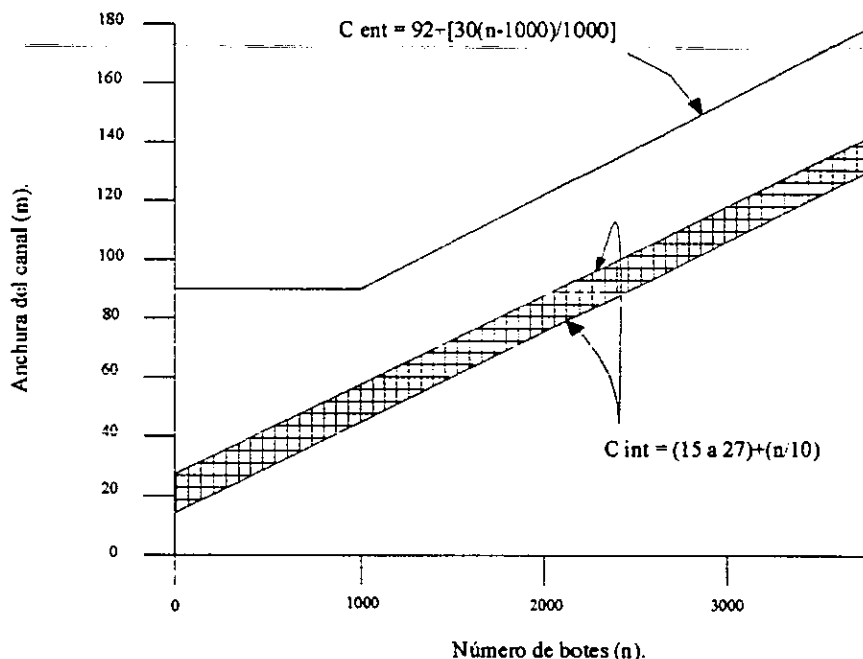
Para el cálculo de la profundidad del canal, ésta debe ser obtenida de la suma del calado de la embarcación, squat, 0.5 de la altura de ola de diseño, más una profundidad adicional debido a irregularidades en el dragado, es decir, 0.3 m para material suave y 0.6 m para roca.

Las recomendaciones que al respecto hace el profesor Pedro Suárez Bores en su libro Puertos Deportivos, indican que se debe considerar una anchura de canal principal que como mínimo tenga 45.0 m si éste es recto, y para el caso de un canal tortuoso recomienda una anchura mínima de 75.0 m

Estas recomendaciones son validas para aquellos puertos cuya capacidad sea menor a 1000 embarcaciones, además debe darse una anchura adicional de 25.0 m por cada 1000 embarcaciones adicionales que accedan al puerto (Determinación de las Necesidades de un Puerto Deportivo, Silva R. 1996).

Se tiene además otra manera de poder determinar las dimensiones tanto del canal de acceso como del canal o canales interiores. En la figura 3.8, únicamente es necesario conocer el número de embarcaciones que atracarán en el puerto para poder conocer dichas dimensiones (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Figura 3.8 Dimensiones de los canales de entrada o acceso e interior.



En esta figura se considera que la anchura del canal de entrada es de 92.0 m para las primeras 1000 embarcaciones más una anchura adicional de 30.0 m para las siguientes 1000 embarcaciones que atraquen en el puerto. Por lo que respecta a la anchura del canal interior, ésta se puede obtener sumando una anchura inicial que va de los 10.0 a 27.0 m, más el número de embarcaciones que se espere accedan al puerto dividido entre 10.

3.5.1.3 Pendiente de los lados del canal.

Para su diseño, usualmente se recomienda que dicha pendiente sea aproximadamente de 1:3 o 1:4, y en caso de que el canal sea estabilizado por estructuras como escolleras o revestimientos, se requiere de una berma que de mejor estabilización a los lados. La anchura de la berma depende del dragado, de los métodos constructivos, así como de las características del fondo del canal.

El Coastal Engineering Research Center (CERC), recomienda una anchura de berma de 7.5 m o la profundidad de corte multiplicada por la razón horizontal a vertical de la pendiente de diseño (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

3.5.1.4 Curvas del canal.

Generalmente se desea o se prefiere que los canales sean rectos en su totalidad. Sin embargo, habrá ocasiones en las que en su diseño se requiera de una o varias curvas en su geometría.

El United States American Corps of Engineers (USACE), propone los métodos para determinar la anchura adicional en las curvas del canal.

Uno de éstos es el método de Apex o método de Cutoff, el cual involucra cortes transversales en la cima del ángulo formado por la extensión del canal recto y el lado convexo de la curva; además se tiene el método de los taludes paralelos.

El Gobierno de Canadá recomienda los siguientes parámetros para aquellos canales que en su geometría se contemple alguna curva (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Figura 3.9 Método de Cutoff para el diseño de curvas en los canales.

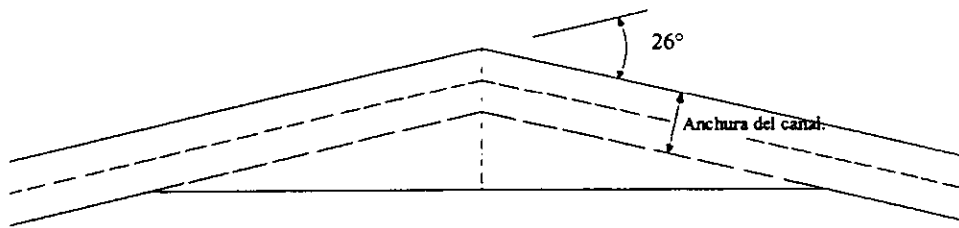
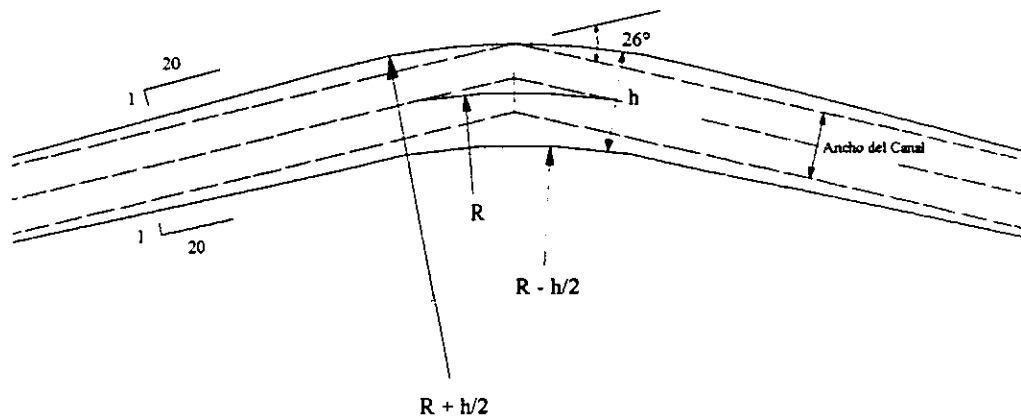


Figura 3.10 Método de los taludes paralelos para el diseño de curvas en el canal.



Para el diseño del canal de acceso se tienen las recomendaciones del Manual de Dimensionamiento Portuario, elaborado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Dichas recomendaciones sugieren que para el diseño se consideren factores como:

- a) Alineación en planta.
- b) Longitud del canal.
- c) Anchura del canal (en tramos rectos y curvos).
- d) Profundidad.

- a) Alineación en planta.

Para un diseño adecuado se recomienda que:

- No se aceptan curvas en "S".
- El tramo de transición entre mar abierto y zona protegida debe ser razonablemente recto.
- En el interior del puerto los cambios de dirección deben ser con los mayores radios de giro posibles, recomendándose las siguientes relaciones:

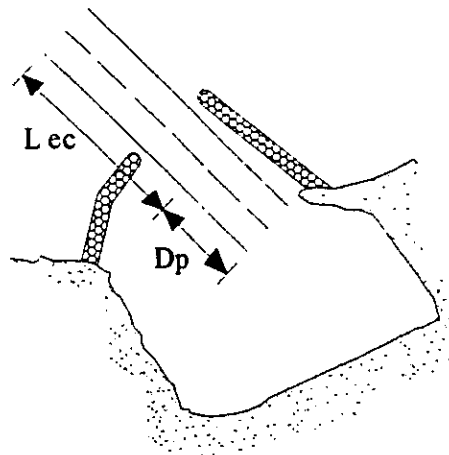
Deflexión ($^{\circ}$)	Radio de giro mínimo (en esloras)
< 25	> 3
25 a 35	> 5
> 35	> 10

- Una sola curva es mejor a una sucesión de curvas iguales, si el canal está adecuadamente señalado.
- El canal debe estar orientado en función de las corrientes principales, sobre todo en el caso de corrientes generadas por marea o en ríos con el fin de minimizar desviaciones de la embarcación.
- En caso de puentes la ruta del canal debe ser recta y balizada en un tramo de cinco esloras hacia ambos lados del puente.

- b) Longitud del canal de acceso (Lca).

Dicha longitud está comprendida por una longitud exterior (Lec) que depende básicamente de la pendiente natural del fondo marino, y por una distancia de parada (Dp), necesaria para la maniobra de frenado de la embarcación (figura 3.11).

Figura 3.11 Longitud del canal de acceso.



La distancia de parada (D_p) puede evaluarse mediante la siguiente ecuación:

$$D_p = 4E (V^{3/4} / 2.5) + E \tag{3.6}$$

donde

E = Eslora de la embarcación
 V = Velocidad de la embarcación

Por otra parte, se tienen embarcaciones específicas para determinar este parámetro (figura 5.17 del Manual de Dimensionamiento Portuario de la S.C.T), en la cual se requieren los datos de la velocidad de aproximación y la forma de frenado, ya sea marcha lenta o media en reversa.

Cabe aclarar que dicho parámetro (distancia de parada) no tiene validez para el diseño de puertos deportivos, puesto que las embarcaciones al ser de pequeñas dimensiones no requieren de la distancia antes descrita, razón por la cual no se incluye la figura citada en el presente trabajo.

c) Anchura del canal.

Para el diseño se recomienda que la anchura del canal (B) se calcule como:

$$B = 6M + 12.0 \quad (\text{m}) \tag{3.7}$$

Donde M es la manga de la mayor de las embarcaciones en el puerto. Se recomienda sin embargo, que como mínimo tenga una anchura de 23.0 m

Se tienen además las recomendaciones para el diseño de canales con tramos rectos y curvos.

Tramos rectos.

En las figuras 3.12 y 3.13 se muestran los esquemas para la anchura del canal en tramos rectos para una y dos vías de navegación.

Figura 3.12 Anchura del canal para una vía de navegación.

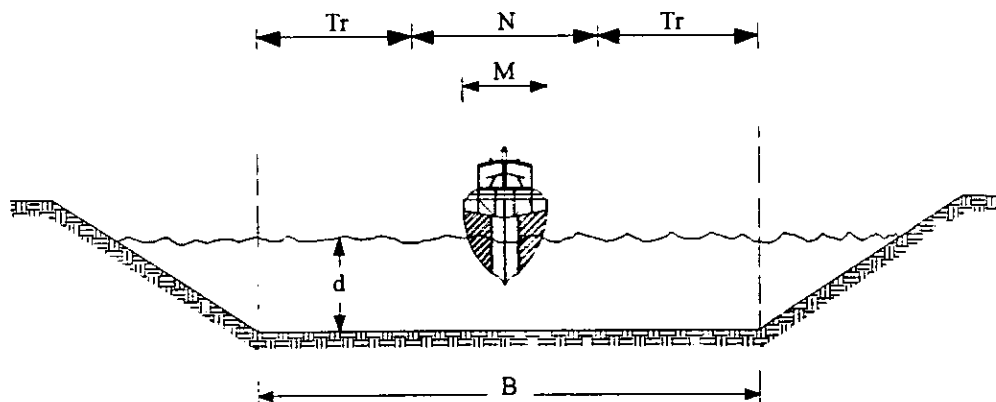
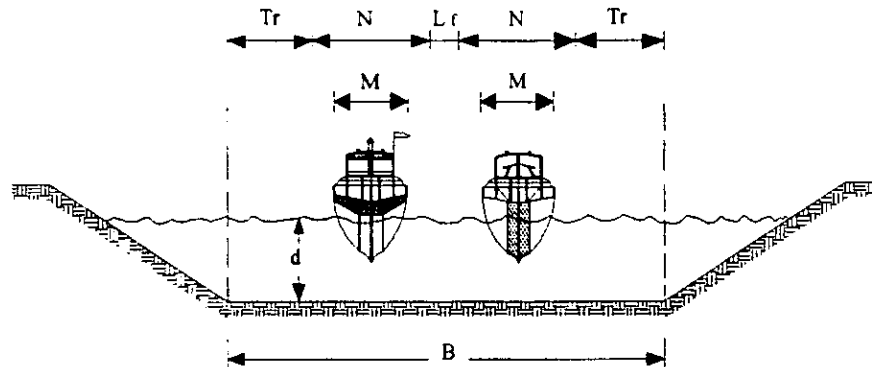


Figura 3.13 Anchura del canal para dos vías de navegación.



La franja de resguardo del talud (Tr), depende de las particularidades de la embarcación y del tipo de material del talud.

La franja de maniobrabilidad (N), también depende de las particularidades de la embarcación y de la diligencia y destreza del piloto.

El espacio libre entre franjas de maniobrabilidad (Lf), es función de la densidad del tráfico y de la eficiencia del señalamiento marítimo.

Tabla 3. 6 Anchura de canal recomendada.

Controlabilidad de la embarcación	Condiciones de Corrientes, Oteaje y Vientos	Franjas del canal			Anchura del canal	
		Resguardo (Tr) (% de M)	Maniobrabilidad (N) (% de M)	Libra (Lf) (% de M)	Una vía (% de M)	Doble vía (% de M)
Muy buena	Paralelos al canal	60	160	80	280	520
Buena	Formando un ángulo agudo	100	180	100	380	660
Mala	Transversales al canal	150	200	100	500	800

Tramos curvos.

Se considera la anchura en tramos curvos como una ampliación de la anchura de los tramos rectos, y todos los criterios que se tienen al respecto son de carácter empírico.

$\Delta B = E^2/8R$ para $5 < R \ll 10$ PIANC

$\Delta B = 2R - (4R^2 - E^2)^{1/2}$ Carvalho, XIV congreso del PIANC

$\Delta B = 85 - R/100$ Canal de Kiel

$\Delta B = 4[R - (R^2 - E^2)^{1/2}]$ Canal de Gibent - Terneuzan

Ninguno de los criterios anteriores relaciona el sobreebanco con el ángulo de deflexión. Exxon sugiere la siguiente relación:

$\Delta B = 2M$ para las siguientes condiciones:

$\alpha < 25^\circ$ y $R/Lf = 3$

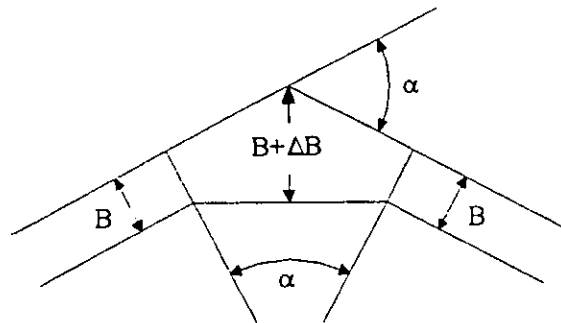
$25^\circ < \alpha < 35^\circ$ y $R/Lf = 5$

$\alpha > 35^\circ$ y $R/Lf = 8$ a 10

Trazo del sobreebanco.

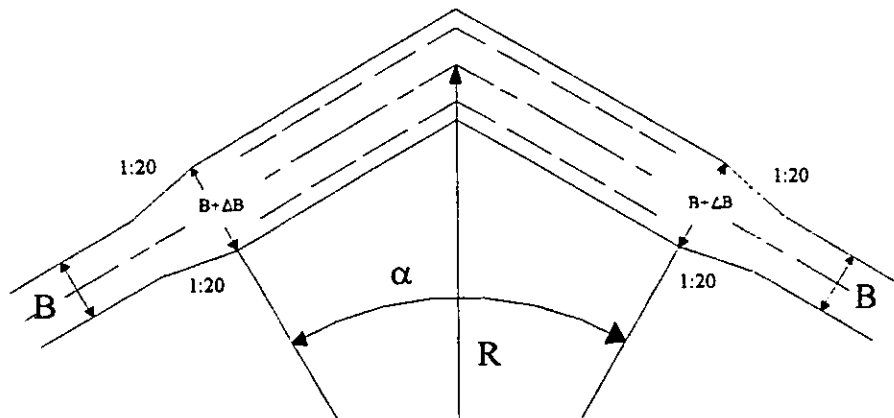
Para el trazo de éste se tiene en primera instancia el método de corte o método de Cutoff recomendado para canales que se encuentran bordeados por zonas muy amplias de agua.

Figura 3.14 Sobreebanco del canal empleando el método de Cutoff.



Otro método es el de los taludes paralelos recomendado para canales restringidos.

Figura 3.15 Sobreebanco del canal empleando el método de los taludes paralelos.



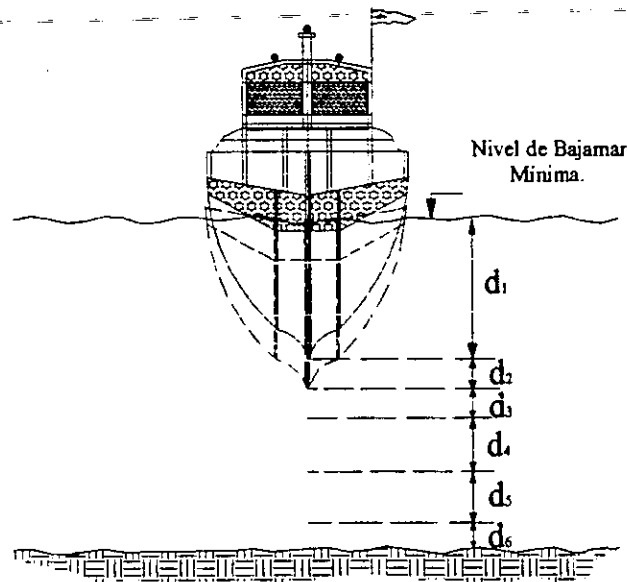
d) Profundidad.

En el Manual de Dimensionamiento Portuario se recomienda que para que exista una navegación segura, debe en primera instancia tenerse una profundidad adecuada en cualquiera que sea el cuerpo de agua empleado para la navegación.

En dicho manual se sugiere que el plano de referencia para medir tal profundidad, sea el Nivel de Bajamar Media Inferior para el caso de las costas donde predominan las mareas semidiurnas, que para el caso de la República Mexicana, éstas se presentan en el Océano Pacífico y el Nivel de Bajamar Media para las diurnas en el Golfo de México y Mar Caribe.

En la figura 3.16 se indican los factores que se deben tomar en cuenta para obtener la profundidad de diseño en cualquier zona del puerto, enfatizando que las diferencias que se presenten en las diversas profundidades, se deben únicamente a la magnitud de dichos factores.

Figura 3.16 Factores que influyen en la determinación de la profundidad.



Donde d_1 es el calado de la embarcación, la distancia d_2 es debido a los movimientos verticales del barco producto del oleaje (tabla 5.1 del Manual de Dimensionamiento Portuario de la S.C.T), cabe señalar que dicha tabla no es aplicable a las embarcaciones que se contemplan en el presente trabajo, debido principalmente a las diferencias en sus dimensiones.

Por otra parte d_3 corresponde al Squat (figura 3.5), d_4 es resguardo para sedimentación, que se propone sea de 0.5 m aproximadamente. Por lo que respecta a d_4 , esta profundidad es función del tipo de material del fondo y tendrá un valor de 0.3 a 0.6 m si el material es arena, y de 0.9 a 1.2 m si se tiene roca. Finalmente d_6 se debe a las irregularidades en el dragado, y tomará valores entre 0.3 y 0.5 m

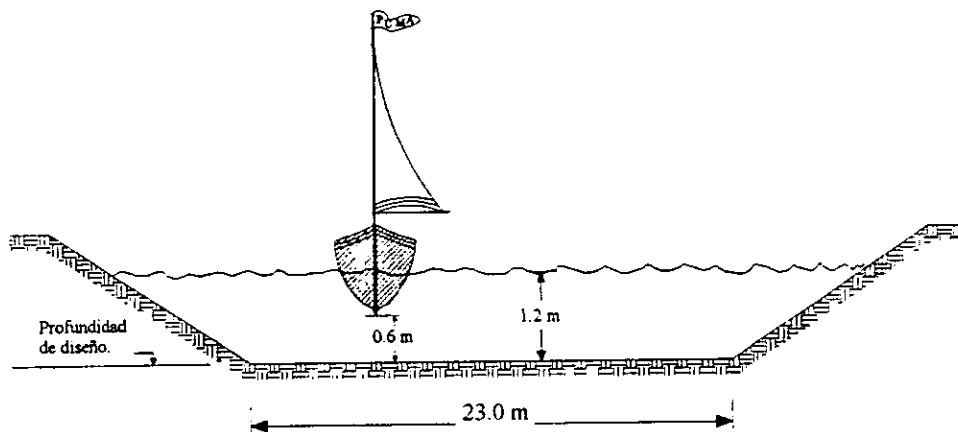
Otra recomendación que se propone para el cálculo de la profundidad, es que ésta sea simplemente la suma del calado de la embarcación más una longitud que va de 0.6 m a 0.9 m

3.5.2 Canales interiores.

Un canal interior se define como el área de agua dentro del puerto, donde las embarcaciones navegan entre el canal de entrada y peines (California Department of Boating and Waterways).

Para su diseño se recomienda una anchura mínima de 23.0 m a la profundidad de diseño, y una profundidad mínima de 0.6 m debajo de la quilla de la embarcación mayor que pudiera operar en el puerto, o una distancia mínima de 1.2 m referida al Nivel de Bajamar Mínima (figura 3.17)

Figura 3.17 Canal interior.



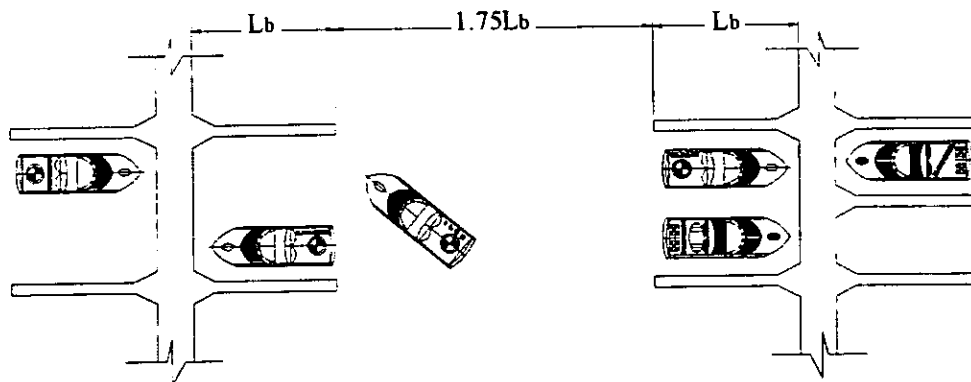
3.5.3 Canales de atraque.

Se define a éstos como el curso de agua dentro del puerto por el cual navegan las embarcaciones entre los canales interiores y sus respectivos amarraderos.

Para su diseño el California Departmen of Boating and Waterways recomienda lo siguiente:

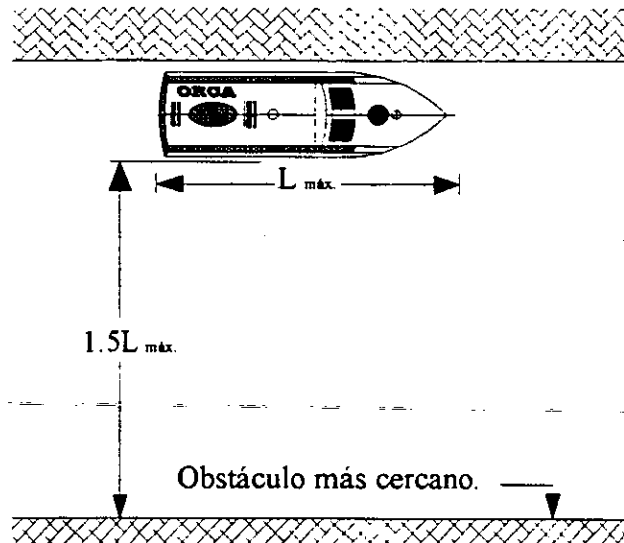
La anchura mínima debe estimarse como 1.75 veces la longitud del muelle de atraque más grande; donde éstos últimos son perpendiculares al canal (figura 3.18).

Figura 3.18 Canal de atraque.



Por otra parte, si la embarcación es atracada (amarrada) paralela al canal, la anchura mínima para éste será de 1.5 veces la magnitud de la eslora de la embarcación mayor atracada de dicha forma (figura 3.19).

Figura 3.19 Anchura del canal de atraque.



Para la profundidad mínima se recomiendan los parámetros mostrados en la tabla siguiente:

Tabla 3.7 Profundidades mínimas para el canal de atraque.

Longitud del amarradero (L_b) (m)	Profundidad mínima	
	Bote de motor (m)	Bote de vela (m)
$L_b < 13.70$	1.8	1.8
$13.70 < L_b < 19.80$	2.4	2.4
$L_b > 19.80$	2.4	3.0

Por otra parte, por lo general al dimensionar estos canales se considera que la anchura es el claro libre entre los extremos de las embarcaciones y éste no debe ser menor de 1.5 veces la eslora de la mayor de las embarcaciones en el puerto, y que a menudo suele considerarse como 1.75 veces la eslora de la embarcación ya antes mencionada (normalmente se considera la longitud del muelle de atraque en lugar de la longitud de la embarcación), teniendo mejores condiciones de maniobrabilidad y seguridad (Marinas and Small Craft Harbors, B.O.Tobiasson 1991).

Se tiene además otro criterio el cual recomienda que la anchura de los canales (S) quede definido como:

$$S = 1.5 \text{ veces la eslora máxima de la embarcación atracada} + 3.0 \text{ m (Determinación de las Necesidades de un Puerto Deportivo, Silva R. 1996).}$$

Asimismo, en el Manual de Dimensionamiento Portuario de la S.C.T, se tiene que ésta longitud es función de la eslora de las embarcaciones, y sus recomendaciones parten de la consideración de que éstas, atracadas en dos peines paralelos tienen la misma eslora.

De lo anterior, en la tabla 3.8 se muestra un resumen de dicho parámetro.

Figura 3.20 Dimensionamiento del canal de atraque.

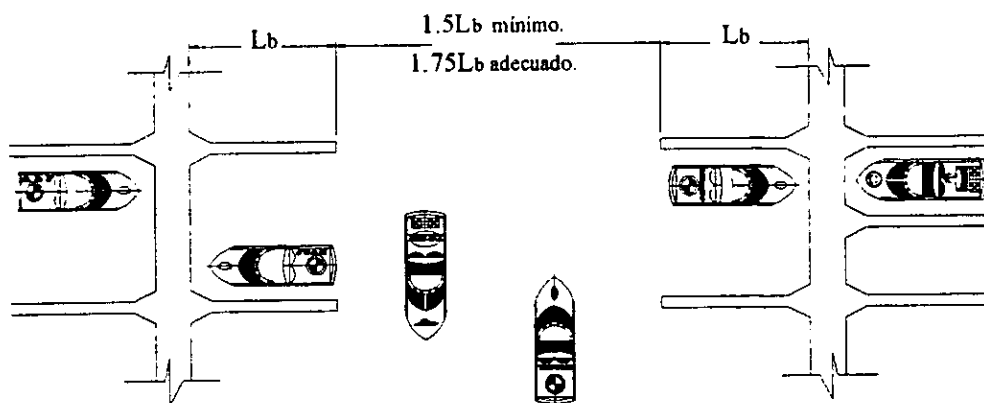
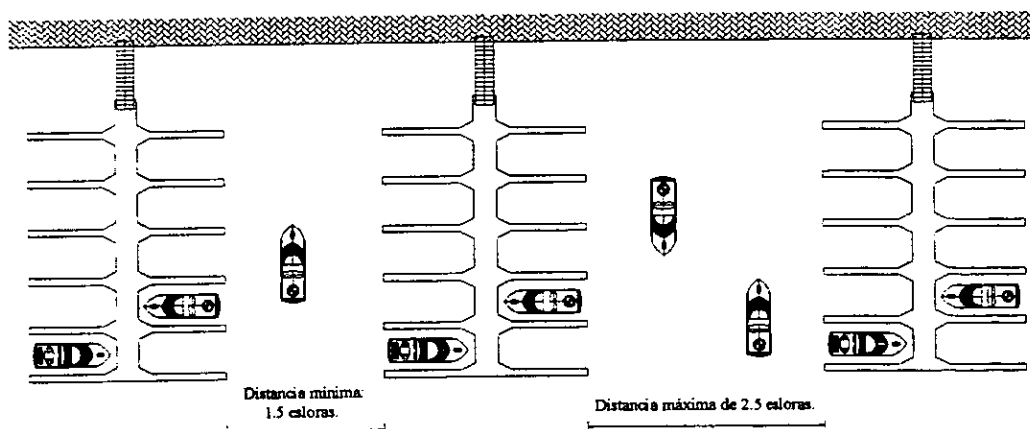


Tabla 3.8 Recomendaciones para la anchura del canal de atraque.

Distancia	Condición	Criterio
2.5E	Mayor numero de embarcaciones con una hélice.	Marinas Chamey, España.
2.0E	Mayor numero de embarcaciones de dos hélices.	Marinas Chamey, España.
1.75E a 2.0E	Mayor numero de embarcaciones de motor.	US Army Corps of Engineers.
2.0E a 2.5E	Mayor numero de embarcaciones de vela.	US Army Corps of Engineers.
2.0E - 2.0 m	Atraque sin finger.	PIANC.
1.5E - 1.0 m	Atraque con finger y dos embarcaciones por finger	PIANC.

Donde "E" es la eslora de la embarcación.

Figura 3.21 Distancia entre peines paralelos.



3.6 Amarraderos.

Se entiende como tal a las áreas destinadas a dar albergue a las embarcaciones, quedando limitada por la pasarela principal y los muelles de atraque (de los cuales se hablará más adelante), pudiendo ser éstos sencillos o dobles.

3.6.1 Amarradero sencillo.

Como su nombre lo dice, éste es el espacio destinado para alojar a una sola embarcación (figura 3.22), y para su diseño se consideran los parámetros siguientes (California Department of Boating and Waterways).

Figura 3.22 Amarradero sencillo.

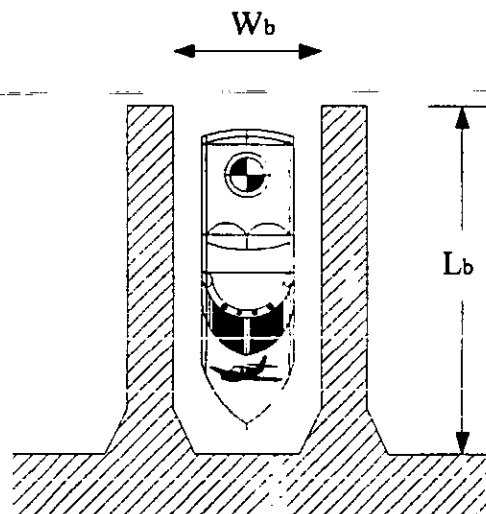


Tabla 3.9 Recomendaciones para el diseño de amarraderos sencillos.

Recomendaciones	Botes de motor	Botes de vela
Para diseños finales	$W_b = 8 \ln L_b - 14'$	$W_b = 6.5 \ln L_b - 10.5'$
Para diseños preliminares	$W_b = \frac{L_b}{4} + 6' - R_p$ $R_p = 0.1'$ por cada pie de longitud de amarre mayor a 40'. $R_p = 0.1(L_b - 40)$	$W_b = \frac{L_b}{5} + 5.5' - R_s$ $R_s = 0.075'$ por cada pie de longitud de amarre mayor a 40'. $R_s = 0.075(L_b - 40)$

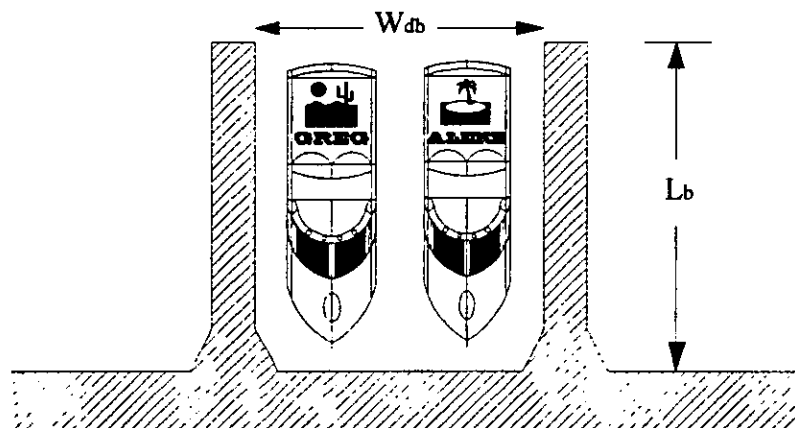
Por otra parte, en la tabla 3.10 se hace la evaluación de las ecuaciones recomendadas para diseños finales, considerando varias longitudes para el amarradero. Cabe aclarar que en la tabla 3.9, las unidades correspondientes a L_b son en pies, por lo que en la tabla 3.10 se han hecho ya las transformaciones de las ecuaciones para determinar la anchura.

3.6.2 Amarraderos dobles.

Para el diseño geométrico de estos amarraderos, el California Department of Boating and Waterway recomienda los siguientes lineamientos:

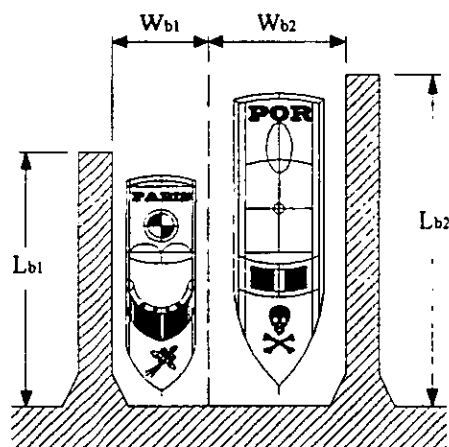
- Profundidad mínima = La misma que para canales de atraque y amarraderos sencillos.
- Anchura mínima (W_{db}) = $2W_b$ (2 veces el ancho del amarradero sencillo)

Figura 3.23 Amarradero doble.



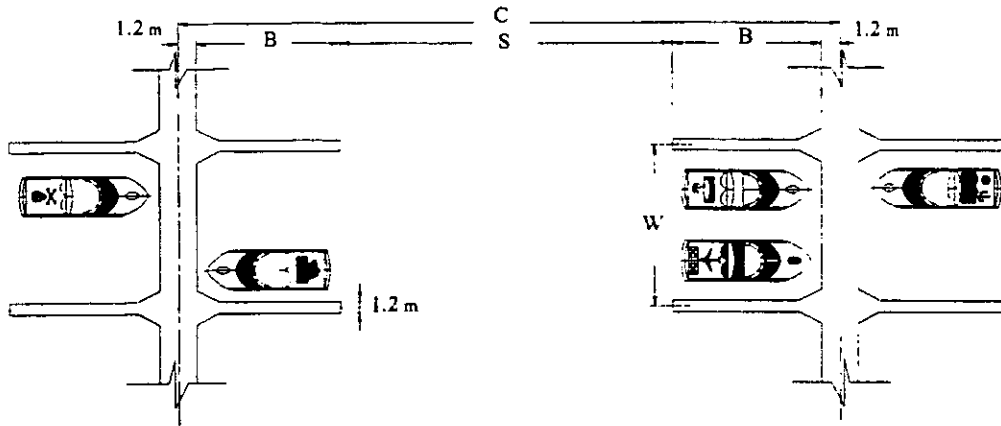
Puede también presentarse la condición de que el amarradero esté conformado por dos longitudes diferentes (figura 3.24), en cuyo caso la anchura queda definida por la suma de las dos anchuras individuales, es decir: $W_{db} = W_{b1} + W_{b2}$

Figura 3.24 Amarradero doble para longitudes de atraque diferentes.



Un arreglo típico para un amarradero doble, recomendado por el California Department of Boating and Waterways es el que se muestra en la figura 3.25.

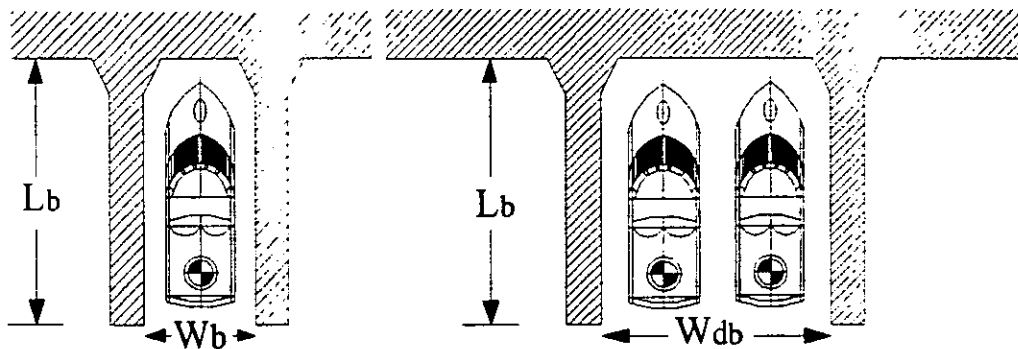
Figura 3.25 Amarradero típico doble.



Longitud del amarradero (B)	Claro entre muelles (W)	Canal de atraque (S)	Distancia entre pasarelas (C)
(m)	(m)	(m)	(m)
6.0	6.0	11.0	25.0
9.0	9.0	16.0 - 17.0	37.0
12.0	10.0	21.0	48.0
15.0	11.0	30.0	63.0
18.0	13.0	37.0	76.0
21.0	15.0	43.0	88.0
24.0	17.0	49.0	100.0

Existen además otras recomendaciones para el diseño del claro entre muelles de atraque para amarraderos dobles y sencillos. Dichas recomendaciones parten del hecho de que se conoce la longitud de la embarcación (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

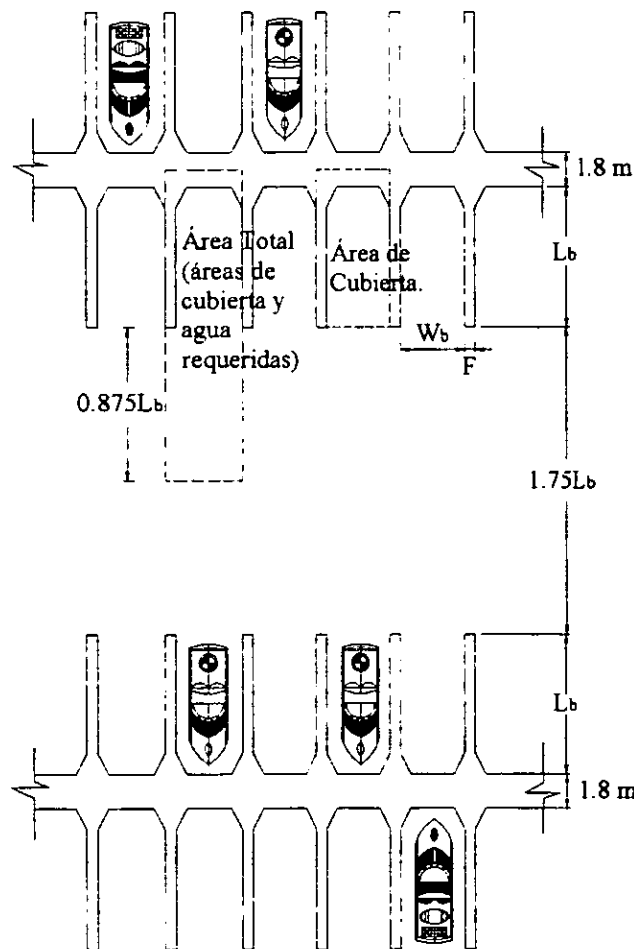
Figura 3.26 Anchuras recomendadas para ambos tipos de amarraderos.



Longitud de la embarcación (m)	Longitud del amarradero (m)	Amarradero doble		Amarradero sencillo	
		Anchura recomendada (m)	Anchura mínima (m)	Anchura recomendada (m)	Anchura mínima (m)
6.0	7.0	6.0	6.0	3.0	3.0
8.0	9.0	8.0	8.0	4.0	4.0
9.0	10.0	9.0	8.0	4.0	4.0
11.0	12.0	10.0	9.0	5.0	5.0
12.0	13.0	11.0	10.0	5.0	5.0
14.0	15.0	12.0	11.0	6.0	5.0
15.0	16.0	12.0	12.0	6.0	5.0
17.0	18.0	14.0	13.0	7.0	6.0
18.0	19.0	14.0	13.0	7.0	6.0

Aunado a las recomendaciones ya antes mencionadas, se tienen otras para el dimensionamiento de los amarraderos en donde además se proponen dimensiones para otros parámetros como son el área de cubierta, área total y el número de amarraderos, según las tablas 3.11 y 3.12, referidas a las figuras 3.27 y 3.28 respectivamente.

Figura 3.27 Geometría propuesta para un amarradero sencillo.



Cabe señalar que los parámetros indicados en esta figura, corresponden a los valores que se muestran en la tabla 3.11. Los cuales a su vez fueron calculados con las ecuaciones que se enlistan en la página 62 del presente capítulo.

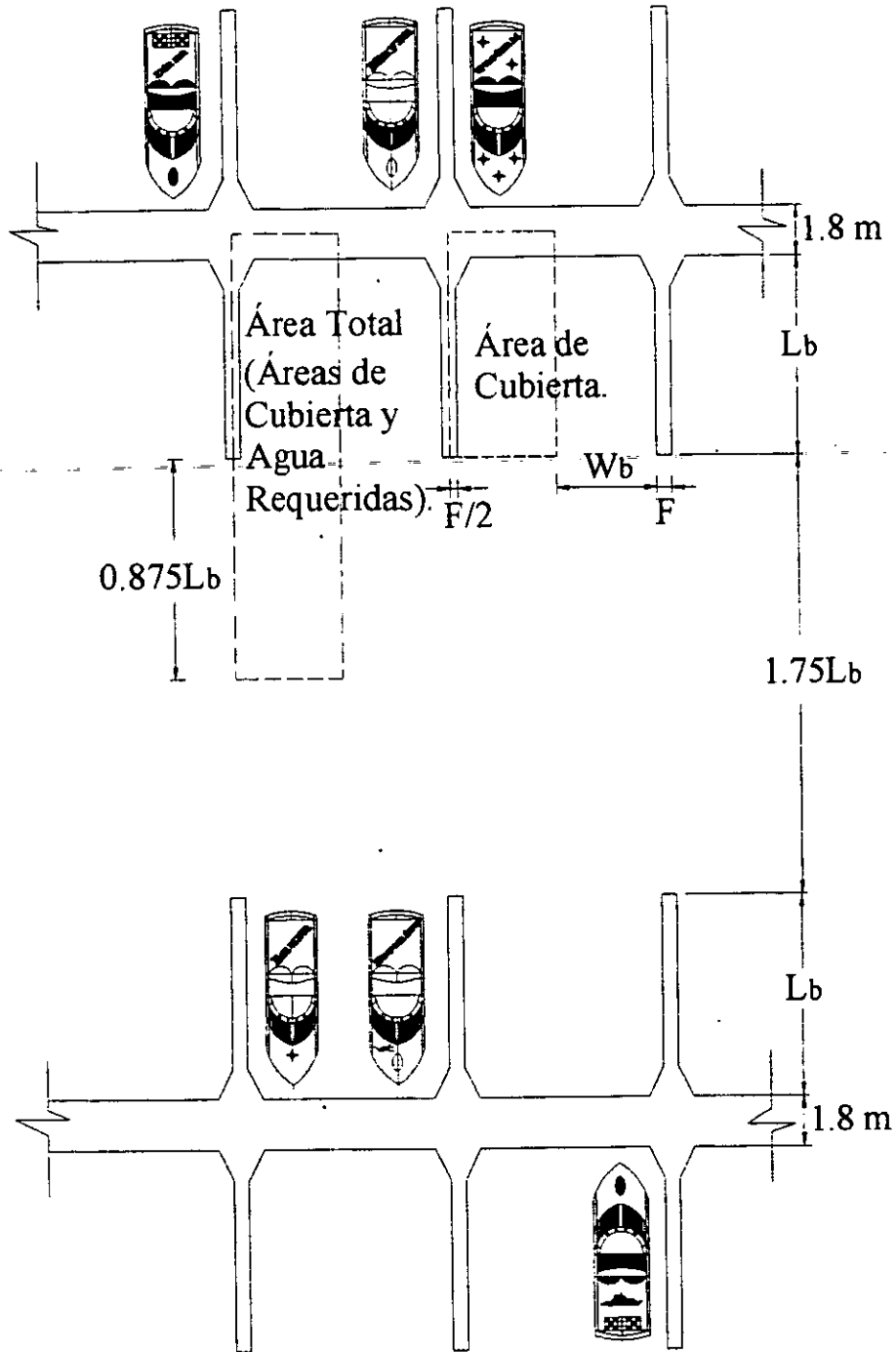
Tabla 3.10 Recomendaciones para la anchura de amarraderos sencillos.

Longitud del amarradero "Lb" (m)	Botes de motor		Botes de vela	
	$Wb = 2.44 \ln 3.28 Lb - 4.27$ (m)	Anchura recomendada (m)	$Wb = 1.98 \ln 3.28 Lb - 3.2$ (m)	Anchura recomendada (m)
4.9	2.5	2.6	2.3	2.3
5.5	2.8	2.9	2.5	2.6
6.1	3.0	3.0	2.7	2.7
6.7	3.3	3.4	2.9	3.0
7.3	3.5	3.5	3.1	3.2
7.9	3.7	3.8	3.3	3.4
8.5	3.9	4.0	3.4	3.5
9.1	4.0	4.1	3.5	3.7
9.8	4.2	4.3	3.7	3.7
10.4	4.3	4.4	3.8	3.8
11.0	4.5	4.6	3.9	4.0
11.6	4.6	4.7	4.0	4.1
12.2	4.7	4.7	4.1	4.1
12.8	4.8	4.9	4.2	4.3
13.4	5.0	5.0	4.3	4.4
14.0	5.1	5.2	4.4	4.4
14.6	5.2	5.2	4.5	4.6
15.2	5.3	5.3	4.5	4.6
15.8	5.4	5.5	4.6	4.7
16.5	5.5	5.5	4.7	4.7
17.1	5.5	5.6	4.8	4.9
17.7	5.6	5.6	4.8	4.9
18.3	5.7	5.8	4.9	5.0
18.9	5.8	5.8	5.0	5.0
19.5	5.9	5.9	5.0	5.0
20.1	5.9	5.9	5.1	5.2
20.7	6.0	6.1	5.2	5.2
21.3	6.1	6.1	5.2	5.3
21.9	6.2	6.2	5.3	5.3
22.6	6.2	6.2	5.3	5.3
23.2	6.3	6.4	5.4	5.5
23.8	6.4	6.4	5.4	5.5
24.4	6.4	6.6	5.5	5.5

Tabla 3.11 Parámetros para amarraderos sencillos.

Anchura del muelle de atraque (m)	Longitud del muelle "L _b " (m)	Botes con motor			Botes de vela		
		(3.8)	(3.9)	(3.10)	(3.11)	(3.12)	(3.13)
		Área total de amarre (m ²)	Área real de cubierta (m ²)	Amarraderos por hectárea	Área total de amarre (m ²)	Área real de cubierta (m ²)	Amarraderos por hectárea
F= 0.8	4.9	33.1	6.4	302	31.0	6.4	322
	5.5	40.1	7.2	250	37.2	7.1	269
	6.1	47.3	7.9	211	43.5	7.7	230
F= 0.9	6.7	56.2	9.4	178	51.5	9.2	194
	7.3	64.1	10.1	156	58.3	9.9	171
	7.9	72.2	10.8	139	65.4	10.5	153
	8.5	80.5	11.5	124	72.6	11.2	138
	9.1	88.9	12.2	112	80.0	11.9	125
	9.8	97.6	12.9	102	87.5	12.6	114
	10.4	106.4	13.6	94	95.2	13.2	105
F= 1.2	11.0	121.8	17.8	82	109.4	17.4	91
	11.6	131.3	18.7	76	117.7	18.3	85
	12.2	140.9	19.5	71	126.0	19.1	79
	12.8	150.6	20.4	66	134.5	19.9	74
	13.4	160.5	21.2	62	143.0	20.7	70
	14.0	170.5	22.0	59	151.7	21.5	66
	14.6	180.6	22.9	55	160.5	22.3	62
	15.2	190.8	23.7	52	169.3	23.1	59
	15.8	201.2	24.5	50	178.3	23.9	56
	16.5	211.6	25.3	47	187.3	24.7	53
	17.1	222.1	26.1	45	196.4	25.5	51
	17.7	232.8	26.9	43	205.6	26.3	49
F= 1.5	18.3	243.5	27.7	41	214.9	27.1	47
	18.9	265.2	34.5	38	235.1	33.9	43
	19.5	276.5	35.5	36	244.9	34.8	41
	20.1	287.8	36.5	35	254.7	35.8	39
	20.7	299.2	37.4	33	264.6	36.8	38
	21.3	310.7	38.4	32	274.5	37.7	36
	21.9	322.3	39.4	31	284.6	38.7	35
	22.6	333.9	40.4	30	294.6	39.7	34
	23.2	345.6	41.3	29	304.8	40.6	33
	23.8	357.4	42.3	28	315.0	41.6	32
24.4	369.3	43.3	27	325.2	42.5	31	

Figura 3.28 Geometría para amarraderos dobles.



Los parámetros mostrados en esta figura son evaluados en la tabla 3.12, en dicha tabla los números que están entre paréntesis corresponden a las ecuaciones indicadas en la página 62.

Tabla 3.12 Recomendaciones para estimar la anchura de amarraderos dobles.

Anchura del muelle de atraque (m)	Longitud del muelle "L _b " (m)	Botes con motor			Botes de vela		
		(3.14)	(3.15)	(3.16)	(3.17)	(3.18)	(3.19)
		Área total de amarre (m ²)	Área real de cubierta (m ²)	Amarraderos por hectárea	Área total de amarre (m ²)	Área real de cubierta (m ²)	Amarraderos por hectárea
F= 0.8	4.9	29.1	4.1	344	27.0	4.1	370
	5.5	35.6	4.6	281	32.7	4.5	306
	6.1	42.4	5.1	236	38.6	4.9	259
F= 0.9	6.7	50.1	5.9	199	45.4	5.7	220
	7.3	57.5	6.4	174	51.8	6.2	193
	7.9	65.1	6.9	154	58.3	6.6	171
	8.5	72.8	7.3	137	65.0	7.0	154
	9.1	80.8	7.7	124	71.9	7.4	139
	9.8	89.0	8.1	112	78.9	7.8	127
	10.4	97.3	8.5	103	86.0	8.2	116
F= 1.2	11.0	108.9	10.7	92	96.5	10.3	104
	11.6	117.7	11.2	85	104.1	10.8	96
	12.2	126.6	11.7	79	111.8	11.2	89
	12.8	135.7	12.2	74	119.5	11.7	84
	13.4	144.9	12.6	69	127.4	12.1	78
	14.0	154.2	13.1	65	135.4	12.6	74
	14.6	163.6	13.5	61	143.5	13.0	70
	15.2	173.2	14.0	58	151.7	13.5	66
	15.8	182.8	14.5	55	159.9	13.9	63
	16.5	192.6	14.9	52	168.3	14.3	59
	17.1	202.4	15.4	49	176.7	14.8	57
	17.7	212.3	15.8	47	185.2	15.2	54
18.3	222.4	16.2	45	193.8	15.6	52	
F= 1.5	18.9	238.0	19.6	42	207.9	19.0	48
	19.5	248.4	20.2	40	216.8	19.5	46
	20.1	258.8	20.7	39	225.7	20.0	44
	20.7	269.4	21.2	37	234.8	20.5	43
	21.3	280.0	21.7	36	243.9	21.0	41
	21.9	290.7	22.3	34	253.0	21.6	40
	22.6	301.5	22.8	33	262.2	22.1	38
	23.2	312.4	23.3	32	271.5	22.6	37
	23.8	323.3	23.8	31	280.9	23.1	36
	24.4	334.3	24.3	30	290.3	23.6	34

Como se ha visto en las tablas anteriores, los números que se muestran entre paréntesis corresponden a las ecuaciones con las cuales fueron calculados los parámetros respectivos. Tales ecuaciones son las que a continuación se muestran.

Para embarcaciones con motor.

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 3) (F + 8 \ln L_b - 14)^* \quad (3.8a)$$

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 0.9) (F + 2.44 \ln 3.28 L_b - 4.27) \quad (3.8)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = F (L_b + 3) + 3 (8 \ln L_b - 14)^* \quad (3.9a)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = F (L_b + 0.9) + 0.9 (2.44 \ln 3.28 L_b - 4.27) \quad (3.9)$$

$$\text{Amarraderos/Acre} = 43560/(4.6')^* \quad (3.10a)$$

$$\text{Amarraderos/Hectárea} = 10000/(3.8) \quad (3.10)$$

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 3) (0.5F + 8 \ln L_b - 14)^* \quad (3.11a)$$

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 0.9) (0.5F + 2.44 \ln 3.28 L_b - 4.27) \quad (3.11)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = 0.5F (L_b + 3) + 3 (8 \ln L_b - 14)^* \quad (3.12a)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = 0.5F (L_b + 0.9) + 3 (2.44 \ln 3.28 L_b - 4.27) \quad (3.12)$$

$$\text{Amarraderos/Acre} = 43560/(4.9')^* \quad (3.13a)$$

$$\text{Amarraderos/Hectárea} = 10000/(3.11) \quad (3.13)$$

Para embarcaciones de vela.

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 3) (F + 6.5 \ln L_b - 10.5)^* \quad (3.14a)$$

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 0.9) (F + 1.98 \ln 3.28 L_b - 3.2) \quad (3.14)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = F (L_b + 3) + 3 (6.5 \ln L_b - 10.5)^* \quad (3.15a)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = F (L_b + 0.9) + 0.9 (1.98 \ln 3.28 L_b - 3.2) \quad (3.15)$$

$$\text{Amarraderos/Acre} = 43560/(4.12')^* \quad (3.16a)$$

$$\text{Amarraderos/Hectárea} = 10000/(3.14) \quad (3.16)$$

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 3) (0.5F + 6.5 \ln L_b - 10.5)^* \quad (3.17a)$$

$$A_{\text{Total}} = (1.875L_b + 0.9) (0.5F + 1.98 \ln 3.28 L_b - 3.2) \quad (3.17)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = 0.5F (L_b + 3) + 3 (6.5 \ln L_b - 10.5)^* \quad (3.18a)$$

$$A_{\text{De cubierta}} = 0.5F (L_b + 0.9) + 0.9 (1.98 \ln 3.28 L_b - 3.2) \quad (3.18)$$

$$\text{Amarraderos/Acre} = 43560/(4.15')^* \quad (3.19a)$$

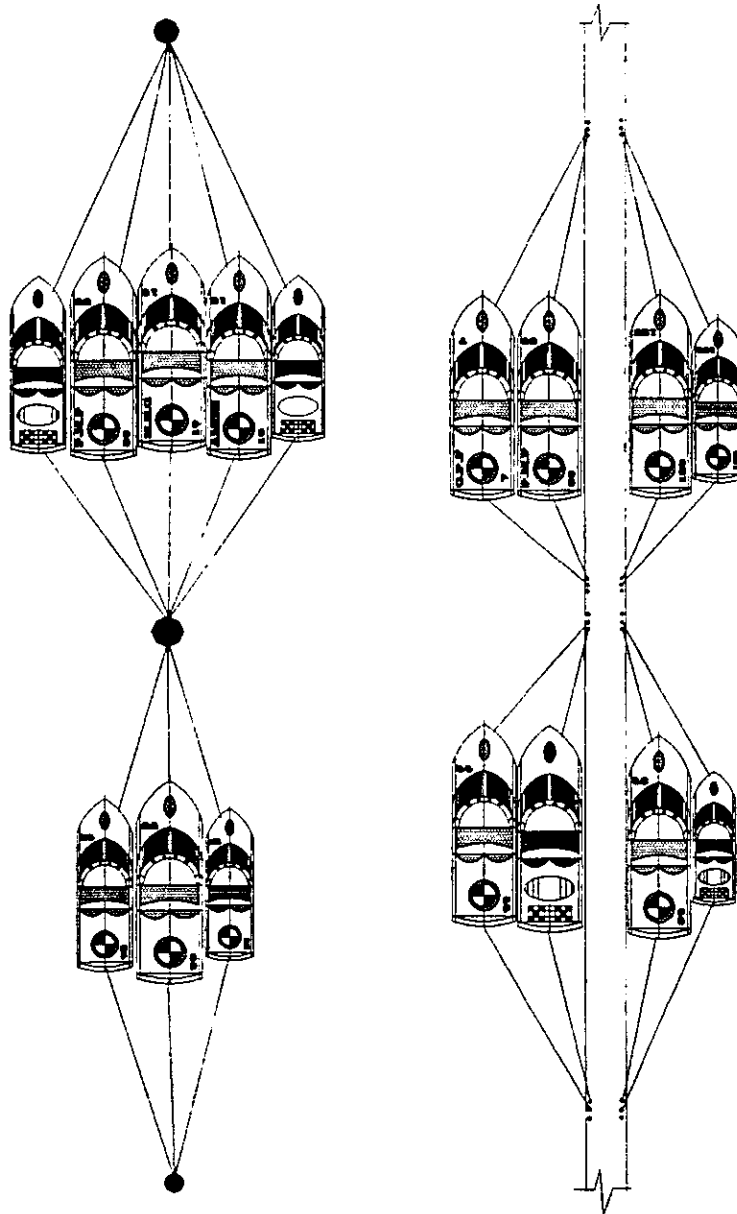
$$\text{Amarraderos/Hectárea} = 10000/(3.17) \quad (3.19)$$

* Estas ecuaciones corresponden al sistema inglés, es decir, sus unidades son en pies. Para las segundas de cada tipo las unidades están en sistema métrico.

3.6.3 Arreglos diversos para los amarraderos.

En las siguientes figuras se muestran sólo algunas formas posibles para atracar las embarcaciones en los muelles, se puede observar que las embarcaciones pueden ser de distintas dimensiones.

Figura 3.29 Arreglos posibles para los muelles de amarre.



En estas figuras se presentan dos formas de posibles arreglos de los amarraderos. Sin embargo, tales disposiciones no son muy empleadas para el diseño, puesto que el acceso a las embarcaciones no es adecuado, además de que carecen de estética.

Otra posibilidad de arreglo es el denominado estrella. Dicho arreglo no es muy común para el diseño de los amarraderos en un puerto deportivo, sin embargo, si es posible tener tal disposición, como se ve en la figura 3.31

Figura 3.30 Amarradero tipo estrella.

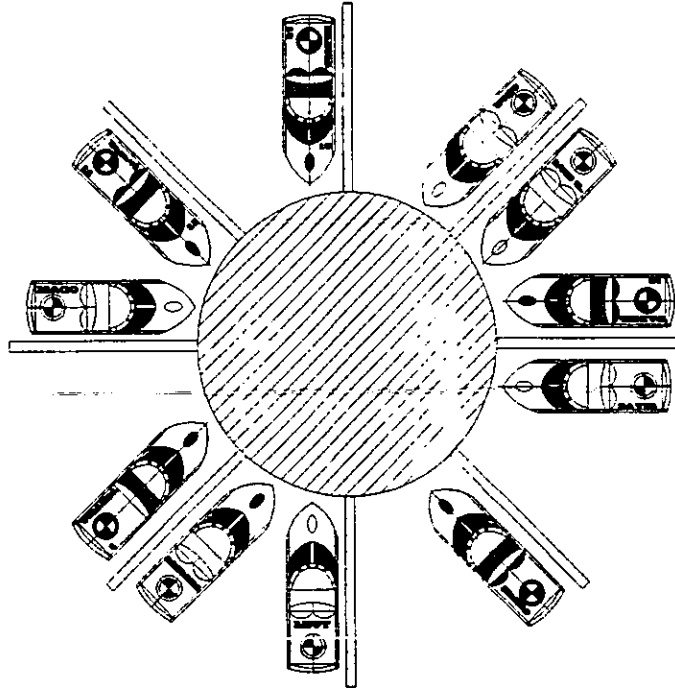
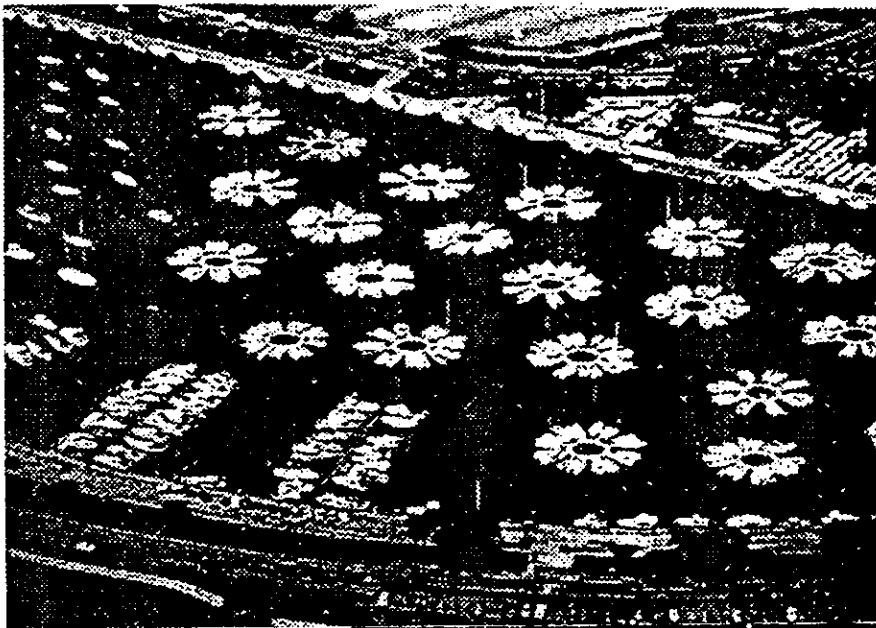


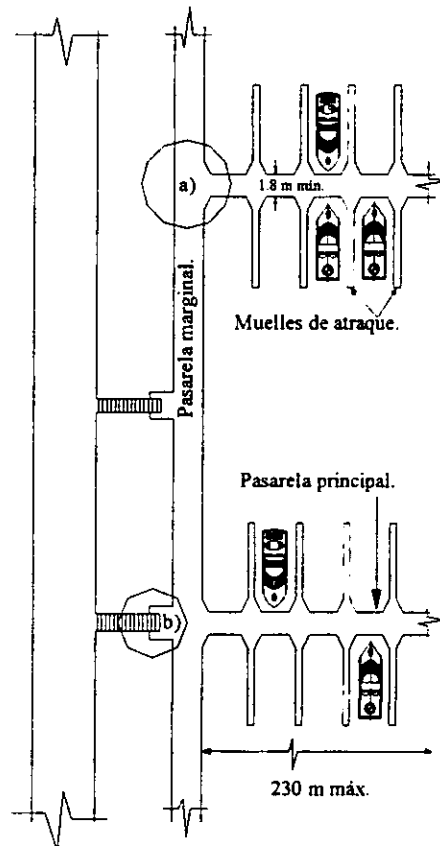
Figura 3.31 Panorámica de un puerto con muelles de amarre tipo estrella (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).



3.7 Estructuras de Flotación.

No obstante que éstas se encuentran en las áreas de agua, su descripción debe hacerse por separado. Dichas estructuras están comprendidas por pasarelas principales, pasarelas marginales y muelles de atraque, principalmente (figura 3.32).

Figura 3.32 Elementos que comprenden una estructura de flotación.



Cabe hacer mención que el sistema de muelles en un puerto puede ser de dos tipos: los fijos y los de tipo flotante, siendo los últimos los más comunes y de mayor uso en la actualidad.

Los muelles de tipo fijo son básicamente destinados para aquellos sitios donde la fluctuación del nivel de la marea sea menor a 0.9 m o para lagos y ríos en donde es muy remota la probabilidad de rebasar dicho parámetro. La construcción de estas estructuras puede ser con materiales tales como madera, acero del tipo A-36, concreto empleando cemento tipo II, Aluminio series 5000 y 6000, roca y plásticos (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Las ventajas que un sistema de éste tipo presenta son las siguientes:

- ▲ Su construcción es relativamente económica.
- ▲ Menor costo de mantenimiento.
- ▲ Mayor durabilidad y estabilidad.

- Soporta grandes cargas.
- Resiste más los impactos de las embarcaciones.
(California Department of Boating and Waterways)

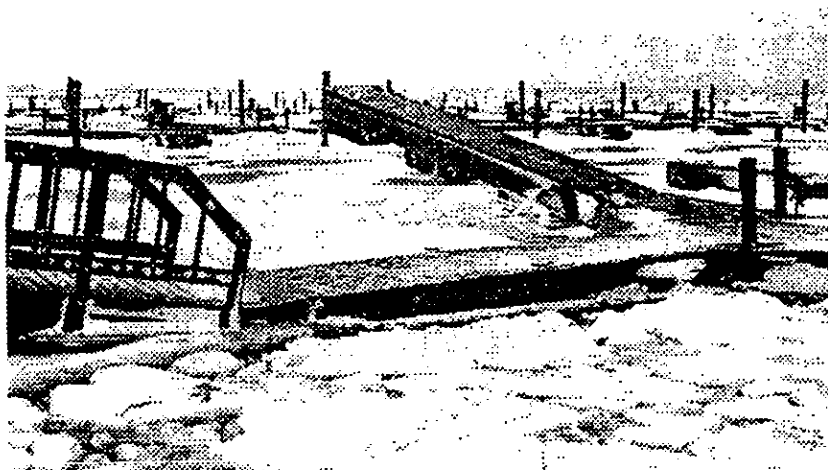
Figura 3.33 Sistema de muelles fijos.



Por otra parte un sistema de muelles de tipo flotante como ya se dijo, es el más empleado hoy en día, siendo también el más adecuado para aquellos sitios en donde se rebasen los 0.9 m antes mencionados.

Este sistema presenta la ventaja de que reduce la probabilidad de daños en las embarcaciones debido a las condiciones de la marea, además de que puede ser factible mover los elementos a fin de evitar los daños provocados por el hielo (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Figura 3.34 Daños causados en los muelles por la acción del hielo.



3.7.1 Pasarela marginal.

Para su diseño el California Department of Boating and Waterways considera dos situaciones:

- a) Cuando ésta da servicio a pasarelas principales que no tienen rampas individuales, se recomienda que la anchura mínima sea de 2.4 m (figura 3.32)
- b) Cuando da servicio a pasarelas principales que si cuentan con rampas individuales, se sugiere una anchura mínima de 1.8 m (figura 3.32)

Se tiene además que las mismas recomendaciones son propuestas en el Manual de Dimensionamiento Portuario, argumentando que si la pasarela marginal da servicio a pasarelas principales que tengan una rampa de acceso por cada dos peines, la anchura mínima sea de 2.4 m, y para el caso en que la pasarela marginal de servicio a pasarelas principales que cuentan con una rampa de acceso por cada peine, la anchura mínima sea de 1.8 m

3.7.2 Pasarela principal.

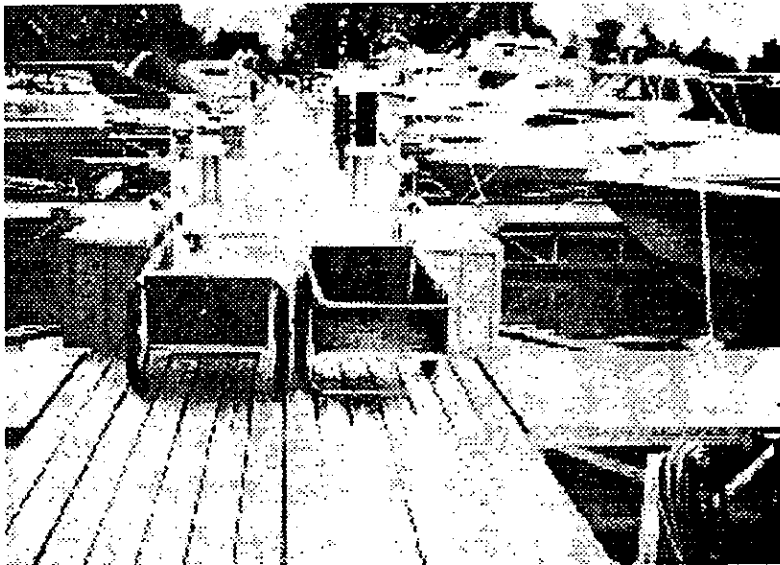
Se entienden como las estructuras que permiten el acceso a los muelles de atraque. Para su diseño, el California Department of Boating and Waterways recomienda que su anchura mínima sea de 1.8 m y que tenga además una longitud máxima de 230.0 m (figura 3.32).

Por otra parte en el Manual de Dimensionamiento Portuario, se sugiere que dicha pasarela sea también de 1.8 m de anchura, pero señala que su longitud máxima sea de 150.0 m

Se tienen además de estas recomendaciones, las propuestas que sugieren que la anchura mínima de la pasarela sea de 1.5 m, dimensión que se considera suficiente para el paso de dos carros como los mostrados en la figura 3.35 o dos sillas de ruedas.

Sin embargo, si la pasarela no es estabilizada o equilibrada con muelles de atraque en ambos lados, la anchura recomendada anteriormente de 1.5 m puede resultar insuficiente, en cuyo caso se recomienda que ésta sea de 1.8 m, 2.1 m o 2.4 m a fin de dar mayor estabilidad a la misma (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994)

Figura 3.35 Anchura mínima para la pasarela principal.



3.7.3 Muelles para el atraque.

A dichas estructuras se les conoce también con el nombre de fingers, y son precisamente éstas las que permiten el atraque de la embarcación.

Las recomendaciones para su diseño propuestas por el California Department of Boating and Waterways se muestran a continuación:

Tabla 3.13 Parámetros de diseño para los muelles de atraque.

Longitud del muelle (Lb) (m)	Anchura mínima (m)
$Lb \leq 6.0$	0.8
$6.4 \leq Lb \leq 10.7$	0.9
$11.0 \leq Lb \leq 18.0$	1.2
$Lb > 18.0$	1.5

Por lo que respecta a los accesorios que permitirán sujetar a las embarcaciones, se sugiere se coloquen como mínimo dos en muelles de hasta 11.0 m de longitud, y un mínimo de tres para aquellos que rebasen los 11.0 m. Para el caso de amarraderos dobles se deben colocar dos de éstos sobre la pasarela principal.

Figura 3.36 Ubicación típica de los accesorios de amarre.

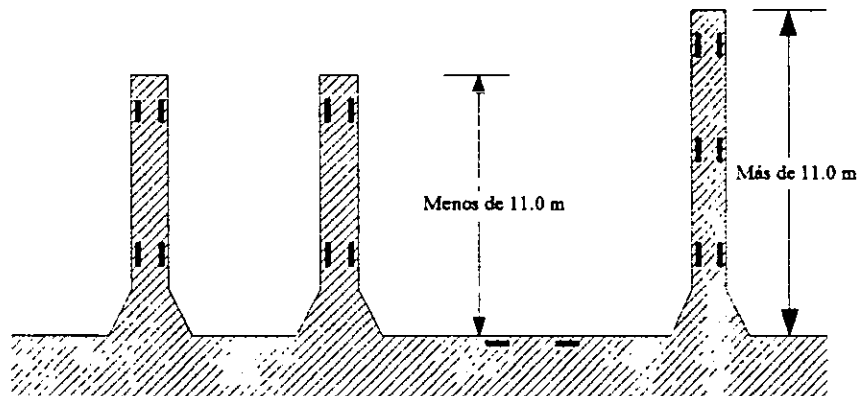
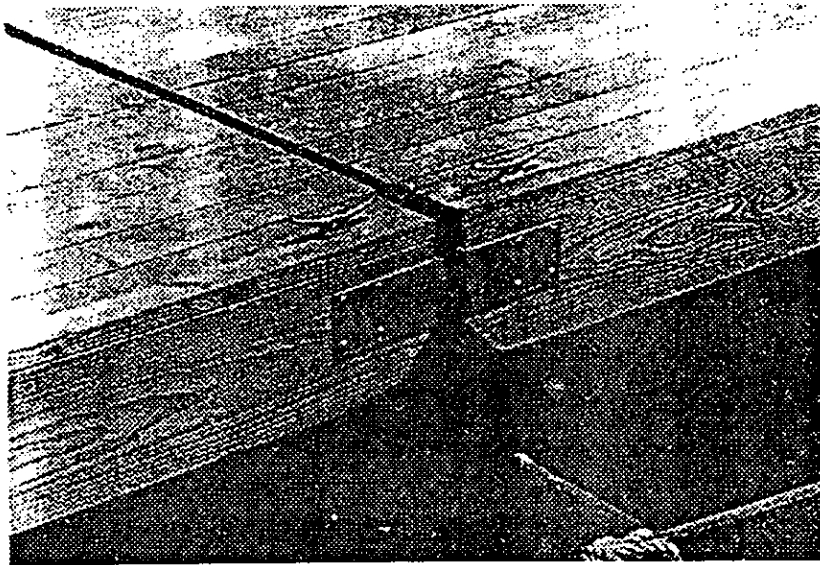


Figura 4.37 Accesorios de amarre (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).



Asimismo, recomendaciones similares son las que sugieren que la anchura del muelle sea el 10% de la longitud del mismo, pero no menor de 0.9 m. Sin embargo, pueden considerarse para el diseño los parámetros siguientes (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

- ▲ Si la longitud del muelle es de hasta 11.9 m, la anchura de éste debe ser de 0.9 m
- ▲ Para longitudes del muelle entre 12.2 y 14.9 m, su anchura se sugiere sea de 1.2 m
- ▲ Para longitudes del muelle entre 15.2 y 18.0 m, una anchura de 1.5 m y
- ▲ Si su longitud es superior a los 18.0 m, la anchura propuesta es de 1.8 m

Más aun las propuestas recomendadas en el Manual de Dimensionamiento Portuario son las siguientes:

1. – Longitud del muelle (en metros) en función de la eslora de la embarcación (E).

- ▲ Mínima $0.75 E$
- ▲ Recomendable $1.00 E$
- ▲ Ideal $1.00 E + 0.6 m$

2. – Anchura del muelle en función de su longitud (Lb).

- ▲ Si la longitud del muelle es menor a 6.0 m, se recomienda una anchura mínima de 0.75 m
- ▲ Si la longitud está entre 6.0 y 10.5 m, se propone una anchura mínima de 0.9 m y
- ▲ Si la longitud es mayor a los 10.5 m, su anchura debe ser de 1.2 m

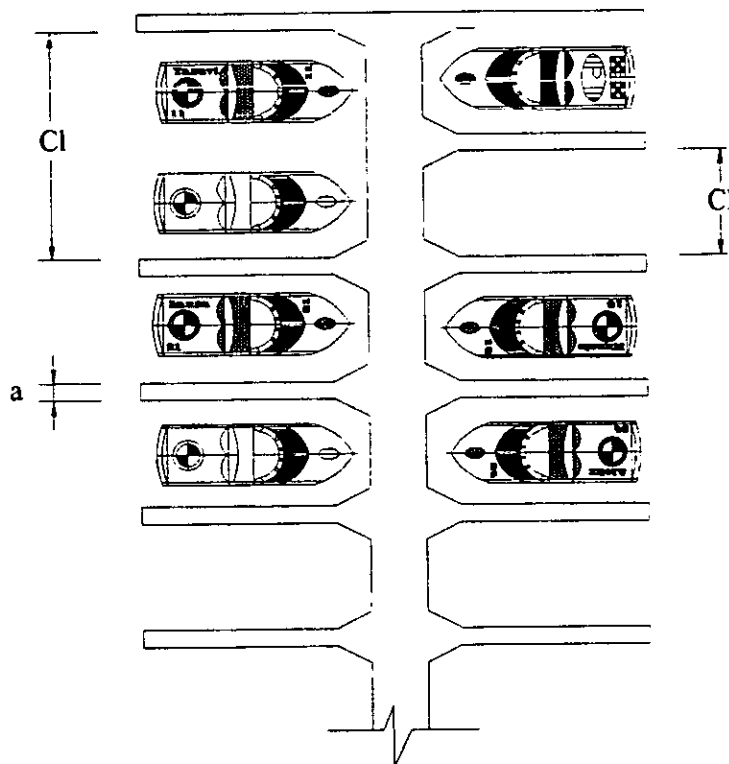
3. - Claro entre muelles (CI) en función de su longitud.

Longitud del muelle (m)	Claro entre muelles (m)
6.0	3.7
7.6	4.0
9.1	4.5
10.7	4.9
12.2	5.3
13.7	5.7
15.2	6.0
16.8	6.4
18.3	6.9
19.8	7.2

Para el mismo parámetro puede también emplearse la siguiente ecuación:

$$CI = 0.35 E + 1.4 \text{ (m)} \tag{3.19}$$

Figura 3.38 Parámetros de diseño de los muelles de atraque.



De presentarse la condición en que los muelles presten servicio a dos embarcaciones simultáneamente, la longitud y la anchura será la misma que para los individuales, sin embargo los valores del claro entre muelles deben ser los mostrados a continuación:

Longitud del muelle (m)	Claro entre muelles (m)
6.0	7.6
7.6	9.1
9.1	9.8
10.7	12.2
12.2	13.7

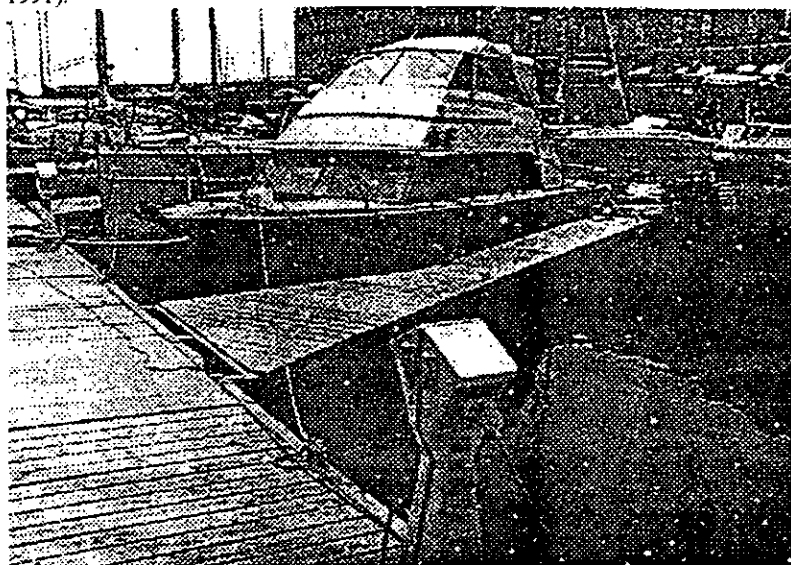
Si la longitud del muelle es superior a los 12.0 m, se recomienda que se utilice un muelle por cada embarcación, considerando las dimensiones de la tabla correspondiente.

A su vez el California Department of Boating and Waterways propone para el diseño de los claros entre muelles lo siguiente:

- Para amarraderos sencillos el claro de éste debe ser la suma de la manga de la embarcación + 0.45 m a cada lado de ésta + la anchura del muelle.
- Para amarraderos dobles el claro debe ser de 2 veces el promedio de las mangas de las embarcaciones que usen ese espacio + 0.3 m a cada lado de los muelles + 0.9 m entre ambos botes + la anchura del muelle.

Los muelles de atraque pueden ser orientados con un ángulo de inclinación respecto a la pasarela principal o ser perpendiculares a ésta. La primera opción se usa generalmente cuando se tienen restricciones en el espacio disponible o por el alineamiento en la dirección del viento y corrientes.

Figura 3.39 Aspecto de un muelle inclinado (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).



3.8 Rampa de acceso.

Sin ser una estructura de flotación, si se encuentra ligada a éstas, pudiendo definirse como la estructura que permite la conexión entre una estructura fija como lo puede ser el malecón y las estructuras de flotación. Para su diseño se recomiendan los siguientes parámetros:

El California Department of Boating and Waterways propone que en aguas costeras, ésta tenga una pendiente máxima de 3:1 al nivel cero del agua o por encima de éste, y una pendiente máxima de 2:1 debajo del nivel ya citado.

Por otra parte si se trata de aguas interiores, la pendiente máxima recomendada es de 3:1, y se sugiere permanezca en no menos del 90 % del tiempo, y una pendiente máxima de 2:1 durante un periodo no mayor del 10 %.

Figura 3.40 Rampa de acceso (Marine Structures Engineering Specialized Applications, Gregory P. Tsinker 1995).



3.9 Sistema de anclaje para las estructuras flotantes.

Dicho sistema consiste básicamente de pilotes que deben ser ubicados en sitios estratégicos a fin de evitar que las estructuras de flotación sufran desplazamientos laterales producto de fuerzas provocadas por viento, oleaje y corrientes entre otras.

Las recomendaciones que al respecto hace el California Department of Boating and Waterways son de que se coloque un pilote en los extremos de los muelles de atraque.

Además recomienda que para el caso de los amarraderos dobles que excedan los 11.0 m de longitud, se coloque un pilote al centro de éste.

Figura 3.41 Esquema de un pilote de anclaje.

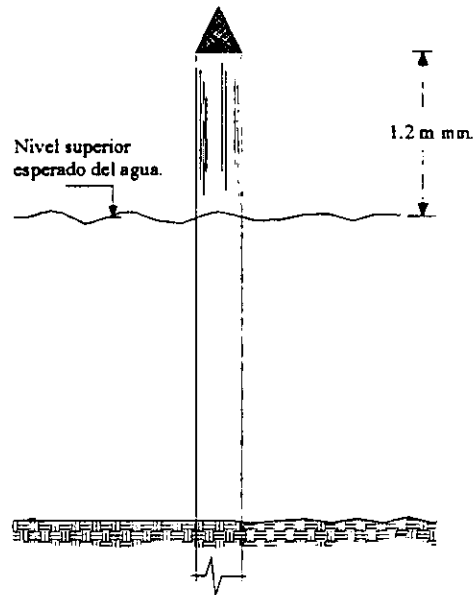


Figura 3.42 Muelle anclado con sistema de pilotes (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).



Por otra parte en el Manual de Dimensionamiento Portuario se tienen las siguientes propuestas para el diseño de dichos elementos de anclaje:

- ▲ Se recomienda ubicar un pilote en las cabeceras de los muelles adyacentes al canal.
- ▲ La separación máxima entre pilotes debe ser de 16.0 m
- ▲ En los muelles de atraque mayores a 9.0 m se recomienda colocar un pilote en su extremo.

- El pilote debe sobresalir como mínimo 2.4 m arriba de la plataforma.

Otro sistema de anclaje propuesta en esta última referencia, es el de cadenas ancladas a bloques de concreto, para el cual se recomienda reúna las características siguientes:

- Se utilizan cadenas de acero aleado y eslabón de unión con bloque de concreto que restrinjan el movimiento lateral del peine.
- La longitud de la cadena es función del rango de la marea del sitio y de las condiciones batimétricas.
- La profundidad máxima para este tipo de anclaje es de 6.1 m

ÁREAS DE TIERRA.

Es indudable que para un complejo turístico, como lo es un puerto deportivo, la infraestructura de las áreas de tierra es de gran importancia para el buen funcionamiento del mismo, logrando así ser de gran atractivo para los visitantes.

En este capítulo se describen solo algunas de las instalaciones que se incluyen dentro de las áreas de tierra, dejando otras tantas para ser incluidas en el siguiente capítulo, describiendo a éstas como servicios en el puerto.

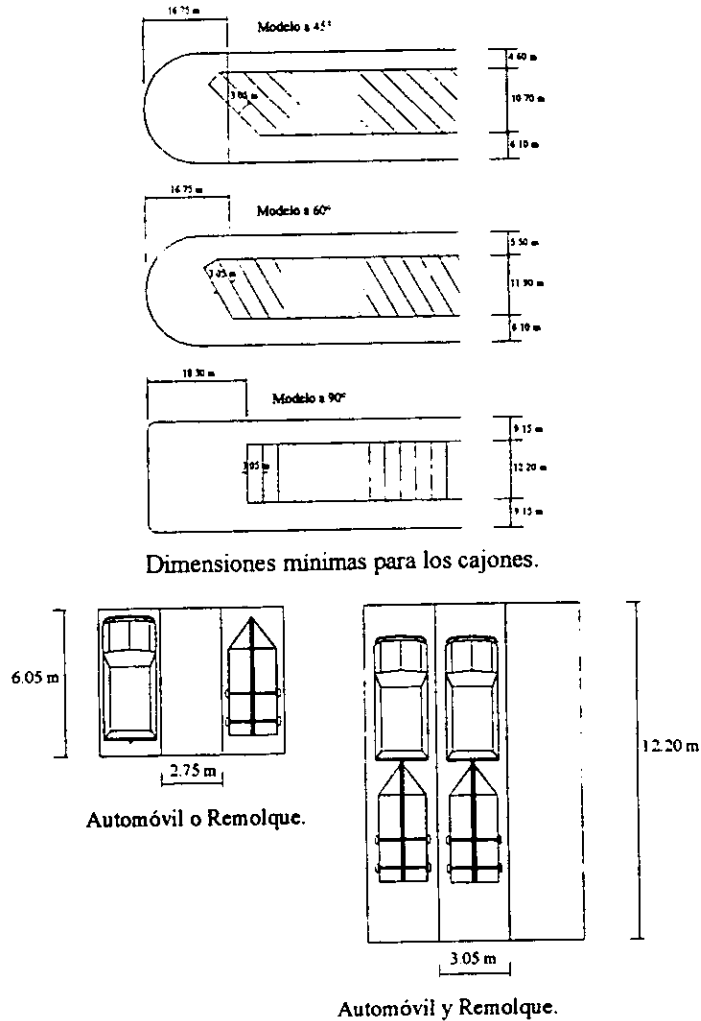
Las instalaciones que se describen en el capítulo presente, están comprendidas por las áreas de estacionamiento, edificio administrativo, área para el almacenamiento en seco y area para talleres de reparación y mantenimiento.

3.10 Área para el estacionamiento de vehículos y remolques.

Para su diseño, en el Manual de Dimensionamiento Portuario se recomiendan los siguientes lineamientos para su ejecución:

- 0.75 de cajón de estacionamiento por cada espacio de atraque de embarcación recreativa o bote fuera de agua.
- 2 cajones por cada espacio de atraque para embarcación recreativa comercial (pesca deportiva, paseos, etc.).
- 35 cajones para vehículo y remolque por cada rampa de botado.
- De 3 a 4 cajones por cada 100.0 m² de área construida en zona comercial, excepto para restaurantes y/o cafeterías.
- 1.75 cajones por recamara, tratándose de un motel u hotel.
- De 1 a 1.5 cajones por recamara de condominio o departamento.

Figuras 3.43 Dimensionamiento de los espacios para estacionamiento.



3.11 Edificio administrativo.

Normalmente se pretende que dicho edificio se localice cerca de los accesos a las zonas de agua, tal edificación debe contar de ser posible con servicio médico, tienda de avituallamiento de combustibles y accesorios, restaurante, servicio de orientación legal y turística y estacionamiento entre otros (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T).

En la figura 3.44 se presenta una configuración para el edificio administrativo. Tal configuración no es la única, sin embargo, puede tomarse como ejemplo de lo que debe incluirse en momento dado en dicha estructura.

Figura 3.44 Planta tipo del edificio administrativo.

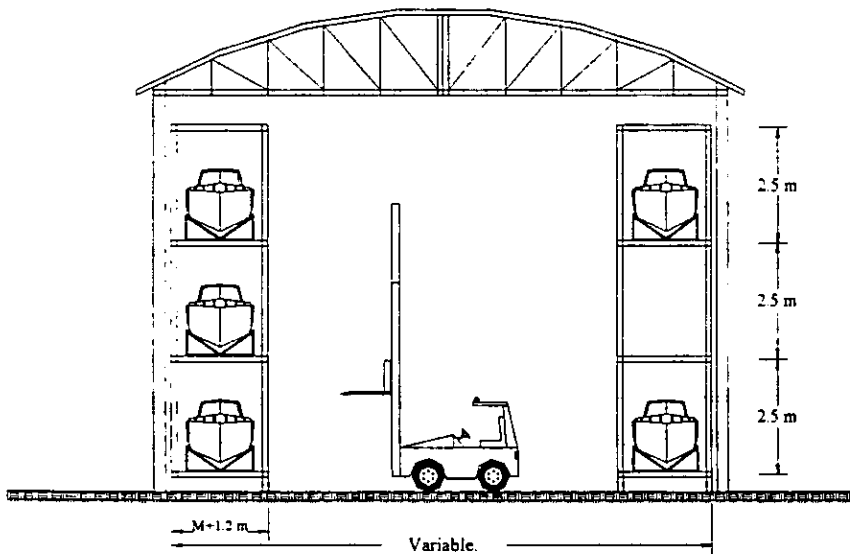


3.12 Almacenamiento en seco.

Para el diseño de éste se recomienda que se ubique cerca de la rampa de botado y que además se propone que su área sea del orden de 2.5 % el área de agua.

El cálculo de la superficie necesaria se puede realizar con base a las características de la flota que se espere usen el puerto y en función al sistema de almacenamiento (en una planta o en estanterías). Una propuesta para el cálculo de dicha superficie individual es que se tome un área rectangular cuyo largo mida una vez la eslora más 1.2 m, y de ancho mida una vez la manga más 1.2 m (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T).

Figura 3.45 Almacenamiento de embarcaciones en estanterías.



Se tiene además que para regiones donde el porcentaje de embarcaciones remolcadas sea significativo, se puede considerar la posibilidad de establecer marinas secas independientes en zonas aledañas, que dispongan de sus propios medios de varada.

Figura 3.46 Bodega de almacenamiento en seco (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).

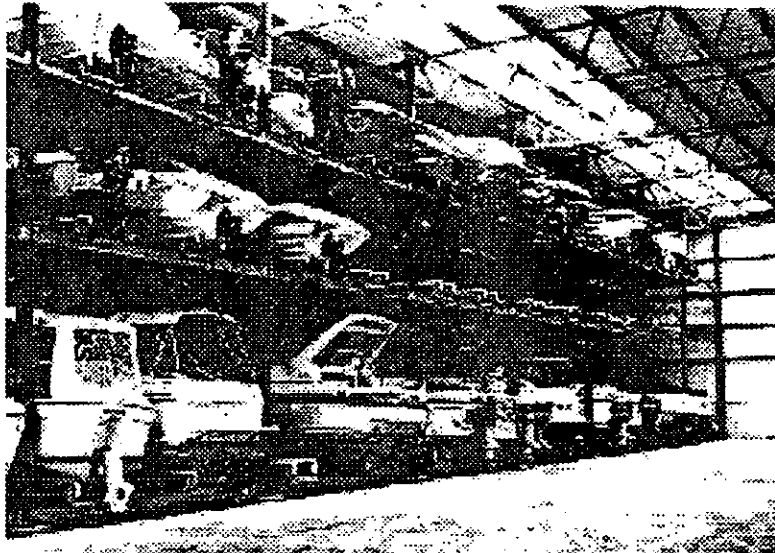
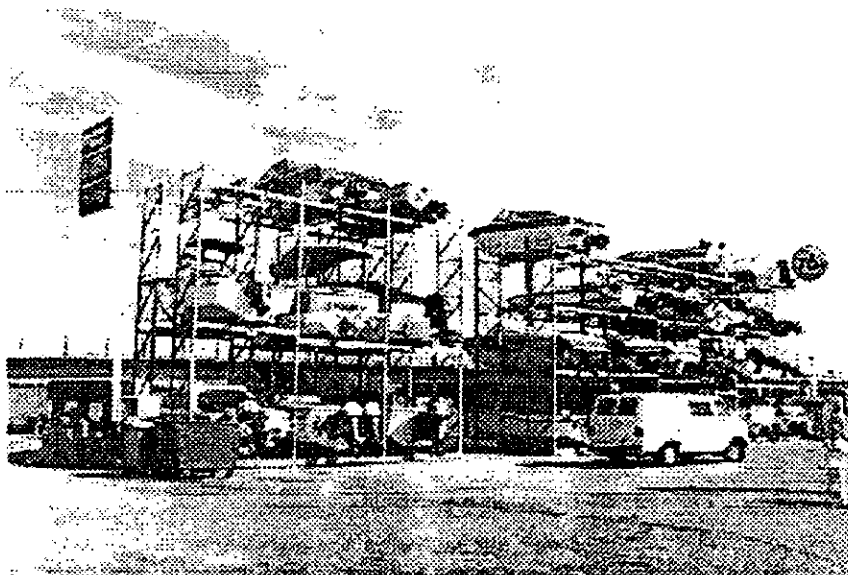


Figura 3.47 Almacenamiento en estanterías a cielo abierto (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).



3.13 Talleres de reparación y mantenimiento.

Para su diseño se debe considerar que su ubicación quede lo más alejada posible de las áreas turísticas y social del puerto. Se sugiere que el pavimento se diseñe de tal manera que pueda resistir la circulación de las grúas de pórtico, contemplándose además áreas de talleres para diversas especialidades que estarán a cielo abierto o bajo cubierta.

Los lineamientos de diseño propuestos por el reglamento español son los siguientes:

- ▲ Los medios de varada estarán comprendidos como mínimo por una grúa de 6 t. y de un pórtico automotor por cada 300 amarraderos.
- ▲ Se dispondrá de una superficie no menor de 2.0 m²/amarradero para explanada de reparación.

Puede contemplarse además el establecimiento de una instalación independiente especializada en reparaciones, la cual puede dar servicio a una zona en la que se pueden encontrar varios puertos.

Para el diseño de un puerto seco se pueden incluir las siguientes instalaciones:

- ▲ Una zona de almacenamiento de embarcaciones, la cual puede albergar embarcaciones sobre remolque o bien estanterías para embarcaciones únicamente.
- ▲ Estacionamientos para vehículos y remolques.
- ▲ Rampa de botado para servicio del puerto.
- ▲ Muelles para reparación a flote especiales para embarcaciones mayores o especiales como catamaranes y trimaranes.
- ▲ Travel-lift para servicio del área de reparación.
- ▲ Área de reparación cubierta o a cielo abierto para la reparación de cascos, pintura, motores, etc.
- ▲ Talleres de reparación para diversas especialidades como servicio eléctrico, mecánico, electrónicos, carpintería, etc.
- ▲ Servicios adicionales como lavado de embarcaciones, caseta de control y restaurante.

Todas estas instalaciones pueden ser independientes de cualquier desarrollo náutico o complemento del mismo, ya que se pueden diversificar.

3.14 Conclusiones.

En este capítulo se han mostrado algunos criterios para el diseño de la parte geométrica del puerto, que sin duda es la parte más atractiva del mismo.

La importancia de los parámetros aquí mostrados, radica en la libertad para seleccionar aquel o aquellos que se adapten mejor en un momento dado a las exigencias que un proyecto de este tipo requiera para su ejecución.

Cabe aclarar que dichos parámetros son tomados de las recomendaciones hechas en otros países. Sin embargo, es factible poder aplicarlos en nuestro país realizando para ello las adaptaciones necesarias, tales como son la eslora de la embarcación o la altura de ola de diseño, entre otros factores.

Capítulo 4

Servicios en el Puerto.

La infraestructura y los servicios son la parte medular de un puerto deportivo. Lo que significa que en función de la cantidad y calidad de dichos servicios, el puerto se convierte o no en un sitio de interés para todas aquellas personas que gustan de los deportes náuticos.

Por citar solo algunos servicios, la distribución de agua potable y electricidad tanto en las zonas de muelles como en las áreas terrestres, son de gran importancia para el adecuado funcionamiento de todos los accesorios y aparatos que requieren de éstos.

De igual manera se puede resaltar la importancia de contar con los servicios de alcantarillado y de bombeo de las aguas residuales generadas por las embarcaciones, a fin de evitar que éstas sean descargadas en el cuerpo de agua, provocando con esto problemas de impacto ambiental en dicho medio. Éstos y otros servicios se describen en forma breve a continuación.

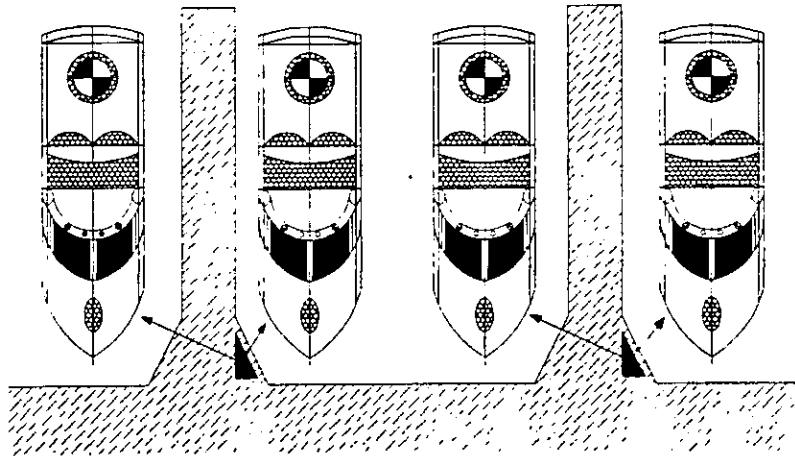
ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

SERVICIOS EN EL PUERTO.**4.1 Servicios en muelles.****4.1.1 Servicio de agua potable.**

Para este servicio el California Department of Boating and Waterways, recomienda que todas las líneas de agua sean instaladas en la parte inferior de las pasarelas, y sugiere un diámetro de salida de $\frac{3}{4}$ " por cada dos amarraderos (figura 4.1) y con una presión no menor de 2.8 kgf/cm^2

Análogamente, en el Manual de Dimensionamiento Portuario se recomienda que exista una toma por cada amarradero, con llave de manguera de $\frac{3}{4}$ " con rosca estándar, y que la instalación se ubique sobre la pasarela principal.

Figura 4.1 Suministro de agua potable en los muelles de atraque.



Se recomienda también que el suministro de agua potable sea de 95 litros por amarradero por día, para embarcaciones recreativas, y de 246 litros por amarradero por día para embarcaciones de alquiler comercial (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

4.1.2 Servicio de energía eléctrica.

Dicho servicio se suministrará conforme al artículo E555 título 24 del Building Standards del Estado de California, o en su defecto de los códigos locales vigentes para algún sitio en particular. La propuesta es que todos los amarraderos cuenten como mínimo con un contacto de salida de 120 volts o 30 amperes.

Por otra parte los sistemas de alumbrado ubicados sobre las pasarelas, deben tener un circuito independiente al del suministro de energía para los amarraderos. Para dichos sistemas de alumbrado, su diseño debe hacerse con el propósito de minimizar el reflejo en los canales de navegación y atraque (California Department of Boating and Waterways).

Las recomendaciones propuestas en el Manual de Dimensionamiento Portuario, son de que exista una salida de 25 amperes o 120/240 volts por cada amarradero.

Por otra parte, se tienen que además del suministro de los voltajes ya antes citados (120/240 volts), es posible tener un suministro de energía de 208, 220, 230 o 240 volts, pudiendo tenerse incluso sistemas de energía trifásicos, y de ser necesario, el puerto puede contar con sus propios transformadores, a fin de regular el voltaje. Además, en función del tipo de embarcación, se recomienda tener un suministro de energía diferente (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

Figura 4.2 Esquema de la línea de agua potable (Report on Small Craft Harbors, ASCE 1969).

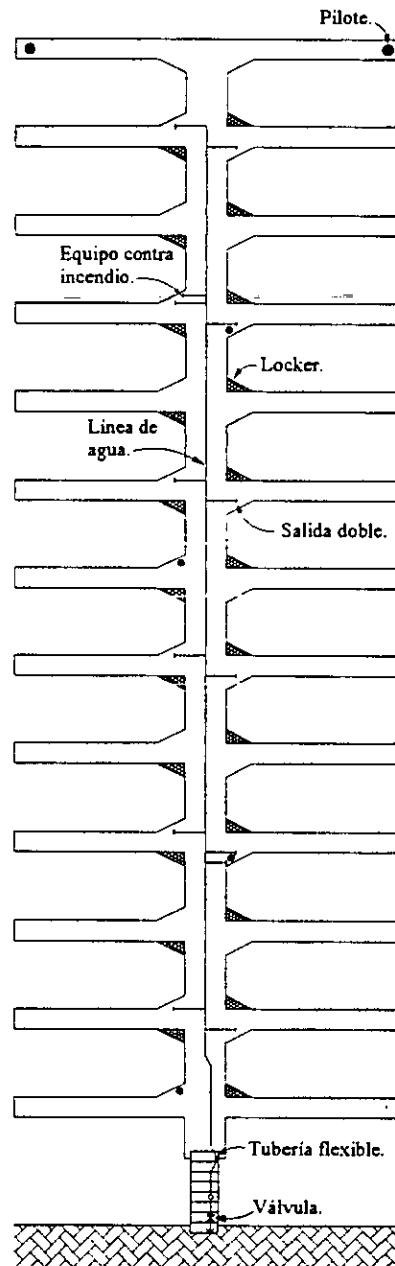
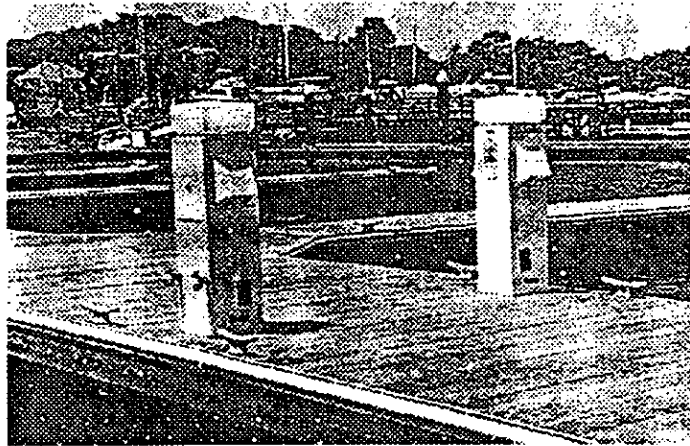


Figura 4.3 Pedestal de suministro de agua potable (Marinas and Small Craft Harbors, B.O.Tobiasson 1991).



Cabe señalar que las recomendaciones antes citadas pueden variar en función a los reglamentos que imperen en cada sitio en particular.

Tabla 4.1 Requerimientos de energía eléctrica para diferentes tipos de embarcaciones (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

Tipo de bote	Longitud (m)	Requerimientos de energía en el pedestal (tomacorrientes)
De vela y de motor	9.1	(1) 30 amp, 125 v.
De vela y de motor	9.1 a 12.2	(2) 30 amp, 125 v.
De vela	12.2 a 15.3	(2) 30 amp, 125 v.
De motor	12.2 a 15.3	(2) 30 amp, 125 v. o (1) 50 amp, 125/240 v.
Ambos Tipos	15.3 a 24.4	(2) 50 amp, 125/240 v.
Ambos Tipos	24.4 a 27.4	(1) 100 amp, 120/240 v. de una fase.
.....	25.9 a 30.0	(2) 100 amp, 120/240 v. de una fase.
.....	60.0	(1) 100 amp, 480 v. trifásico.

Figura 4.4 Transformador de energía eléctrica (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

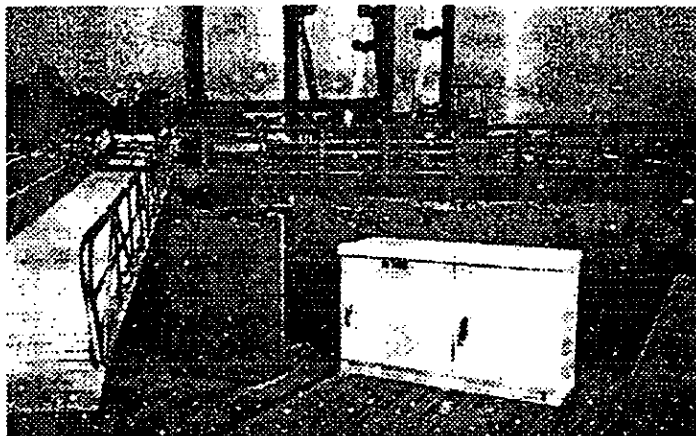


Figura 4.5 Esquema de la línea de distribución de energía eléctrica (Report on Small Craft Harbors, ASCE 1969).

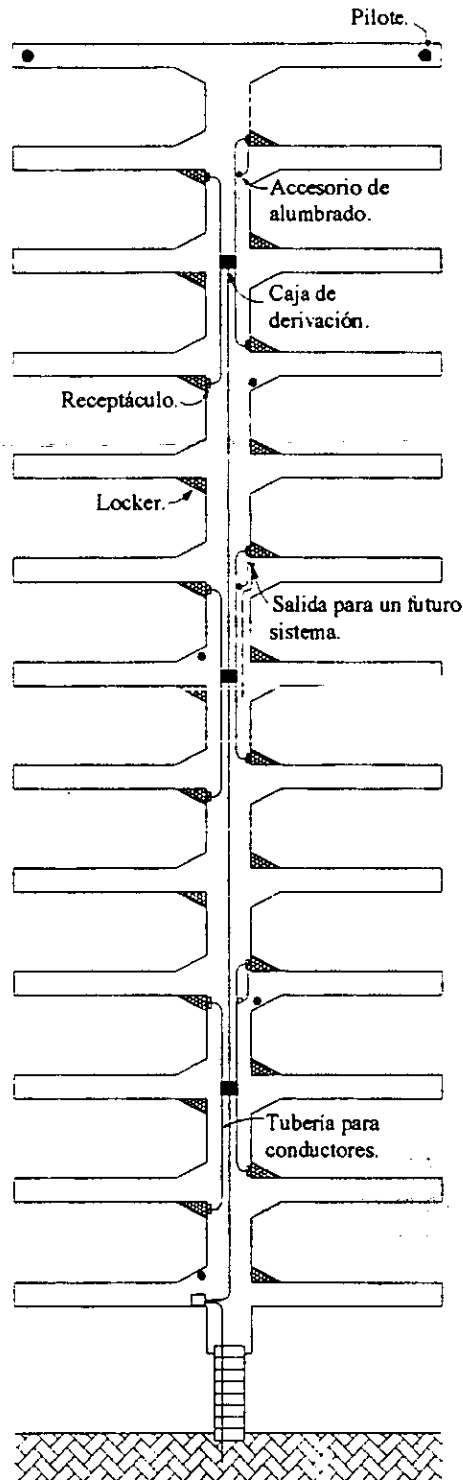
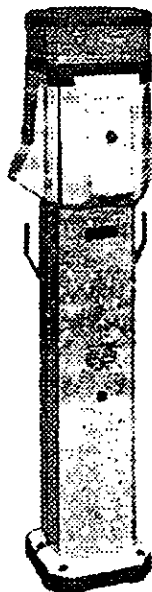


Figura 4.6 Pedestal para el suministro de energía eléctrica (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).



4.1.3 Servicio de protección contra incendio.

Los equipos de protección contra incendio se deben colocar sobre las pasarelas, en cantidad tal que el espaciamiento entre éstos sea de 45.0 m y con una longitud de 23.0 m para la manguera equipada con boquilla y válvula operada manualmente. Se recomienda que la descarga de agua de estos equipos no sea menor de 2.6 l/s a una presión de 2.8 kgf/cm² (California Department of Boating and Waterways).

Por otra parte se tiene la recomendación de que se cuente con gabinetes de emergencia en los muelles, conteniendo un extinguidor de polvo seco por cada 20 embarcaciones, o bien 2 equipos hidrantes por peine, en cuyo caso las torres contra incendio deberán garantizar un gasto mínimo de 20 l/min (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T).

4.1.4 Servicio de combustible.

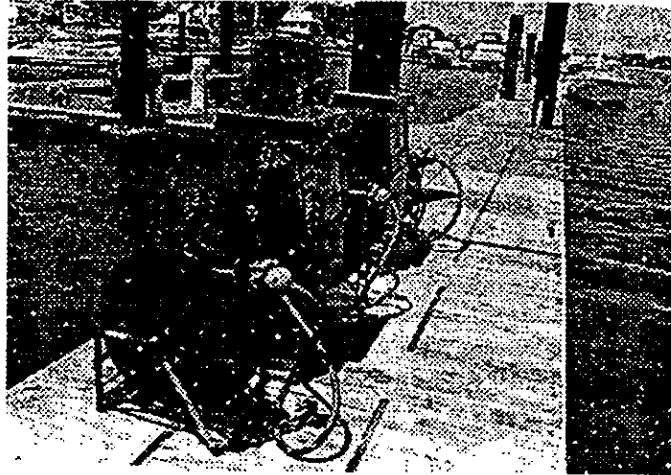
Este servicio se debe suministrar a las embarcaciones, a través de instalaciones que estén diseñadas para evitar derrames. Su almacenamiento se recomienda que sea en tanques subterráneos localizados por encima del nivel superior del agua en el puerto (California Department of Boating and Waterways).

Las indicaciones que al respecto se proponen en el Manual de Dimensionamiento Portuario, son de que se cuente con un muelle exclusivo para el suministro de combustible, y que de preferencia éste se ubique cerca de la bocana procurando no obstruir el paso de las embarcaciones. Los tanques de almacenamiento se deben ubicar en tierra firme, subterráneos y como mínimo 0.3 m por encima del mayor nivel de agua.

Para el cálculo de la capacidad de los tanques, se estima que el consumo de las embarcaciones oscila entre 20 y 945 litros considerando una media de 340 litros, y dado que la mayoría de las embarcaciones de motor usan gasolina, se recomienda que el almacenamiento sea de un 70 % de gasolina y 30 % de diesel.

Cabe señalar que muchos de los parámetros mencionados anteriormente, es posible que hoy en día varíen significativamente, por lo que los mismos deben considerarse con reserva.

Figura 4.7 Instalación para el servicio de combustible (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).



4.1.5 Servicio de bombeo de aguas residuales y recolección de desechos sólidos.

Para la recolección de los desechos sólidos, se debe prever la colocación de recipientes sobre los muelles. Además, se debe proporcionar el servicio de bombeo de aguas residuales a las embarcaciones, acondicionando las instalaciones de bombeo en el mismo muelle dispuesto para el suministro de combustible o en su defecto tener un muelle exclusivo para la prestación de este servicio (Manual de Dimensionamiento Portuario, S.C.T).

El California Department of Boating and Waterways sugiere que como mínimo se tenga un equipo de bombeo a la orilla del puerto. Complementando dichas instalaciones, se debe contar con el equipo adecuado para la recepción y transferencia de las aguas residuales, así como una línea de agua limpia a presión para el lavado de los tanques de las embarcaciones, considerando en todo momento las disposiciones legales que las autoridades correspondientes tengan con relación a las características y manejo de las aguas residuales.

Por otra parte, se sugiere que se tenga una instalación de bombeo por cada 100 amarraderos de embarcaciones de uso recreativo. Dicho equipo de bombeo puede ser de $\frac{1}{2}$ o $\frac{3}{4}$ de HP, y la manguera de descarga de 2" a 3" de diámetro (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

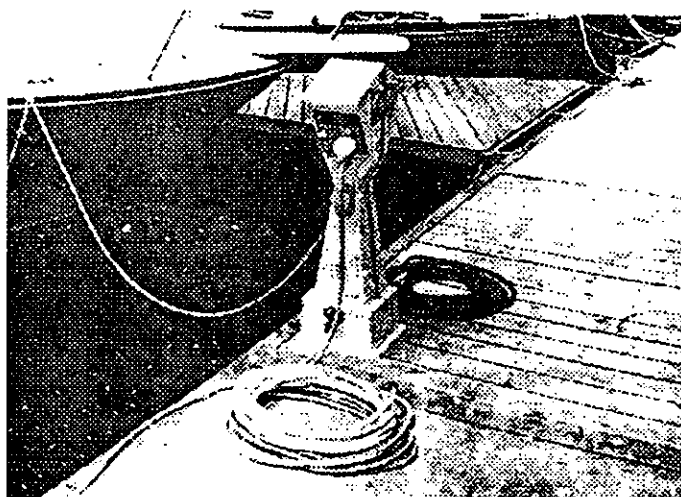
Figura 4.8 Equipo para el bombeo de aguas residuales de las embarcaciones. (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).



4.1.6 Servicio telefónico.

Es recomendable contar con dicho servicio que normalmente se instala en pedestales ubicados sobre la pasarela principal, mismos que se utilizan normalmente para los servicios de electricidad, agua potable, y servicio de televisión por cable, procurando que dichos gabinetes no obstruyan el paso a los usuarios. Sin embargo la rápida expansión del uso del teléfono celular, ha disminuido la necesidad de instalar el servicio en los sitios ya antes indicados. No obstante, si no se indica lo contrario, es deseable realizar esta instalación (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).

Figura 4.9 Pedestal para los servicios de agua potable, electricidad, teléfono y televisión por cable (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991).



4.1.7 Servicio de televisión por cable.

Sin ser éste un servicio indispensable, es posible disponer del mismo, en cuyo caso la instalación debe estar a cargo de la compañía que brinde dicho servicio en la zona donde se encuentre ubicado el puerto.

Como ya se menciona anteriormente, en su diseño se puede contemplar la posibilidad de ubicar el contacto de salida en el mismo pedestal donde se encuentran otros servicios (Marinas and Small Craft Harbors, B.O. Tobiasson 1991)

4.2 Servicios en áreas terrestres.

4.2.1 Servicio a las embarcaciones.

4.2.1.1 Rampas de botado.

Para poder realizar el botado de las embarcaciones, es necesario contar con estas estructuras que normalmente son superficies inclinadas ubicadas en el límite entre las zonas terrestres y cuerpo de agua.

Dicha superficie puede ser de concreto hidráulico, concreto asfáltico o simplemente estar compuesta de material de la playa. Un aspecto por demás importante para su diseño es la pendiente que debe tener la misma, siendo recomendable que ésta esté entre el 12 y 15%, y que como máxima sea del 20%.

Otro aspecto a considerar, es la extensión de la rampa bajo la superficie del agua, es decir, cual debe ser su longitud. A menudo, las rampas que son empleadas por automóviles con remolque requieren de un mínimo de 1.2 m de profundidad del agua, referida esta al nivel más bajo del agua. Por otra parte, por lo que respecta a las rampas que son usadas por trailers hidráulicos, requieren como mínimo de una profundidad de 2.6 m referidos también al nivel antes mencionado.

Finalmente, la anchura de la rampa para automóvil con remolque se recomienda que sea de 3.6 m, aumentando a 4.8 m, si la rampa es destinada para trailers hidráulicos (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994)

Figura 4.10 Rampa de botado con superficie de asfalto (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).



Figura 4.11 Rampa de botado para trailer hidráulico (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

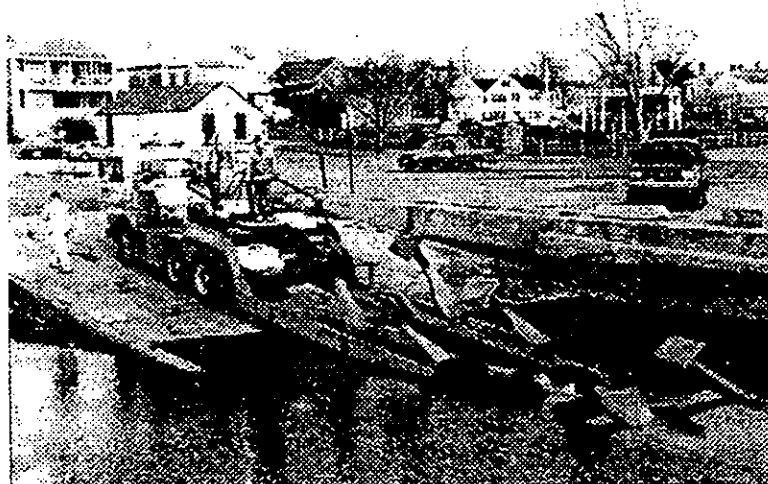
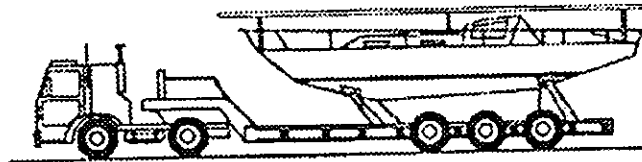
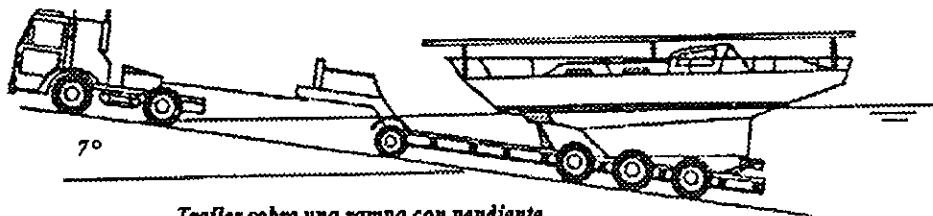


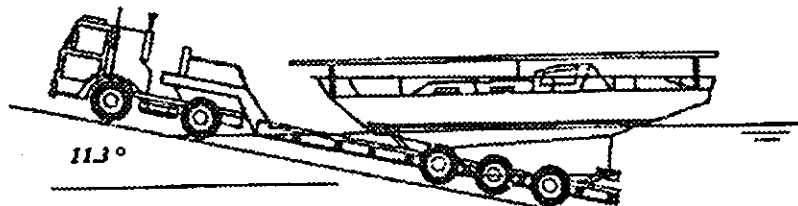
Figura 4.12 Rampa de botado para trailer hidráulico con bote de vela (Marinas and Small Craft Harbors. B. O.Tobiasson 1991).



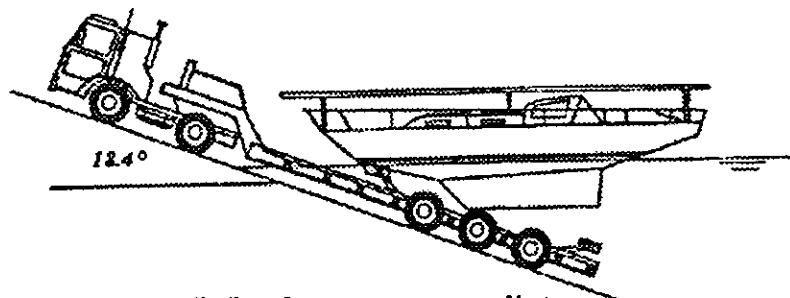
Trailer y bote a nivel.



Trailer sobre una rampa con pendiente del 12.5% o 3:1 (adecuada).



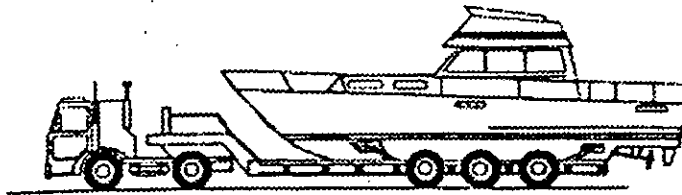
Trailer sobre una rampa con pendiente del 20% o 5:1 (máxima si se usa trailer).



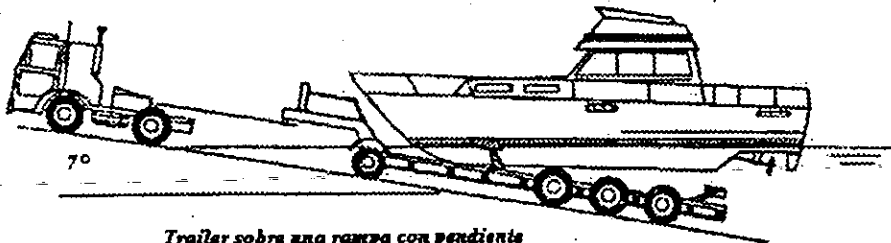
Trailer sobre una rampa con pendiente del 33% o 3:1 (inadecuada).

En esta figura se observa con claridad las diversas pendientes posibles para la rampa, sin embargo se deberá tener en cuenta para los diseños, aquella que se considera la adecuada, a fin de obtener los mejores resultados en las maniobras de botado y recuperación de las embarcaciones.

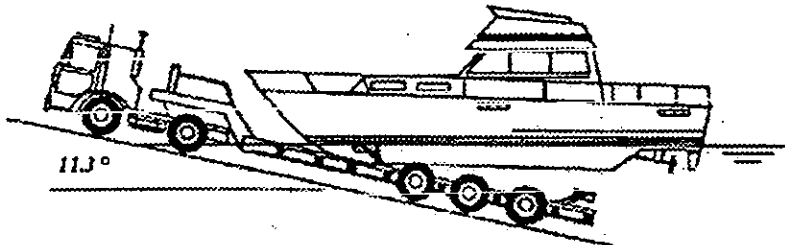
Figura 4.13 Rampa de botado para trailer hidráulico con bote de motor (Marinas and Small Craft Harbors, Bruce O.Tobiasson 1991).



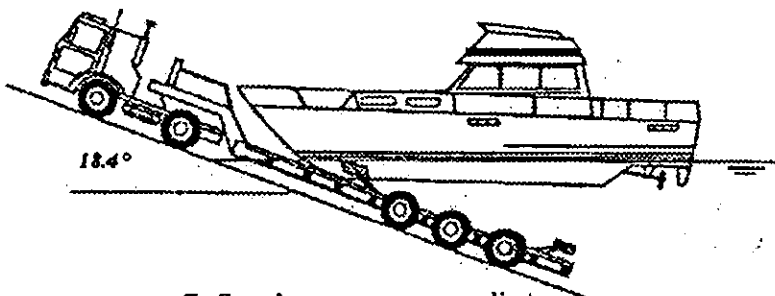
Trailer y bote a nivel.



Trailer sobre una rampa con pendiente del 12.5% o 3:1 (adecuada).



Trailer sobre una rampa con pendiente del 20% o 5:1 (excesiva para botes de motor).



Trailer sobre una rampa con pendiente del 33% o 3:1 (inadecuada).

4.2.2 Equipo para el manejo de las embarcaciones.

4.2.2.1 Grúas.

Este servicio básicamente se destina a embarcaciones menores, y deberá tenerse en cuenta la capacidad de la misma, a fin de evitar un posible volteo. Ejemplos de estos equipos son las grúas hidráulicas móviles de tipo telescópico (figura 4.14), y las fijas tipo torre (figura 4.15).

Figura 4.14 Grúa hidráulica móvil (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).

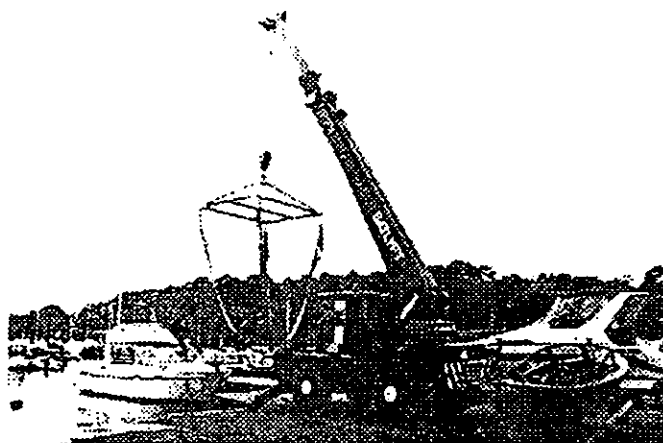


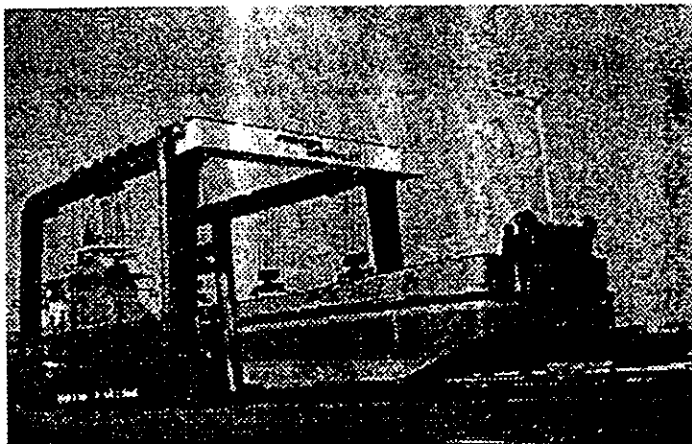
Figura 4.15 Grúa fija tipo torre (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).



4.2.2.2 Grúa tipo pórtico.

Estos equipos están diseñados para llevar y retirar a las embarcaciones al área de agua, o de ser necesario llevarlas a las zonas de almacenamiento o reparación, y cuyo peso este en el rango de 15 a 500 toneladas (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Figura 4.16 Grúa tipo pórtico con capacidad para 500 toneladas (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).



4.2.2.3 Grúa viajera.

Tal equipo se emplea en maniobras de botado y recobro de pequeñas embarcaciones, cuya zona de almacenamiento se ubique de forma adjunta con el área de agua (figura 4.17). El elevado costo de este equipo se justifica si se tiene un elevado volumen de embarcaciones que requieran de su servicio (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).

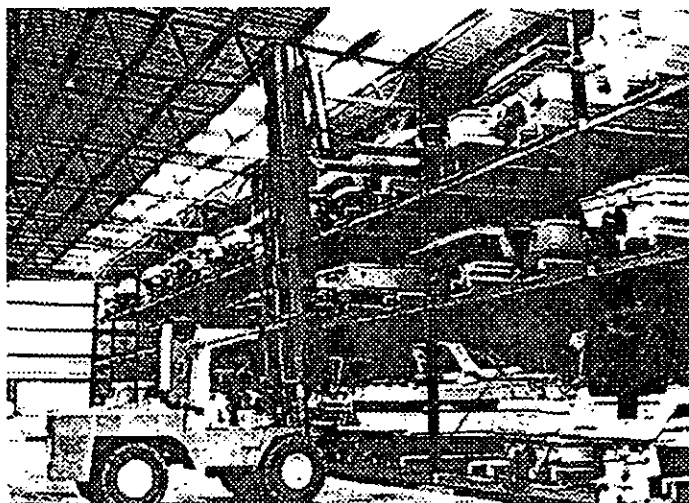
Figura 4.17 Sistema moderno de grúa viajera (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1991).



4.2.2.4 Montacargas.

Fundamentalmente el empleo de estos equipos se limita a las maniobras de acomodo y retiro de pequeñas embarcaciones en las estanterías de los almacenamientos, pudiendo emplearse además para el botado y recobro de las mismas (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).

Figura 4.18 Uso de montacargas en maniobras de acomodo (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).



4.3 Servicios al público.

4.3.1 Servicio de sanitarios.

Dicho servicio en la zona terrestre se recomienda que se encuentre a una distancia máxima de 150.0 m de la orilla de playa o malecón, y que además se tenga como mínimo un excusado para hombres y uno para mujeres por cada 20 o 30 botes atracados (Report on Small Craft Harbors, ASCE 1969).

Sin embargo, se tienen otras recomendaciones similares a las anteriores, pero con la variante de que la distancia de 150.0 m, sea a partir de la unión entre pasarela marginal y pasarela principal. Además, en función al número de embarcaderos en el puerto, se recomiendan los parámetros mostrados en la tabla 4.2 (Marinas and Small Craft Harbors, B. O.Tobiasson 1991).

Tabla 4.2 Número de accesorios sanitarios en función del número de embarcaderos.

Amarraderos	Excusados		Mingitorios		Lavabos		Regaderas	
	Hombres	Mujeres	Hombres	Hombres	Mujeres	Hombres	Mujeres	
0 - 50	1	1	1	1	1	0	0	
51 - 100	1	2	1	1	1	1	1	
101 - 150	2	3	2	2	2	2	2	
151 - 200	2	4	2	2	3	2	2	
201 - 250	3	5	3	3	4	3	3	
251 - 300*	3	6	3	4	4	3	3	

* Para puertos que excedan de 300 embarcaderos, se propone que se aumente en una unidad cada tipo de accesorios por cada 100 embarcaderos adicionales.

4.4 Otros servicios.

De ser posible, y en función a las características y dimensiones del puerto, puede ser recomendable disponer de servicios como:

- ▲ Servicios informativos de las condiciones del tiempo.
- ▲ Servicios de protección contra incendio.
- ▲ Servicio de mantenimiento general.
- ▲ Servicios de renta y venta de botes.
- ▲ Servicios administrativos.
- ▲ Servicios de seguridad.
- ▲ Servicios médicos.
- ▲ Restaurante.
- ▲ Tienda de autoservicio.

4.5 Conclusiones.

En este capítulo se han descrito de forma breve algunos de los servicios más comunes con los que a medida de lo posible y de ser necesarios, deben ser contempladas en el proyecto de un puerto deportivo.

Lo anterior significa que sólo si el proyecto lo exige, se recomienda hacer el diseño prudente de las estructuras aquí mostradas. De igual manera se tomará la decisión de contar o no con los equipos antes descritos, principalmente por el costo que esto repercute.

Otro servicio que también es indispensable contemplar, es el de señalamiento marítimo, en el cual se pueden incluir balizas, faros, boyas, etc.

Cabe hacer mención que en el apartado que tiene por título "Otros servicios", se mencionan simplemente como otras opciones de los mismos que en momento dado pueden ser considerados para ser parte del puerto, sin llegar a dar una descripción detallada de sus características, debido principalmente a que para cada proyecto en particular, se tienen diferentes condiciones para su diseño y también muchos de éstos quedan incluidos en el apartado de servicios al público.

Capítulo 5

Obras de Protección.

Una de las principales características que debe de ofrecer un puerto, es la capacidad de brindar condiciones de seguridad para la navegación de las embarcaciones, es decir, que éste tenga un mínimo de agitación en su interior.

Cabe señalar que no siempre es posible encontrar un sitio cuyas condiciones geográficas naturales den la cualidad ya antes mencionada al puerto. Por tal motivo, se tiene la necesidad de construir obras de protección como rompeolas y espigones entre otros, siendo los primeros los de mayor aplicación, que hasta los años 30s el diseño de dichas estructuras se apoyaba fundamentalmente en experiencias y en el conocimiento de las condiciones del sitio en estudio.

Sin embargo, hoy en día con el apoyo de ensayos de laboratorio, se han desarrollado algunas ecuaciones con mayor respaldo científico, como lo son la fórmula de Hudson o la de Losada et al. y mejor aún, de los programas que se han realizado para la obtención del peso de las piezas de la capa de coraza, parámetro del cual se parte para obtener el peso o el diámetro de las piezas de las capas adyacentes.

En este capítulo se presentan los criterios propuestos por varios investigadores para la obtención de los parámetros ya mencionados, y se hace además una descripción de otras obras de protección costera como lo son los rompeolas verticales, mixtos y de tipo flotante.

OBRAS DE PROTECCIÓN.

5.1 Rompeolas de enrocamiento.

La función principal de una obra de éste tipo, es brindar protección al puerto y de manera particular a los canales de acceso al mismo. Dicha estructura quedará sujeta a la acción del oleaje y a menudo, su construcción puede causar efectos adversos como por ejemplo:

- El bloqueo total o parcial de las corrientes costeras.
- El bloqueo o captura del transporte litoral.
- La amplificación del oleaje por reflexión.

Dichos efectos son necesarios tomarlos en cuenta para el diseño (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

5.2 Parámetros para el diseño de un rompeolas.

Son varios los parámetros indispensables para el diseño de una estructura de protección. Sin embargo, entre los más importantes destacan los siguientes:

- Morfología y estratigrafía del sitio de interés.
- Características geotécnicas del suelo.
- Condiciones de marea, oleaje y corrientes.

Pueden además incluirse aspectos como la disponibilidad de los materiales de construcción, así como los métodos constructivos adoptados (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

5.2.1 Información oceanográfica.

Se requiere conocer la batimetría del sitio, el régimen de oleaje, vientos, mareas, corrientes y huracanes. Por lo que respecta a la información batimétrica, ésta debe ser lo más reciente posible, puesto que de la misma dependen parámetros como profundidad de desplante, altura de ola de diseño y longitud de la obra entre otros.

La información sobre el oleaje es de gran importancia para definir la dimensión y la disposición de la obra. Se recomienda que como mínimo los registros del oleaje para el sitio de interés sea de por lo menos de un año, pudiendo recurrir en caso de ser necesario a la información de sitios cercanos al de estudio y o a la generada por viento. Además se debe analizar la información del oleaje extraordinario para determinar los efectos de rebase de la ola. Además, el conocimiento de las condiciones de oleaje va a ser de gran importancia para la determinación de la altura de ola de diseño, transporte litoral y evolución de la línea de costa.

Por lo que respecta a las mareas, su conocimiento es fundamental para definir la elevación de las obras con respecto al Nivel de Bajamar Media y Bajamar Media Inferior para el Golfo de México y Océano Pacífico respectivamente.

En cuanto a los datos del viento, es preciso efectuar un análisis detallado para estimar el efecto del transporte eólico en el sitio de interés (Diseño de Estructuras de Protección Marítima, C.F.E 1994).

5.3 Tipos de suelo.

El suelo que servirá de apoyo a la estructura, a menudo está compuesto de formaciones rocosas o de suelos sedimentarios que incluso pueden ser de recién formación. Éstos, generalmente son suelos cohesivos como arcillas o suelos friccionantes como gravas y arenas, y en ambos casos suele ser necesario realizar pruebas "in situ" y de laboratorio, a fin de conocer las características físicas y mecánicas de los mismos (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

En general se pueden distinguir 4 tipos de suelos:

1. Gravas y arenas. El comportamiento de éstos puede ser caracterizado por la densidad relativa y el ángulo de fricción interna, y su deformación bajo grandes cargas puede ser un factor crítico con respecto a su resistencia al corte.
2. Barros y areniscas. Su comportamiento está en función de la relación esfuerzo-deformación.
3. Arcillas normalmente consolidadas o poco consolidadas.
4. Arcillas super consolidadas. Su principal característica es su elevada resistencia al corte y baja deformabilidad.

5.4 Materiales de construcción.

5.4.1 Elementos naturales.

Generalmente se emplea roca, la cual debe cumplir con ciertos requisitos hidráulicos y estructurales. Algunas recomendaciones pueden ser las que se enlistan a continuación:

- Un peso por unidad de volumen, tal que no exceda de 2650 kgf/m^3
- Absorción menor de 3%
- Resistencia a la compresión simple no menor de 3060 kgf/m^2
- De forma compacta.
- Un diámetro medio que se puede estimar como:

$$D_n = 3 \cdot \frac{W}{\gamma} \quad (5.1)$$

donde

W = Peso medio de la roca.

γ = Peso específico del material de la roca.

5.4.1.1 Análisis de bancos de roca.

Debido a que en la República Mexicana, la mayoría de las obras de protección son de enrocamiento en su núcleo y capa secundaria, y de roca o elementos artificiales para los elementos de coraza, se vuelve indispensable conocer la disponibilidad de los materiales, su localización y su peso específico fundamentalmente.

Al realizar el análisis de un banco de roca se deben contemplar los siguientes parámetros:

- Estimación del volumen disponible.
- Tamaño máximo de roca sana.
- Peso específico del material.
- Distancia a la obra.

En este último parámetro, se requiere distinguir los tramos que tienen pavimento, terracerías y vía navegable, además es preciso definir las condiciones topográficas de las vías, debido a la influencia que tienen en el costo final de la obra (Diseño de Estructuras de Protección Marítima, C.F.E 1994).

5.4.2 Elementos artificiales.

A menudo se requiere el empleo de estructuras prefabricadas de concreto, para ser utilizadas como elementos de coraza. Usualmente dichas estructuras son de formas muy variadas y complejas (figura 5.2). Lo elaborado de su forma, es con el propósito de lograr una trabazón adecuada entre los elementos, consiguiendo con esto una mayor resistencia contra la acción del oleaje. Generalmente el empleo de estos elementos acarrea consigo elevados costos, por lo cual, solo se justifica su uso si la obra va a estar expuesta a mar abierto o si la magnitud del proyecto así lo exige (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

5.5 Características de las partes de un rompeolas de enrocamiento.

5.5.1 Núcleo.

Ésta es la parte central del rompeolas, cuya geometría es normalmente de forma trapecial, con diferentes pendientes que a menudo pueden ser interrumpidas por una berma.

Su granulometría debe satisfacer parámetros como los de compactación y de no-transmisibilidad de la acción del oleaje (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

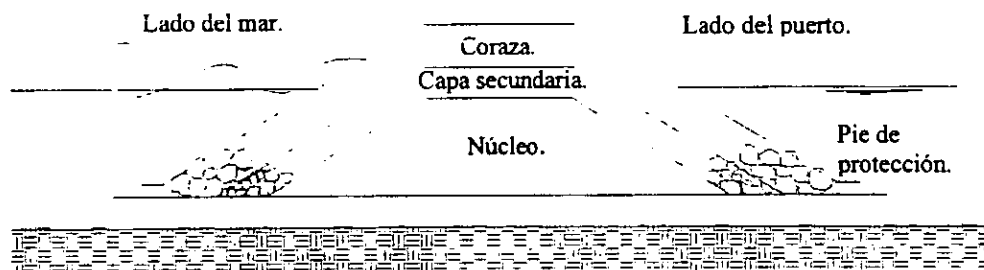
5.5.2 Capa secundaria.

La función principal de esta capa es evitar la remoción de los materiales del núcleo, provocado por el flujo generado por los movimientos del oleaje y corrientes. Suele recomendarse que el peso de los elementos que comprenden dicha capa, sea una fracción del peso de los elementos de coraza y el material que se emplea en dicha capa se acostumbra que sea roca natural (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

5.5.3 Coraza.

La coraza constituye la parte de la estructura que está expuesta de manera directa a las acciones de la marea, oleaje y corrientes. Las dimensiones de los elementos deben ser de acuerdo a la intensidad de la acción del oleaje y generalmente se colocan dos capas de elementos de peso relativamente alto de origen natural o artificial que requieren ser colocados individualmente (Diseño de Estructuras de Protección Marítima, C.F.E 1994).

Figura 5.1 Principales partes en un rompeolas de enrocamiento.



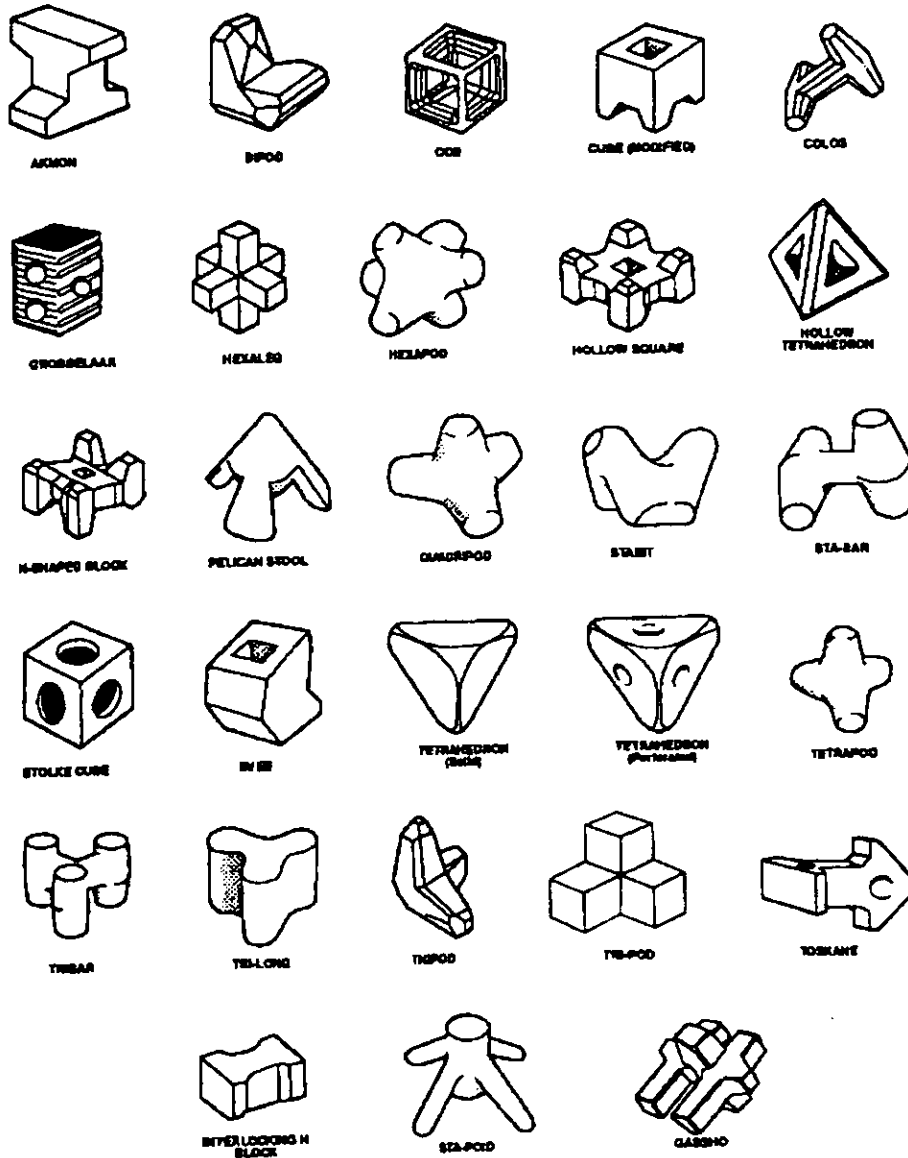
5.6 Altura de ola de diseño.

Sin duda uno de los aspectos más importantes para el diseño de las obras de protección, es el cálculo de la altura de ola de diseño, en donde además se debe considerar el porcentaje de daño. La altura de ola de diseño se debe calcular para las condiciones de rompiente y no-rompiente, siendo necesario conocer parámetros como el período de ola, altura de ola en aguas profundas no refractada, H'_o , y la pendiente de la playa para determinar la altura de ola rompiente, H_b , y profundidad en la rompiente, d_b . Para la obtención de dichos parámetros se pueden utilizar las figuras 5.3 y 5.4.

Por lo que respecta a la profundidad de rompiente, en primera instancia se habrán de calcular los parámetros: $d_{b \text{ máx.}}$ y $d_{b \text{ mín.}}$. Si se presenta la condición de que el morro del rompeolas queda desplantado a una profundidad d_s , tal que ésta quede dentro del intervalo definido por los dos parámetros antes citados, la estructura se debe diseñar bajo condiciones de rompiente.

En caso de que la ola rompa a una profundidad d_b menor que d_s , en el diseño se deberá considerar la altura de ola H que se presenta a la profundidad d_b .

Figura 5.2 Elementos artificiales más comunes (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).



5.6.1 Condiciones de no-rompiente.

Para esta condición se tienen métodos como el de altura de ola significativa, H_s , de Hudson, H_{10} y H_{20} de Bores y el criterio propuesto por el Shore Protection Manual. Dichos métodos deben ser analizados a fin de seleccionar el más adecuado, que dependerá de las condiciones del sitio en estudio.

➤ **Criterio de Hudson.** Éste consiste en el análisis de registros de oleaje durante eventos extremos, obteniéndose el promedio del tercio de las olas más altas, $H_{1/3}$ ($H_{1/3} = H_s =$ altura de ola significativa).

- **Criterio de Bores.** Éste propone que la altura de ola de diseño sea $H_{20} = 1.10H_{1/3}$. y para el caso en que el periodo de vida de la estructura sea alrededor de 10 años, la altura de ola de diseño es $H_{10} = 1.27H_{1/3}$.

Por otra parte si se presenta una elevada frecuencia de huracanes, para definir la altura de ola de diseño, se requerirá de un análisis estadístico y probabilístico durante la ocurrencia de temporales.

- **Criterio del SPM.** Si se dispone de información estadística de aguas profundas, la refracción del oleaje se manifiesta hasta el sitio de desplante de la estructura. A continuación se calcula la altura de ola de diseño que estará en función de las características de dicha estructura, de la siguiente manera:

H_1 = Para estructuras rígidas como por ejemplo cajones de concreto o aquellas donde una falla dañe severamente a la estructura o bien signifique elevados costos para su reparación.

H_{10} = Para estructuras semirígidas (metálicas). Es la altura más empleada para el diseño.

De H_5 a $H_{1/3}$ = Para estructuras flexibles, tales como rompeolas de enrocamiento.

Nota: H_x significa el promedio del x% de las alturas de ola más grandes de todos los datos. Así por ejemplo, H_{20} quiere decir el promedio del 20% de las olas más grandes.

Figura 5.3 Índice de altura rompiente (H_b/H_0') contra H_0'/gT^2 .

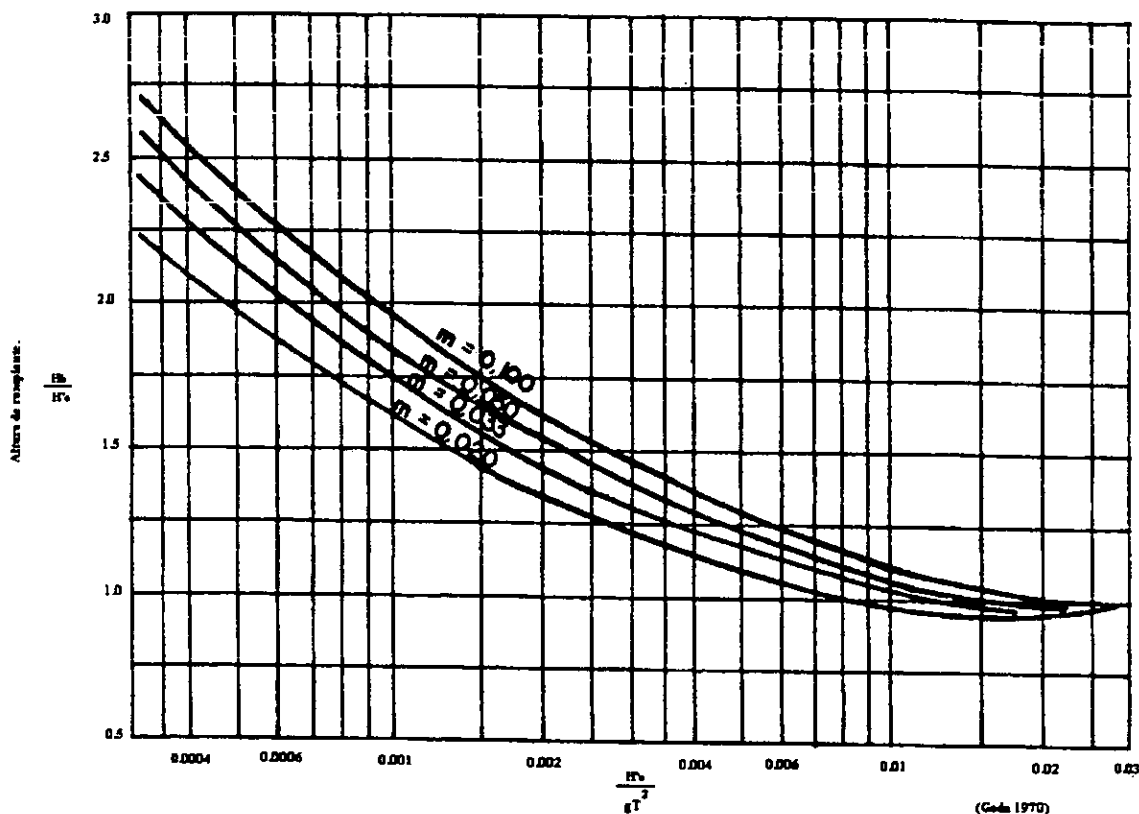
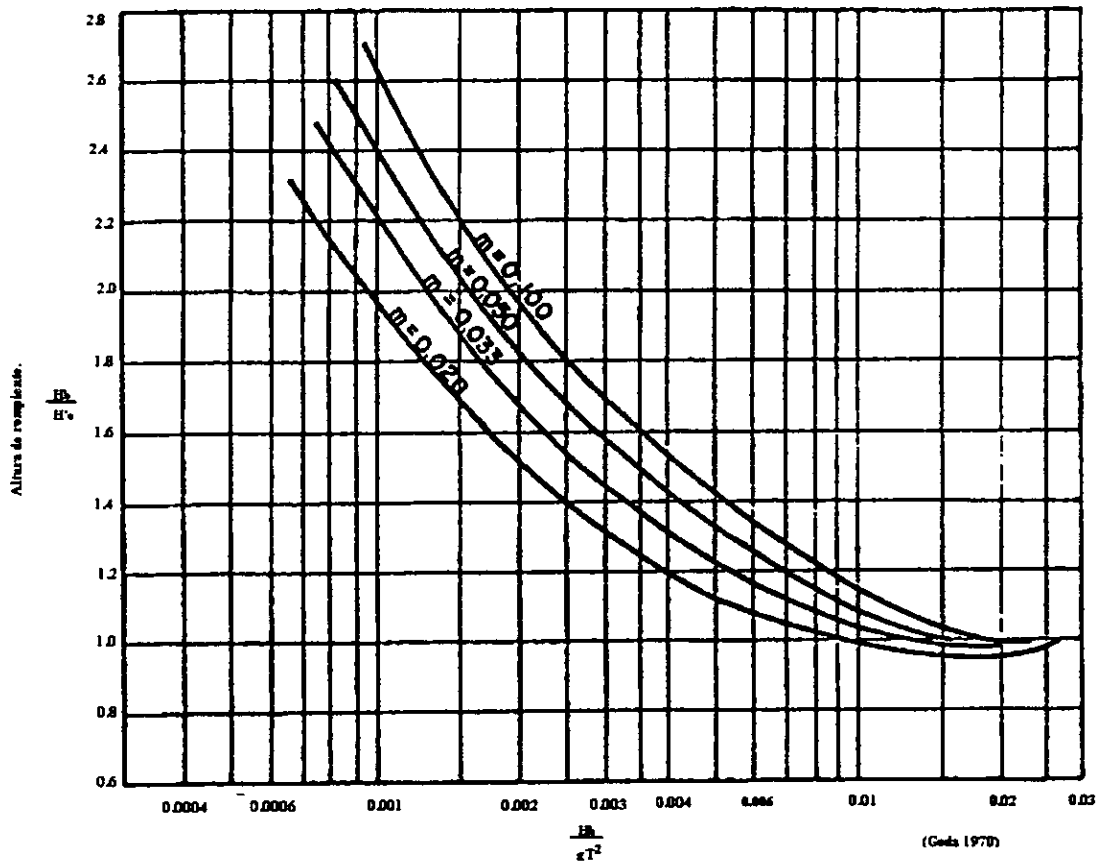


Figura 5.4 Índice de altura rompiente contra H_b/gT^2 .



5.6.2 Condiciones de rompiente.

Respecto a las condiciones de rompiente, se tiene el método de Goda (1970), que fue desarrollado con el apoyo de ensayos de laboratorio.

Para aplicarlo se requiere el conocimiento de parámetros como la profundidad de desplante, d_s , el rango de períodos de las olas a ser considerados en el diseño, así como el valor de la pendiente de la playa, m , frente a la estructura. Una vez conocidos estos valores, se puede utilizar la figura 5.4, para obtener la relación H_b/d_s , con la cual es posible conocer H_b .

Complementando lo anterior, se debe calcular H_b para un período “infinito”, con el objeto de determinar el valor máximo de altura de ola rompiente, $H_{b\text{máx}}$ que puede ocurrir.

Finalmente con ayuda de la información obtenida del análisis de refracción, se estima la altura de ola en aguas profundas, H_0 , necesaria para obtener el valor de la ola de diseño, H_b (figura 5.4).

Lo anterior para relacionar el valor de H_0 calculado con el obtenido de datos estadísticos y poder definir la frecuencia de incidencia de altura de ola de diseño sobre la estructura (Diseño de Estructuras de Protección Marítima, C.F.E 1994).

5.7 Diseño.

5.7.1 Cálculo del peso de los elementos de coraza.

5.7.1.1 Criterio de Hudson.

De las investigaciones realizadas por Hudson (1953, 1959, 1961a, 1961b) con el objeto de encontrar una ecuación que permitiera calcular el peso de los elementos de la coraza, apoyado para esto en los modelos efectuados en varias escalas, finalmente desarrolló la ecuación 5.2 (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

$$M = \frac{\delta_c H^3}{K_D \Delta^3 \cot g \alpha} \quad (5.2)$$

$$\Delta = \left(\frac{\delta_c}{\delta_w} - 1 \right) \quad (5.3)$$

donde

M = Peso de un elemento de la capa de coraza.

H = Altura de la ola de diseño.

δ_c = Densidad del material del elemento.

δ_w = Densidad del agua.

α = Ángulo formado por la pendiente de la coraza con un plano horizontal.

K_D = Coeficiente de estabilidad de los elementos (tabla 5.1).

Δ = Densidad relativa.

5.7.1.2 Criterio de van der Meer.

Las ecuaciones de van der Meer fueron derivadas de la consideración de un oleaje irregular. Lo anterior permite tomar en cuenta los efectos de la variabilidad del período que se presenta particularmente en aguas poco profundas ($d/L < 0.15$). Tales ecuaciones (5.4 y 5.5) se aplican en el diseño de corazas construidas con elementos naturales (Technical Instructions for the Design of Maritime Dikes, National Research Council 1996).

$$H_s / \Delta D_{n50} = 6.2 p_*^{0.18} \left(\frac{S}{N} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (5.4)$$

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 p_*^{-0.13} \left(\frac{S}{N} \right)^{0.2} \cot g \alpha \xi_m^{p_*} \quad (5.5)$$

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (5.6)$$

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\frac{H_s}{L_0}} \quad (5.7)$$

donde

H_s = Altura de ola significativa.

P = Parámetro que indica la permeabilidad de la estructura, que varía de 0.1 a 0.6

D_{n50} = Diámetro nominal del elemento de peso medio (ecuación 5.1).

N = Número de olas presentes en una marea de tormenta.

S = Nivel de daño.

A_e = Área de la sección transversal desgastada por la marea de tormenta con respecto al perfil original

α = Ángulo formado por el talud de la estructura con un plano horizontal.

Δ = Densidad relativa (Hudson).

ξ_m = Número de Iribarren.

L_0 = Longitud de ola.

La ecuación 5.4 es válida para estructuras sujetas a olas rompientes del tipo sumergido ($2.5 \geq \xi_m$). Por otra parte la ecuación 5.5 se aplica en estructuras que están sujetas a olas rompientes de tipo agitado ($\xi \geq 3.5$), y para números de Iribarren entre 2.5 y 3.5, se adopta la ecuación que de el valor menor de la relación H_s/D_{n50} .

Ecuaciones similares para elementos artificiales se describen a continuación, siendo aplicables a obras de protección de tipo enrocamiento.

1. Para acrópodos con nivel de daño nulo y $\cot \alpha = 1.33$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.5 \quad (5.8)$$

2. Para tetrápodos con nivel de daño nulo y $\cot \alpha = 1.5$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 0.85 \left(\frac{1}{S_m} \right)^{0.2} \quad (5.9)$$

3. Para cubos con nivel de daño nulo y $\cot \alpha = 1.5$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{1}{S_m} \right)^{0.1} \quad (5.10)$$

Por otra parte, para corazas con pendiente variable se aplica un factor de corrección (5.11) a la relación H_s/D_n , el cual toma en cuenta la reducción en la dimensión de la roca con relación al nivel bajo de la cresta.

$$f_i = \frac{1}{\left[1.25 - 4.8 \left(\frac{R_c}{H_s} \right) \left(\frac{S_m}{2\pi} \right)^{0.5} \right]} \quad (5.11)$$

valida para $0 < \frac{R_c}{H_s} < 1$ donde R_c es la altura de la cresta por encima del nivel medio del mar (figura 5.5).

Tabla 5.1 Valores de K_D para la determinación de los pesos de los elementos de coraza.

Elemento.	n (2).	Colocación.	Cuerpo.		Morro.		Cot α
			Rompierte.	No-rompierte.	Rompierte.	No-rompierte.	
Natural.							
Lisa y redondeada	2	al azar	1.2 (1)	2.4	1.1 (1)	1.9	1.5 - 3.0 (8)
Lisa y redondeada	>3	al azar	1.6 (1)	3.2 (1)	1.4 (1)	2.3 (1)	1.5 - 3.0 (8)
Rugosa y angular	1	al azar (3)	¿? (3)	2.9 (1)	¿? (3)	2.3 (1)	1.5 - 3.0 (8)
Rugosa y angular	2	al azar	2	4	1.9 (1)	3.2	1.5
					1.6 (1)	2.8	2
					1.3	2.3	3
Rugosa y angular	>3	al azar	2.2 (1)	4.5 (1)	2.1 (1)	4.2 (1)	1.5 - 3.0 (8)
Rugosa y angular	2	especial (4)	5.8	7	5.3 (1)	6.4	1.5 - 3.0 (8)
Paralelepípedo (9)	2	especial	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0 (1)	¿?	¿?	1.0 - 3.0
Roca de cantera angular y graduada	¿?	al azar	2.2	2.5	¿?	¿?	¿?
Prefabricados.							
Tetrápodos y cuadrípodos	2	al azar	7	8	5.0 (1)	6	1.5
					4.5 (1)	5.5	2
					3.5 (1)	4	3
Tribar	2	al azar	9.0 (1)	10	8.3 (1)	9	1.5
					7.8 (1)	8.5	2
					6	6.5	3
Dolos	2	al azar	15.0 (6)	31.0 (6)	8.0 (1)	16.0 (1)	2.0 (5)
					7	14.0 (1)	3
Cubo modificado	2	al azar	6.5 (1)	7.5	¿?	5.0 (1)	1.5 - 3.0 (8)
Hexápodo	2	al azar	8.0 (1)	9.5	5.0 (1)	7.0 (1)	1.5 - 3.0 (8)
Toskana	2	al azar	11.0 (1)	22	¿?	¿?	1.5 - 3.0 (8)
Tribar	1	uniforme	12	15	7.5 (1)	9.5 (1)	1.5 - 3.0 (8)

- (1) Estos valores de K_D son exclusivos para diseños preliminares.
- (2) n es el número de capas que forman la coraza.
- (3) El uso de capas únicas de roca no es recomendable para estructuras que estarán sujetas a condiciones de rompierte, y sólo es recomendable en situaciones especiales en las que la estructura quedará sujeta a condiciones de no-rompierte, en cuyo caso su colocación requiere de mucho cuidado.
- (4) Requiere que su eje mayor sea colocado perpendicular a la cara de la estructura.
- (5) La estabilidad de los dolos en pendientes escarpadas deberá ser comprobada con ensayos en el sitio.
- (6) Referido al criterio de no-daño (< 5% de desplazamiento, movimiento de vaivén, etc.); de no existir movimiento de vaivén (< 2%) es preferible reducir el K_D un 50% (Zwamborn y Van Niekerk, 1982).
- (7) Aplicable a pendientes que estén en el intervalo de 1.5:1 a 5:1
- (8) Hasta no disponer con mayor información, su empleo se limita a pendientes dentro del intervalo de 1.5:1 a 3:1
- (9) Este tipo de roca se caracteriza por su forma geométrica, la cual su dimensión mayor es igual a tres veces su dimensión menor (Markle y Davidson, 1979).

Finalmente la fórmula de van der Meer correspondiente al límite de daño para la estabilidad de la estructura al pie de la coraza es:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8.7 \left(\frac{h_u}{h} \right)^{1.43} \tag{5.12}$$

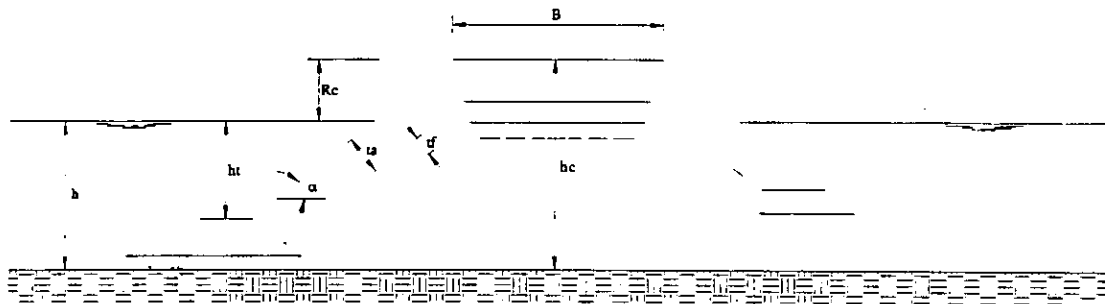
donde

h = Profundidad de desplante.

h_u = Profundidad de la parte superior de la estructura al pie de la coraza.

Valida para $3 < \frac{h_u}{D_{n50}} < 25$

Figura 5.5 Geometría de un rompeolas para el criterio de van der Meer.



5.7.1.3 Criterio de Iribarren.

El criterio propuesto por Ramón Iribarren Cavanilles (publicada en 1950) para el cálculo del peso de los elementos de la coraza en un rompeolas de enrocamiento, se fundamenta en la aplicación de la ecuación 5.13 (Dock and Harbour Engineering, Henry F. Cornick 1959).

$$W = \frac{KH^3 \cdot \gamma_r}{(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 (\gamma_r - 1)^3} \tag{5.13}$$

donde

W = Peso del elemento, en kg.

K = Coeficiente que depende del tipo de elemento.

K = 15 para elementos naturales.

K = 19 para elementos artificiales.

H = 2h = Altura de la ola que rompe sobre la estructura, en m

γ_r = Peso específico de la roca, en t/m³

α = Ángulo formado por la pendiente de la estructura con un plano horizontal, en grados.

Posteriormente en el 18º congreso de la PLANC celebrado en Roma en el año de 1953, Iribarren y de Castro modificaron la ecuación anterior, a fin de obtener una expresión que permitiera obtener el peso de las rocas sumergidas en un rompeolas. Dicha ecuación es:

$$W = \frac{KH^3 \cdot \gamma_r \cdot \gamma_f}{(\cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 (\gamma_r - \gamma_f)^3} \quad (5.14)$$

donde

W = Peso del elemento, en kg.

K = Coeficiente que depende del tipo de elemento.

K = 15 para elementos naturales.

K = 19 para elementos artificiales.

H = 2h = Altura de la ola que rompe sobre la estructura, en m

γ_r = Peso específico de la roca, en t/m³

γ_f = Peso específico del agua, en t/m³

α = Ángulo formado por la pendiente de la estructura con un plano horizontal, en grados.

Esta ecuación permite estimar el tamaño de las rocas desde la cresta del rompeolas (fijada por Iribarren a 5H/4 por encima del nivel del agua), hasta una profundidad igual a H debajo del mismo nivel. También recomienda que para posiciones más bajas, en la ecuación anterior (5.14) se sustituya el valor de H por H', siendo este último parámetro el siguiente:

$$H' = \frac{4\pi r^2}{LK'} \quad (5.15)$$

$$r = \frac{h}{\text{senh} \cdot \frac{2\pi H}{L}} \quad (5.16)$$

$$K' = \text{coth} \cdot \frac{2\pi d}{L} \quad (5.17)$$

donde

r = Semieje horizontal de la órbita elíptica del movimiento de una partícula a una profundidad dada.

d = Profundidad bajo el nivel del agua (en calma) del punto más bajo sobre la pendiente con rocas de peso W.

h = Semialtura de la ola.

L = Longitud de ola a la profundidad d

K' = Coeficiente que está en función de d/L y α (figura 5.6).

5.7.1.4 Criterio de Losada.

Con base a observaciones, Losada *et al.* (1986) definen 3 niveles de avería de un dique: inicio de avería, avería de Iribarren y destrucción. Por su parte Vidal *et al.* en 1991, propusieron un cuarto nivel de avería, ubicándolo entre la avería de Iribarren y el nivel de destrucción, llamándolo inicio de destrucción (Acción del Oleaje Sobre Estructuras Marítimas no Rebasables, Govaere A. G 1997).

- **Inicio de avería (IA).** Se define como el primer grado de daño que sufre el rompeolas y se presenta al momento en que se desplazan algunos elementos de la capa de coraza o manto principal a más de un diámetro de distancia de su posición original.
- **Avería de Iribarren (AI).** Se tiene este nivel de avería en el momento en que los espacios en el manto principal son tales que quedan descubiertos los elementos de la capa inferior del mismo, sin que se presente movimiento alguno en dichos elementos.
- **Inicio de destrucción (ID).** Se define a este nivel como el inicio de avería de la capa interior del manto principal, presentándose mayores vacíos en el mismo, quedando al descubierto los elementos de la capa secundaria.
- **Nivel de destrucción (D).** Dicho nivel se presenta en el momento en que son extraídos los elementos del manto secundario, y de permanecer las condiciones del oleaje, el daño avanzará rápidamente.

Figura 5.6 Valores para el coeficiente K'.

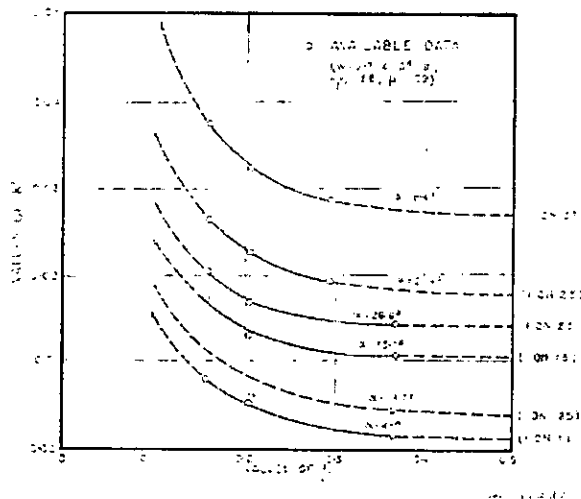
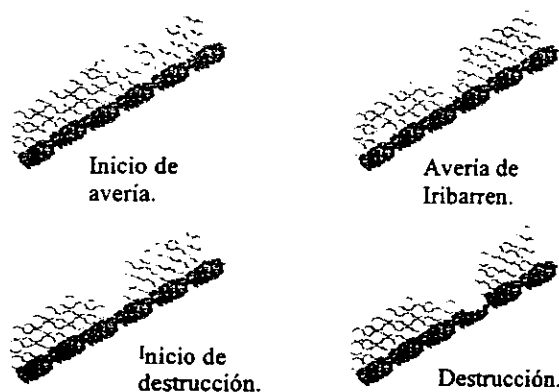


Figura 5.7 Niveles de avería para una coraza formada por tres capas de elementos.



Existe una relación de los niveles de avería con el nivel de daño, S, medida experimentalmente en laboratorio (tabla 5.2). Matemáticamente, el nivel de daño queda expresado con la ecuación 5.18.

$$S = \frac{A_d}{D_{n50}^2} \tag{5.18}$$

Donde

A_d = Área erosionada media de la sección transversal del manto principal.
 D_{n50} = Diámetro nominal de las piezas del manto principal (ecuación 5.1).

Tabla 5.2 Valores del nivel de daño, S, para diferentes niveles de avería.

Cot α	Nivel de daño			
	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12.0
2.0	2.0	3.0	8.0	14.0
3.0	2.5	3.5	9.5	16.0
4.0	3.0	4.0	11.0	18.0
5.0	3.0	4.0	11.0	18.0

Losada *et al.* (1988) encontraron que el peso de los elementos de coraza se puede estimar como:

$$W = \Psi \gamma_w H^3 R \tag{5.19}$$

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \tag{5.20}$$

donde

Ψ = Función de estabilidad que depende de H/L_0 y α , es decir, es función del número de Iribarren.
 H = Altura de ola de diseño.
 γ_w = Peso específico del agua.
 S_r = Densidad relativa.

A) Criterios para el diseño del cuerpo del rompeolas.

Se ha mencionado anteriormente que el peso de los elementos de coraza, se puede estimar con la ecuación 5.19. Por otra parte la función de estabilidad, Ψ , se relaciona con el número de Hudson o número de estabilidad, N_s , como se muestra a continuación:

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} \tag{5.21}$$

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}} = 3 \sqrt{KD \cot g \alpha} \tag{5.22}$$

En 1979 Losada y Giménez-Curto propusieron un modelo exponencial para estimar la función de estabilidad, Ψ , basado en ensayos de laboratorio y cuya expresión matemática es:

$$\Psi = A(I_r - I_{r0})e^{B(I_r - I_{r0})} \text{ para } I_r > I_{r0} \tag{5.23}$$

donde

$$I_{r0} = 2.654 \tan \alpha$$

A y B = Coeficientes de ajuste que están en función del tipo de elementos empleados, del talud y el nivel de avería que se tome en cuenta.

Los parámetros A, B e I_{r0} , que es el factor que multiplica a la función de estabilidad para cubrir el 95% de los datos (BC 95%), así como el valor máximo que puede tomar la función de estabilidad incluido el factor BC 95%, se pueden obtener de la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Parámetros de ajuste para el modelo exponencial y para una banda de confianza BC > 95%.

Tipo de pieza	Cot α	A	B	I_{r0}	BC 95%	BC $\Psi_{m\acute{a}x}$
Escollera (inicio de avería)	1.50	0.09035	-0.5879	1.77	1.41	0.0797
	2.00	0.05698	-0.6627	1.33	1.46	0.0462
	3.00	0.04697	-0.8084	0.88	1.35	0.0289
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66	1.64	0.0285
Bloques a x a x 1.5a (inicio de avería)	1.50	0.06819	-0.5148	1.77	3.28	0.1598
	2.00	0.03968	-0.6247	1.33	2.37	0.0554
	3.00	0.03410	-0.7620	0.88	1.77	0.0291
Tetrápodos (inicio de avería)	1.33	0.03380	-0.3141	1.99	1.64	0.0649
	1.50	0.02788	-0.3993	1.77	2.27	0.0583
	2.00	0.02058	-0.5078	1.33	1.93	0.0288
Escollera sin clasificar (daño nulo)	2.50	0.18340	-0.5764	1.06	1.57	0.1838
	3.50	0.18190	-0.6592	0.76	1.50	0.1523
	5.00	0.14680	-0.6443	0.53	1.52	0.1274

Empleando el método exponencial anteriormente descrito, el máximo de la función de estabilidad (estabilidad mínima de las piezas) se tiene cuando:

$$I_{rcrit} = I_{r0} - \frac{1}{B} \tag{5.24}$$

Y el valor máximo de la función de estabilidad es:

$$\Psi_{m\acute{a}x} = -\frac{A}{B \cdot e} \tag{5.25}$$

Losada y Giménez-Curto (1979) expresaron los resultados de sus experimentos en forma gráfica, tales resultados se aprecian en las siguientes figuras 5.8, 5.9 y 5.10, en donde describen el ajuste de la función de estabilidad para la condición de inicio de avería en escollera, bloques paralelepípedos y tetrápodos.

Figura 5.8 Curvas de ajuste para la función de estabilidad de escolleras e inicio de avería.

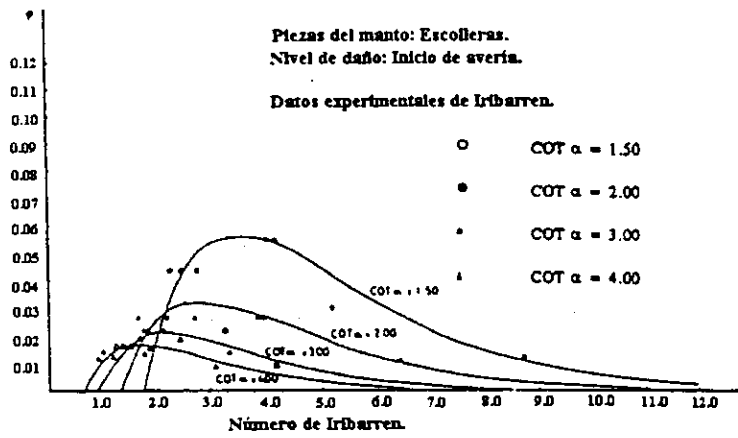


Figura 5.9 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos e inicio de avería.

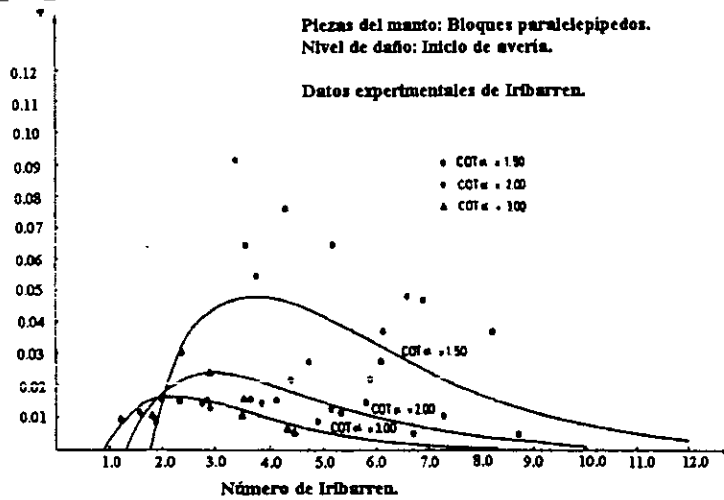
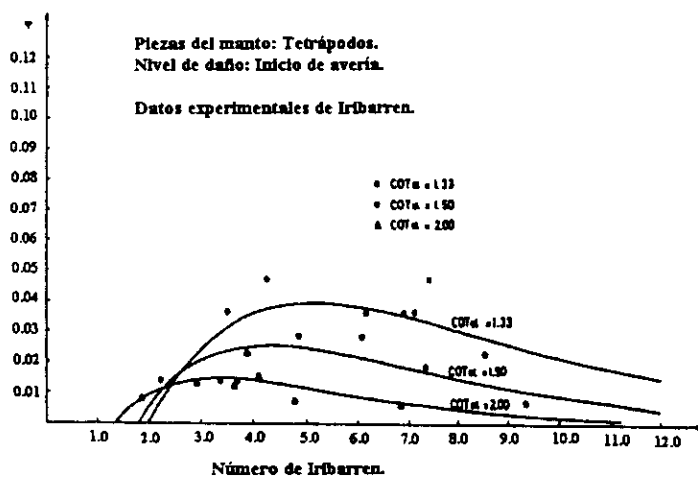


Figura 5.10 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para tetrápodos e inicio de avería.



Se puede observar en las figuras 5.8, 5.9 y 5.10 que se tiene una gran dispersión en los resultados, por lo que se puede asegurar que la estabilidad de las piezas no depende solo del número de Iribarren sino además de otros factores.

Más adelante Losada y Desiré (1984) señalaron que la dispersión de los resultados experimentales depende del nivel de avería, del talud y de la forma de la pieza. Los resultados de sus experimentos se pueden apreciar en las figuras 5.11, 5.12, 5.13, 5.14 y 5.15 que corresponden a la banda de confianza superior al 95% sobre el total de los datos, tales valores se pueden considerar como valores para el diseño.

Figura 5.11 Curvas de diseño para la función de estabilidad de paralelepípedos de concreto e inicio de avería.

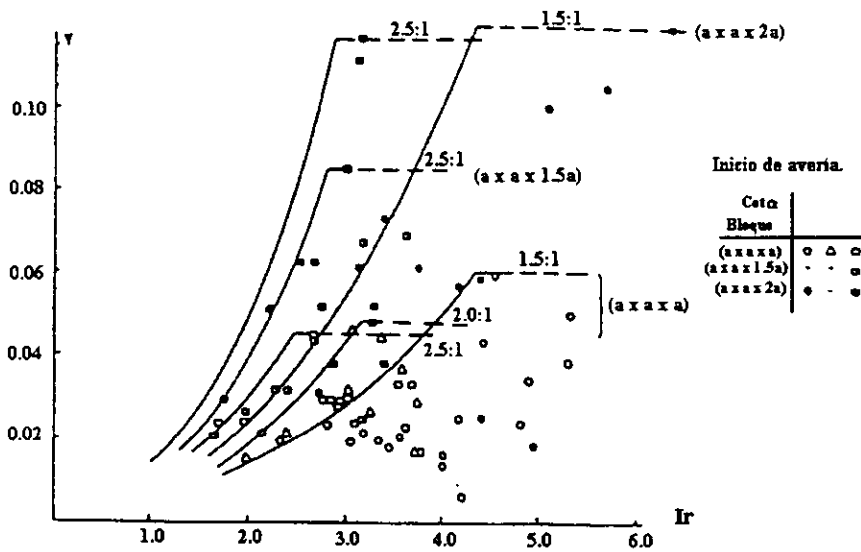


Figura 5.12 Curvas de diseño para la función de estabilidad de paralelepípedos de concreto y avería de Iribarren.

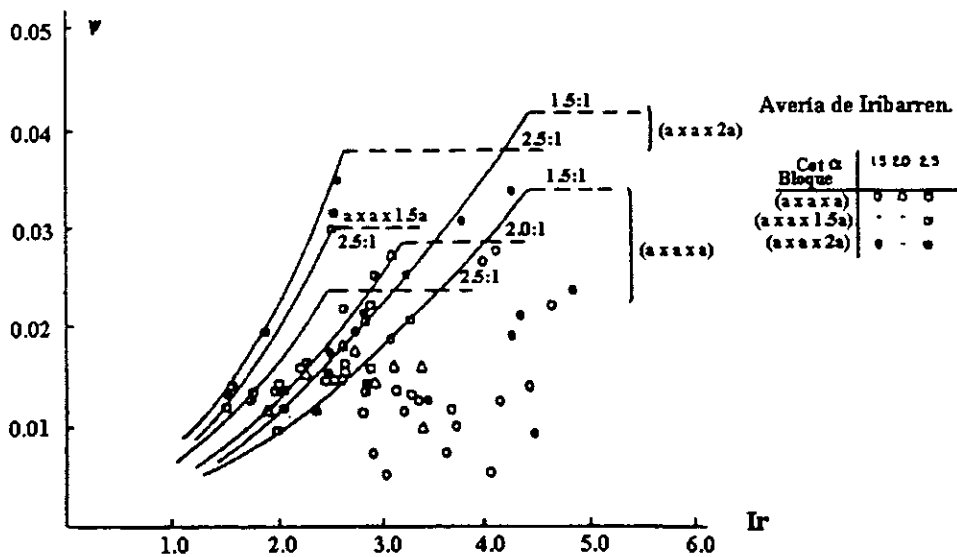


Figura 5.13 Curvas de diseño para la función de estabilidad de bloques paralelepípedos de concreto y nivel de destrucción.

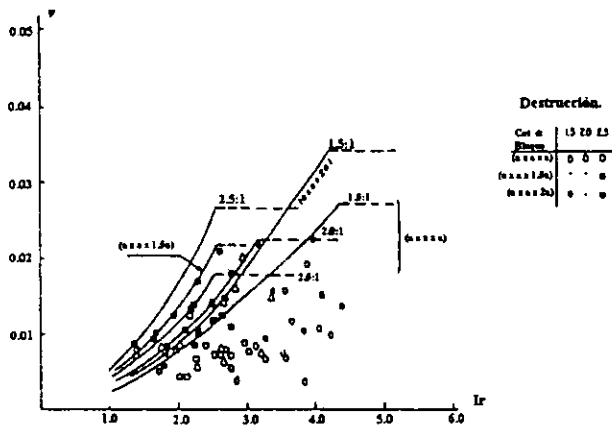


Figura 5.14 Curvas de diseño para la función de estabilidad para escollera y nivel de daño nulo.

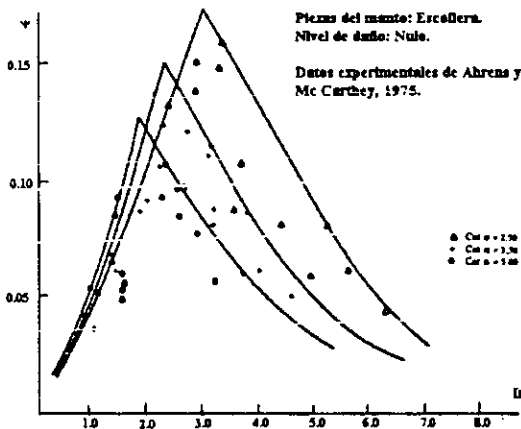
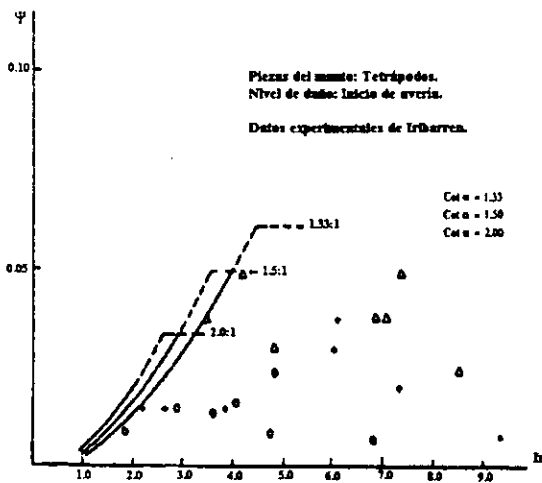


Figura 5.15 Curvas de diseño para la función de estabilidad para tetrápodos e inicio de avería.



B) Criterios para el diseño del morro.

El morro es la parte del rompeolas que está expuesto a la mayor variación en la incidencia del oleaje. Su diseño se debe realizar con especial cuidado puesto que por lo antes dicho, es la parte de la estructura que es más susceptible a la falla.

De manera similar al cuerpo del rompeolas, en el diseño del morro toma gran importancia el número de Iribarren para la estabilidad de los elementos.

Carver y Heimgaugh (1987) experimentaron con dolos y escolleras, representando sus resultados en forma gráfica (figura 5.16), señalando que hay un mínimo de estabilidad para números de Iribarren cercanos a 3. que corresponden a un oleaje rompiendo en colapso o voluta.

Por su parte Vidal *et al.*(1991) a través de ensayos de laboratorio, encontraron que en el sector de aproximadamente 60° medidos desde el frente de ola y en dirección de la zona protegida, es donde se manifiesta el inicio del daño y donde una vez removidas las primeras piezas, el daño se propaga hacia la zona expuesta de forma directa al oleaje, debido a que en ese momento las piezas no tienen el apoyo lateral que contribuya a mantener su posición (figura 5.16). Los mismos investigadores recomiendan que en dicho sector se aumente el peso de los elementos de la coraza y de presentarse una gran variedad de direcciones en el oleaje, se tomarán en cuenta todas las combinaciones posibles.

Para lograr lo anterior, Vidal propone los factores mostrados en la tabla 5.4 que están en función del nivel de avería considerado e indican el aumento del peso respecto al calculado con las mismas condiciones de oleaje para el cuerpo del rompeolas (Acción del Oleaje Sobre Estructuras Marítimas no Rebasables, Govaere A. G 1997).

Figura 5.16 Variación del número de estabilidad para dolos y escolleras con inicio de avería.

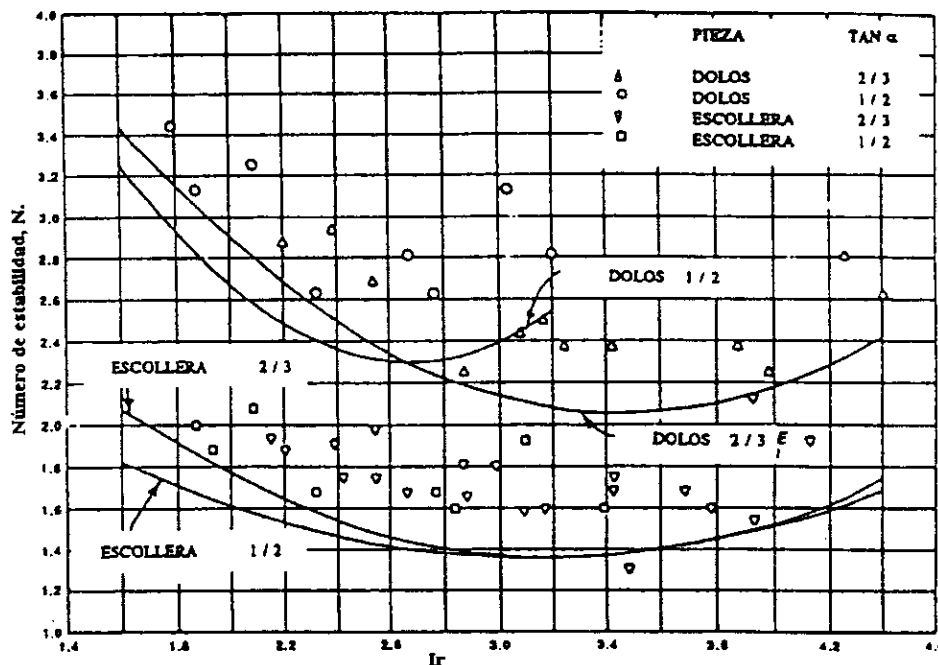
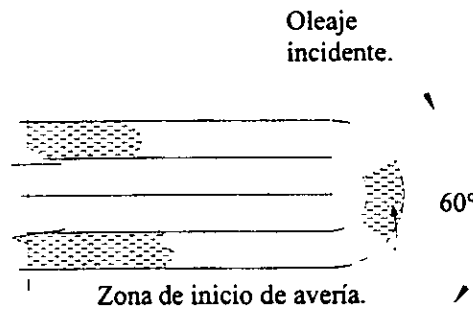


Figura 5.17 Región de inicio de avería en el morro.



En la tabla 5.4 se puede observar la fragilidad del morro, es decir, mientras más grande sea el nivel de daño, más grande es el factor que se debe emplear. Tales factores son el resultado de experimentos efectuados con bloques cúbicos y pendiente del talud 2:1.

Tabla 5.4 Factores de incremento en el peso de los elementos situados en el morro.

Nivel de Avería.	Inicio de Avería.	Avería de Iribarren.	Inicio de Destrucción.
Factor.	1.5	1.9	2.5

Cabe señalar que la fragilidad mencionada anteriormente, se debe básicamente a que las piezas desplazadas dejan sin apoyo a las que en esos momentos quedan hacia el lado expuesto. Las piezas desplazadas son depositadas en el lado interior y no contribuyen a proteger el área erosionada, permitiendo que los daños vayan en aumento rápidamente.

Finalmente, Losada *et al.* (1990) proponen una geometría para el morro, en la que éste sea de forma cónica cuyo diámetro es el ancho de la cresta o corona del cuerpo del rompeolas y que además el morro no debe voltearse hacia tierra o hacia el mar.

5.7.2 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria.

Normalmente se recomienda que el peso de los elementos que forman la capa secundaria se obtenga según la relación 5.25 (Diseño de Rompeolas de Piedra y de Tipo Compuesto, Madrid R 1992).

$$W_{cs} = \frac{W}{10} \approx \frac{W}{15} \tag{5.25}$$

Siendo W es el peso de los elementos de coraza, permitiéndose una variación en su peso entre un $\pm 25\%$.

5.7.3 Cálculo del peso de los elementos del núcleo.

De manera similar al peso de las piezas de la capa secundaria, para las piezas del núcleo se proponen los parámetros que a continuación se indican (Diseño de Rompeolas de Piedra y de Tipo Compuesto, Madrid R 1992).

$$W_n = \frac{W}{200} \approx \frac{W}{4000} \text{ ó } \frac{W}{6000} \quad (5.26)$$

En cuyo caso el peso puede ser menor en un 30% y mayor en un 70%.

5.7.4 Elevación de la cresta de coraza.

Para el cálculo de dicha elevación se tienen que considerar aspectos como el proceso constructivo, así como de la elevación de la ola sobre el talud (Run-up). Por lo que respecta al proceso constructivo, si la construcción es por tierra, la elevación del núcleo debe ser por lo menos el Nivel de Pleamar Media Superior más un incremento ΔH que generalmente es de 0.5 m. Por otra parte para estimar el Run-up, se han hecho varias investigaciones de laboratorio, entre las que sobresalen los trabajos realizados por Saville (1955-1956), cuyos resultados fueron presentados en forma gráfica y los de Battjes (1974) (Diseño de Estructuras de Protección Marítima, C.F.E 1994). Además, entre los procesos más importantes que se consideran en el diseño de una estructura de protección son:

- El ascenso máximo (Run-up).
- El descenso máximo (Run-down).
- La transmisión.
- El rebase (Overtopping).

5.7.4.1 Ascenso máximo.

Este factor determina la altura necesaria del bordo libre, a fin de evitar el rebase en el rompeolas. Gran parte de los métodos que permiten evaluar el ascenso máximo se basan en el número de Iribarren, definido en la ecuación 5.7 y que para este caso se indica como I_r .

A) Modelo de Ahrens.

Ahrens (1975) propone que el ascenso máximo se estime con la siguiente expresión:

$$\frac{Ru}{H} = \frac{a_{Ah} I_r}{1 + b_{Ah} I_r} \quad (5.27)$$

En esta ecuación a_{Ah} y b_{Ah} son coeficientes empíricos que están en función al tipo de pieza que integra la coraza (tabla 5.5).

Tabla 5.5 Coeficientes empíricos para rompeolas con $1.5 \leq \cot \alpha \leq 5$

Tipo de Coraza.	a_{Ab}	b_{Ab}
Dos capas de escollera	0.956	0.398
Dos capas de dolos	0.988	0.703

B) Modelo de Losada y Giménez-Curto.

Este modelo se apoya en la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\frac{Ru}{H} = A_u \left(1 - e^{B_u r} \right) \tag{5.28}$$

Siendo A_u y B_u coeficientes de ajuste que dependen del tipo de pieza (tabla 5.6)

Tabla 5.6 Coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de ascenso máximo.

Tipo de Pieza.	A_u	B_u
Escollera sin clasificar	1.80	-0.46
Escollera clasificada	1.37	-0.60
Tetrápodos	0.93	-0.75
Dolos	0.70	-0.82
Quadripodos	0.93	-0.75
Cubos	1.50	-0.67

Por otra parte, Losada y Giménez-Curto encontraron que los coeficientes de ajuste varían linealmente con la porosidad del manto principal, proponiendo las siguientes ecuaciones para estimar los coeficientes como una función de la porosidad del material (n).

Para un rompeolas con núcleo impermeable:

$$A_u = -3.825n + 3.344 \tag{5.29}$$

$$B_u = -1.569n + 0.037 \tag{5.30}$$

Para un rompeolas con núcleo permeable:

$$A_u = -4.706n + 3.293 \tag{5.31}$$

$$B_u = -1.179n + 0.081 \tag{5.32}$$

C) Método de van der Meer.

Dicho método se aplica cuando la estructura se encuentra sometida a la acción de un oleaje irregular. Para tal efecto van der Meer (1988) propone las ecuaciones mostradas en la tabla 5.7, las cuales están en función del número de Iribarren y de algunos coeficientes que dependen de la probabilidad de excedencia en el diseño, mismos que se muestran en la tabla 5.8.

Tabla 5.7 Ecuaciones de van der Meer para estimar el ascenso máximo.

Para $I_r < 1.5$	Para $1.5 < I_r < 3.2$	Para $I_r > 3.2$
$\frac{Ru_x}{H_s} = a \cdot I_r$	$\frac{Ru_x}{H_s} = b \cdot I_r^c$	$\frac{Ru_x}{H_s} = d$

Tabla 5.8 Coeficientes para las ecuaciones propuestas por van der Meer.

Probabilidad de excedencia (%)	0.13	1	2	5	10
a	1.14	1.01	0.96	0.86	0.77
b	1.34	1.24	1.17	1.05	0.94
c	0.55	0.48	0.46	0.44	0.42
d	2.58	2.15	1.97	1.68	1.45

D) Método de Silva y Govaere.

Silva y Govaere (1997) proponen una metodología válida para cualquier probabilidad de excedencia, y se resume en:

1. Estimar los parámetros A_u y B_u de la ecuación de Losada para el cálculo del ascenso máximo sobre el talud con oleaje regular, en función del tipo de material que se emplea en la coraza.
2. Definir la profundidad y la altura de la ola significativa.
3. Calcular al número de Iribarren cuadrático medio, I_{rms} , a partir del período de ola medio y altura de ola media cuadrática, H_{rms} , obtenida esta última a partir de la altura de ola significativa, H_s .
4. Calcular el parámetro Ru_{rms} utilizando la fórmula de Losada.
5. Obtener el parámetro Ru para la probabilidad de excedencias deseada utilizando la distribución de probabilidades propuesta por Tayfun.
6. Del punto 5 se obtiene Ru con la probabilidad deseada entre Ru_{rms} , $Ru_{n\%}/Ru_{rms}$, por lo que al multiplicar este valor por Ru_{rms} se obtiene el ascenso máximo.

5.7.4.2 Descenso máximo.

Se define al descenso máximo, R_d , como la mínima elevación que el agua puede alcanzar al incidir en la estructura. Similar al ascenso máximo, se mide a partir del Nivel Medio del Mar. Si el descenso del oleaje queda por arriba del Nivel Medio del Mar, éste tendrá valores positivos, y en caso contrario, el descenso máximo tomará valores negativos.

El descenso máximo permite obtener la máxima distancia debajo del nivel medio del mar, en la cual se deberán colocar las piezas de mayor peso.

A) Método de Losada y Giménez-Curto.

Losada y Giménez-Curto proponen un modelo experimental basado en la ecuación 5.33 para estimar el descenso máximo.

$$\frac{R_d}{H} = A_d(1 - e^{B_d L r}) \quad (5.33)$$

Siendo A_d y B_d coeficientes de ajuste, mismos que se muestran en la tabla 5.9. Cabe señalar que este modelo no presenta tan buenos resultados como el de ascenso máximo, sin embargo, tales resultados se pueden emplear para un diseño preliminar.

Tabla 5.9 Coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de descenso máximo.

Tipo de Pieza	A_d	B_d
Escollera sin clasificar	-1.10	-0.30
Escollera clasificada	-0.85	-0.43
Tetrápodos	-0.80	-0.45
Dolos	-0.75	-0.49
Cuadrípodos	-0.80	-0.45
Cubos	-0.72	-0.42

5.7.4.3 Transmisión.

Cuando el oleaje incide sobre una obra de protección, parte de su energía es reflejada y otra parte es transmitida a través de la misma. Esta última, es función del oleaje incidente, del talud y rugosidad de la estructura. Estimar la energía transmitida es de gran importancia, puesto que las olas de períodos largos que se transmiten a través de la estructura, pueden ocasionar movimientos no deseados en las embarcaciones. Para estimar la altura de la ola transmitida, se puede utilizar el coeficiente de transmisión definido en términos de la altura de ola incidente y transmitida o también de las energías totales transmitidas e incidentes como:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \frac{E_t}{E_i} \quad (5.34)$$

El cálculo de este coeficiente depende según se trate de estructuras rebasables o no rebasables.

A) Rompeolas no rebasables.

Para estimar el coeficiente de transmisión Numata (1976) propuso la siguiente ecuación.

$$K_t = \frac{1}{\left[1 + \frac{\alpha^* t}{L_r} \right]} \quad (5.35)$$

$$\alpha^* t = 1.48 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.66} \tag{5.36}$$

donde

B_s = Anchura del rompeolas en el nivel medio del mar.

D = Diámetro de las piezas.

B) Rompeolas rebasables.

Modelo de Seeling.

Con base en datos experimentales, Seeling (1980) propone que el coeficiente de transmisión por rebase para un rompeolas impermeable se obtenga con la ecuación 5.37.

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = C \left(1 - \frac{F}{Ru} \right) \tag{5.37}$$

$$C = 0.51 - 0.11 \frac{F}{h} \tag{5.38}$$

Valida para los casos en que $0 < \frac{B}{H} < 3.2$

donde

F = Bordo libre.

Ru = Ascenso máximo.

C = Coeficiente empírico.

B = Anchura de la cresta de la estructura.

H = Altura de la estructura.

h = Profundidad del agua al pie de la estructura.

Método de van der Meer.

En 1990 van der Meer propuso un método a partir del análisis de los resultados de Seeling y otros investigadores, mostrado en la tabla 5.10

Tabla 5.10 Criterios para estimar el coeficiente de transmisión propuesto por van der Meer.

Intervalo de Aplicación.	Coficiente de Transmisión (K_t).
$-2.0 < \frac{F}{H_s} < -1.13$	0.80
$-1.13 < \frac{F}{H_s} < 1.2$	$0.46 - 0.3 \frac{F}{H_s}$
$1.2 < \frac{F}{H_s} < 2.0$	0.10

5.7.4.4 Rebase (Overtopping).

Para el diseño de una obra de protección el rebase es otro de los procesos más importantes que se deben considerar. El rebase se presenta de forma intermitente ante la acción de algunas olas individuales de determinada altura y generalmente durante la acción de una tormenta, estimando el grado de rebase como la cantidad de agua que pasa por la zona protegida. Para la estimación de la descarga media se pueden utilizar los métodos de Owan y de van der Meer.

A) Método de Owan.

En 1980 Owan propuso las siguientes ecuaciones para estructuras con taludes lisos con presencia de bermas.

$$Q = \frac{q}{gH_s^3} \sqrt{\frac{H_s}{gT_m^2}} \tag{5.39}$$

$$F_a = \frac{F}{H_s} \sqrt{\frac{H_s}{gT_m^2}} \tag{5.40}$$

donde

- Q = Descarga adimensional por rebase.
- F_a = Altura del bordo libre adimensional.
- T_m = Período medio.

B) Método de van der Meer.

van der Meer y Jansen proponen los modelos siguientes (tabla 5.11) para estimar la descarga por rebase en presencia de oleaje rompiente y no rompiente.

Tabla 5.11 Método de van der Meer para la estimación del rebase.

Estimación del Rebase.	
Oleaje rompiente con I _r < 2	Oleaje no rompiente con I _r > 2
$Q_b = 0.06 \cdot e^{(-4.7F_b)}$	$Q_n = 0.2 \cdot e^{(-2.3F_n)}$
$F_b = \frac{F}{F_s} \frac{(2\pi H_s / gT_p^2)}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma}$	$F_n = \frac{F}{H_s} \frac{1}{\gamma}$

donde

- Q_b = Descarga adimensional de rebase para oleaje rompiente.
- F_b = Altura del bordo libre adimensional sobre el NMM con oleaje rompiente.
- T_p = Período pico.
- Q_n = Descarga adimensional de rebase para oleaje no rompiente.
- F_n = Altura del bordo libre adimensional sobre el NMM con oleaje no rompiente.

5.7.5 Cálculo de la anchura de cresta de coraza.

La anchura de la cresta depende fundamentalmente de si se permite o no el rebase de la ola sobre la estructura. De no existir dicho rebase, no se tendrían condiciones críticas para estimar su anchura. Por el contrario, si se presenta tal condición, suele recomendarse para fines prácticos que la anchura mínima sea igual a la suma de las longitudes de tres elementos que conforman la coraza o puede estimarse su anchura con la ecuación 5.41 (Automated Coastal Engineering System, C.E.R.C 1992).

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_r} \right)^{1/3} \quad (5.41)$$

donde

B = Anchura de la cresta.

n = Número de capas que forman la coraza.

k_{Δ} = Coeficiente de capa (tabla 5.12).

W = Peso individual del elemento que forma la capa de coraza.

w_r = Peso específico del material de los elementos de coraza.

5.7.6 Cálculo de la profundidad de la coraza.

La recomendación para la colocación de las piezas de la coraza, señala que éstas se coloquen hasta una profundidad de $-1.5H$ por debajo del nivel de diseño del mar, para el caso de que la profundidad de desplante sea mayor que $1.5H$, donde H es la altura de la ola de diseño. Por otra parte, si la profundidad de desplante es menor a $1.5H$, las piezas se colocarán hasta la profundidad de desplante, directamente sobre el delantal o faldón (Diseño de Rompeolas de Piedra y de Tipo Compuesto, Madrid R 1992).

Tabla 5.12 Coeficientes de capa y porosidad para varios elementos de coraza.

Elemento de Coraza.	n (Capas)	Colocación.	Coeficiente de Capa.	Porosidad. (%)
Roca de cantera redondeada	2	al azar	1.02	38
Roca de cantera rugosa	2	al azar	1	37
Roca de cantera rugosa	>3	al azar	1	40
Roca de cantera (paralelepípedo)	2	especial	¿?	27
Cubo modificado	2	al azar	1.1	47
Tetrápodo	2	al azar	1.04	50
Cuadrípodo	2	al azar	0.95	49
Hexápodo	2	al azar	1.15	47
Tribar	2	al azar	1.02	54
Dolos	2	al azar	0.94	56
Toskana	2	al azar	1.03	52
Tribar	1	uniforme	1.13	47
Roca de cantera	graduada	al azar	¿?	37

5.7.7 Cálculo del espesor de las capas de coraza y secundaria.

Para estimar tales espesores se recomienda emplear la siguiente ecuación:

$$r = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_r} \right)^{1/3} \quad (5.42)$$

donde

r = Espesor promedio de la capa.

n = Número de elementos en la capa.

k_{Δ} = Coeficiente de capa (tabla 5.12).

W = Peso individual del elemento que forma la capa de coraza.

w_r = Peso específico del material de los elementos de coraza.

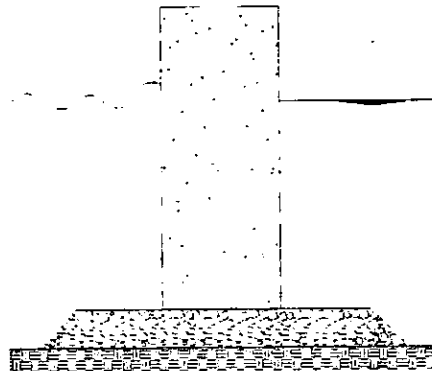
(Automated Coastal Engineering System, C.E.R.C 1992).

5.8 Rompeolas verticales.

Este tipo de rompeolas consta generalmente de un muro vertical o casi vertical de concreto (figura 5.18), que se cimienta sobre el fondo del mar o sobre una estructura de enrocamiento. Su característica principal radica en su capacidad de resistir la acción del oleaje reflejando la mayor parte de su energía, lo que provoca una situación adversa como lo es el aumento de la agitación.

Se recomienda que sean construidos en aguas relativamente profundas, donde las olas no puedan romper. Al respecto, se recomienda no construir estas estructuras, si no es en profundidades de agua superiores a dos veces la altura de ola de diseño (I Curso Iberoamericano de Planificación, Explotación y Dirección de Puertos, Dirección General de Puertos y Costas 1982).

Figura 5.18 Rompeolas vertical.



5.8.1 Recomendaciones para el diseño de un rompeolas vertical.

Las recomendaciones para un anteproyecto de un dique vertical según la Comisión de la PIANC, son las que se describen a continuación:

- Muro con una altura bajo en nivel de bajamar de por lo menos 1.5 veces la altura de la ola, una anchura mínima de 0.8 veces la altura del muro antes citada y una protección contra la socavación del pie de la estructura de por lo menos 0.15 veces la altura ya referida, lo que significa que la cota de cimentación del muro estará a 1.72 veces la altura de ola. Dicha ola, es la que se puede tener en un período de tiempo de 1.5 a 2 veces el de retorno, misma que corresponde al cálculo en el estado límite de rotura.
- Parapeto de coronación rematado a la cota 0.5 veces la altura de ola en el lado del puerto y de 1.2 a 1.5 veces en el lado exterior y de sección trapezoidal o en redientes de un espesor medio del orden de 0.75 veces la máxima altura de ola, que, para este caso, es la correspondiente al cálculo en el estado límite de utilización, cuyo valor se deduce de la media de las alturas de la décima parte de las olas más grandes que se pueden presentar una sola vez durante el periodo de retorno.
- Banqueta de escollera o estructura de enrocamiento de anchura (al nivel de desplante del muro) igual a 2.5 veces la altura de ola indicada en el punto anterior.

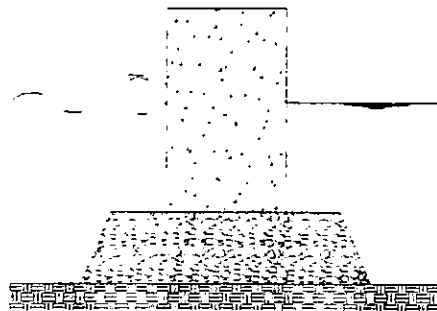
(I Curso Iberoamericano de Planificación, Explotación y Dirección de Puertos, Dirección General de Puertos y Costas 1982).

5.9 Rompeolas mixtos.

Los rompeolas mixtos son muy similares a los verticales, pero la diferencia radica esencialmente en que éste tipo de estructuras está siempre apoyado sobre una escollera. Además, en éstos, la ola puede romper antes o sobre él. La profundidad del fondo del mar o la geometría de la escollera, provocan que la ola se peralte y rompa sobre la estructura.

Por otra parte, las fuerzas que actúan sobre este tipo de estructuras no sólo dependen del oleaje incidente, sino además de la geometría de las escolleras donde éste se encuentra cimentado y del tipo de impacto de la ola sobre el mismo (Acción del Oleaje Sobre Estructuras Marítimas no Rebasables, Govaere A. G 1997).

Figura 5.19 Rompeolas mixto.



5.10 Rompeolas flotantes.

Este tipo de estructuras consiste básicamente de piezas de concreto ancladas al fondo mediante cadenas. Entre sus características más importantes destacan su cualidad para reducir las alturas del oleaje incidente (de poca altura) mediante la reflexión, absorción y turbulencia creada por el rompimiento del oleaje y la fricción. Sin embargo, suelen no ser muy efectivos y sus costos de mantenimiento son elevados.

En las figuras 5.20 y 5.21 se pueden observar un esquema de sus parámetros geométricos y características del oleaje incidente sobre el mismo y un ejemplo de un puerto con este tipo de estructuras (Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors, ASCE 1994).

Figura 5.20 Características geométricas de un rompeolas tipo flotante.

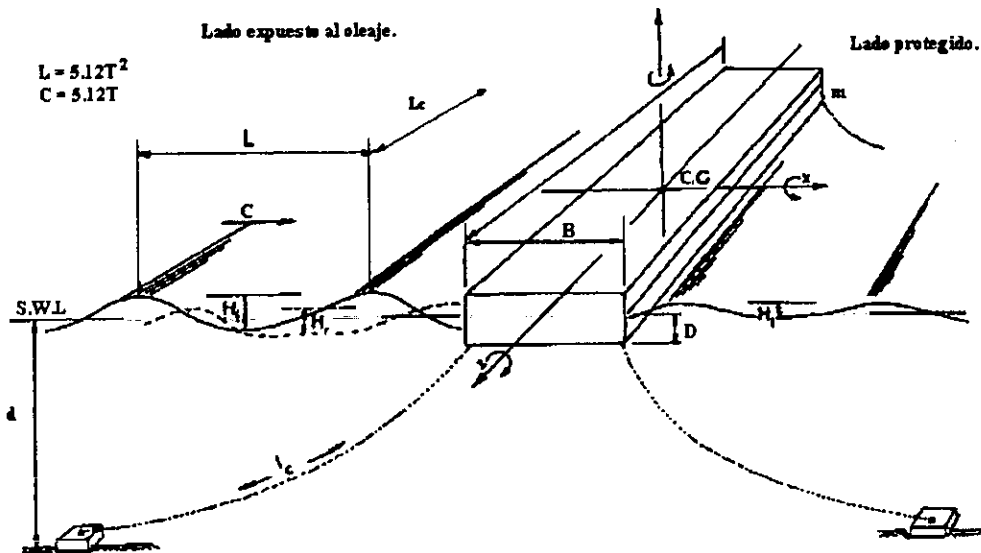
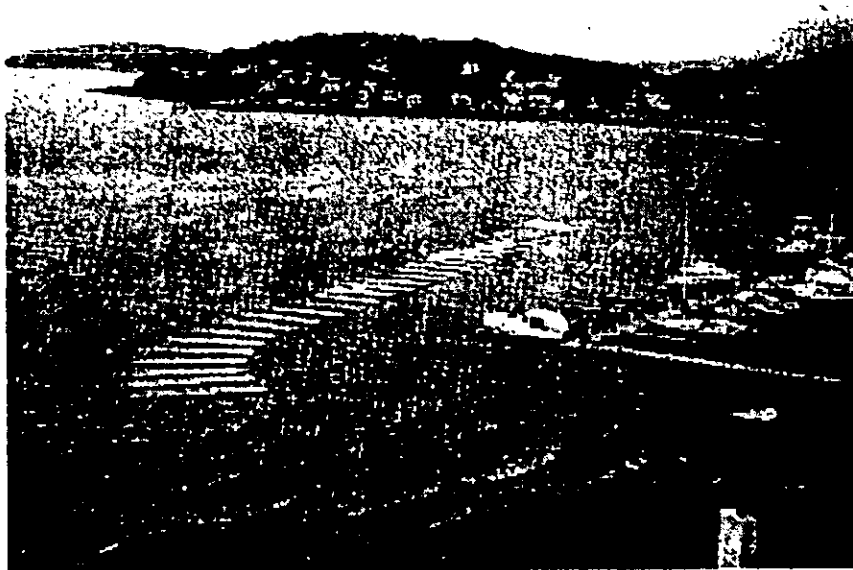


Figura 5.21 Panorámica de un puerto protegido con un rompeolas tipo flotante.



5.11 Conclusiones.

Se han descrito en el presente capítulo algunas características de las obras de protección más comunes que se tienen en la actualidad. Cabe resaltar la importancia que tiene el conocer las características físicas y oceanográficas del sitio en estudio. Se presentan también diferentes criterios para la estimación del peso de las piezas de coraza, en donde se observa que el criterio de Hudson es un tanto conservador, a diferencia del criterio de Losada, el cual tiene la característica que considera el nivel de daño en la estructura. Por otro lado el criterio de Iribarren ya no se emplea en la actualidad; no obstante en criterios más recientes como el de Losada, se emplea el parámetro conocido como número de Iribarren.

En las propuestas para el diseño, se indican solamente los parámetros para el diseño de tres capas en el cuerpo de un rompeolas de enrocamiento, sin embargo es factible colocar tantas capas como se requiera, y que a menudo es recomendable que la estructura sea un tanto más permeable, procurando que no se tenga un arrastre del material de menor dimensión como lo es el del núcleo.

Capítulo 6

Conclusiones Generales y Futuras Líneas de Trabajo.

A continuación se presentan las conclusiones finales de este trabajo, así como los mismos que un futuro pudieran realizarse sobre el tema. Con dichas conclusiones se trata de señalar lo que en un momento dado puede considerarse más relevante en un proyecto de este tipo y que por supuesto se debe atender de la mejor manera. Asimismo, se recomienda la elaboración de material de carácter informativo con el objeto de promover este tipo de obras marítimas.

CONCLUSIONES GENERALES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO.

6.1 Conclusiones generales.

En este trabajo, específicamente en los primeros cinco capítulos se ha presentado una metodología para el diseño hidráulico y geométrico para una marina o puerto deportivo. Asimismo, se presentó una serie de estudios sobre las condiciones físicas del sitio de interés indispensables para el mismo. Como conclusiones finales se presentan las siguientes:

- *Una posible clasificación para los puertos en función de sus características.*
- *Selección del sitio.* En este sentido es necesario hacer una cuidadosa selección de la mejor opción para el desarrollo del proyecto. Para tal efecto se deben realizar los estudios mínimos indispensables de los factores físicos del lugar, así como el estudio de mercado necesario a fin de identificar la demanda para las posiciones de atraque. Por otra parte, y aunque no se contemplaron en el desarrollo del trabajo, se deben de realizar estudios sociológicos y estéticos del sitio de interés.
- *Embarcación de diseño.* Este es un factor de gran importancia, por lo que es conveniente conocer las características de la embarcación de diseño indispensables para el diseño de los muelles, áreas de agua y zonas de almacenamiento.
- Se presentaron los antecedentes para el estudio de las *características del oleaje*, que es el factor más importante para el diseño de las obras de protección y áreas de agua en el interior del puerto. Por tal motivo es conveniente realizar a través de la descripción estadística de un estado de mar, los análisis temporal y espectral con objeto de estimar la altura de ola de diseño.
- Se presentaron además algunos *criterios para la estimación del transporte litoral*. Por lo que ha esto corresponde, se recomienda estimar dicho parámetro con varios de los criterios disponibles con el objeto de obtener resultados más precisos y para ambas condiciones, es decir, longitudinal y transversal a la línea de playa.
- Otro factor de gran relevancia en el puerto es *la calidad del agua*, por tal motivo es necesario realizar los estudios de los parámetros más significativos de ese medio, tal como son el Oxígeno Disuelto y la Demanda Bioquímica de Oxígeno.
- Por lo que respecta al *diseño geométrico de la zona de muelles*, se presentaron algunos criterios para su diseño. Sin embargo, para que dichas estructuras tengan un funcionamiento adecuado es conveniente que como primer punto se garantice una agitación mínima en el interior del puerto. Asimismo es necesario como se mencionó anteriormente, conocer las dimensiones de la o las embarcaciones de diseño puesto que de éstas depende la geometría de muelles, canales, etc.
- Otro factor que se presentó es sobre el diseño de las *zonas de almacenamiento en seco*. En este sentido es recomendable que se conozca el área de agua que comprende el puerto, básicamente a que dicha zona de almacenamiento representa un porcentaje del orden de 2.5% de esta última.
- Se presentaron además los *servicios* más comunes e indispensables para las *zonas de muelles y terrestres*. Al respecto se tiene la recomendación de que en estas zonas se cuenten como mínimo con los servicios de agua potable, electricidad y alcantarillado.

- Por otra parte se presentó también el criterio para el diseño de los *servicios sanitarios y accesorios*. Sin embargo, tales criterios carecen de cierta lógica por lo que se recomienda que para estos servicios se tengan al menos cinco unidades para cada tipo, para los primeros cincuenta amarraderos.
- Finalmente se presentó un panorama general sobre el *diseño* de varios tipos de *obras de protección*, destacando aquellos cuyo diseño es con base a piezas sueltas o materiales graduados. Previamente para estas obras es necesario conocer la altura de ola de diseño y los niveles de marea a los que estará sujeta.
- Se recomienda además realizar los estudios necesarios para identificar la mejor opción para los elementos que darán origen a la obra, es decir, naturales o artificiales. Asimismo, se presentaron varios criterios para estimar el peso de los elementos que constituyen la coraza. En este sentido es necesario y aconsejable que dicho factor se estime al menos con tres de los criterios que ofrecen mejores resultados, con objeto de hacer una comparación y seleccionar el más adecuado. De los criterios aquí presentados se ha observado que el criterio de Losada ofrece mejores resultados que el criterio de Hudson que hasta la fecha ha sido de los más empleados.

6.2 Futuras líneas de trabajo.

Como futuras líneas de trabajo, tal vez estas se deban dirigir más a la promoción de estos sitios desde el punto de vista turístico. Es decir, aprovechar las condiciones geográficas del país y fomentar en gran medida la creación de estos sitios. Sin embargo, aunque lo antes dicho sea deseable, se debe contemplar el factor económico que generalmente influye enormemente en los proyectos de ingeniería.

Un aspecto que está fuera del alcance de este trabajo pero que en su momento puede ser de gran ayuda para tratar de cumplir con lo ya expuesto, es la elaboración de un catálogo, manual o guía con la información de mayor interés sobre los puertos deportivos que hoy en día existen en nuestro país.

BIBLIOGRAFÍA.

1. Adie, D.W. 1977. *Marinas, A Working Guide to Their Development and Design*, 2nd Edition, London: The Architectural Press, Ltd., and New York: Nichols Publishing Company.
2. American Society of Civil Engineers. 1969. *Report on Small Craft Harbors*, New York: American Society of Civil Engineers. Manuals and Reports on Engineering Practice No. 50
3. American Society of Civil Engineers. 1994. *MARINAS, PARKS and RECREATION DEVELOPMENTS*, Edited by Marshall Flug and Fred A. Klancnik, New York: American Society of Civil Engineers.
4. American Society of Civil Engineers. 1994. *Planning and Design Guidelines for Small Craft Harbors*, Revised Edition, New York: American Society of Civil Engineers. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 50
5. Boating Facilities Division, California Department of Boating and Waterways. Local Assistance Program.
6. Coastal Engineering Research Center. DEPARTMENT OF THE ARMY. Waterways Experiment Station, Corps of Engineers. 1992. *AUTOMATED COASTAL ENGINEERING SYSTEM*, Vicksburg, Mississippi: Coastal Engineering Research Center.
7. Comisión Federal de Electricidad. 1994. *Diseño de Estructuras de Protección Marítima*, México, D. F.
8. Comisión Federal de Electricidad. 1994. *Medición del Oleaje Costero*, México, D. F.
9. Comisión Federal de Electricidad. 1997. *Estimación del Transporte Litoral en un Frente Costero*, México, D. F.
10. del Moral C, Rafael *et al.* 1982 *I Curso Iberoamericano de Planificación, Explotación y Dirección de Puertos. Capítulo IV. Tema 2º Los Puertos Deportivos.*
11. DEPARTMENT OF THE ARMY, U.S. Army Corps of Engineers. Manual No. 1110-2-1615. 1984. *Engineering and Design HYDRAULIC DESIGN OF SMALL BOATS HARBORS*, Washington, D. C. : U.S. Army Corps of Engineers.
12. DEPARTMENT OF THE ARMY, U.S. Army Corps of Engineers. Manual No. 1110-2-1206. 1993. *Engineering and Design ENVIRONMENTAL ENGINEERING FOR SMALL BOATS BASINS*, Washington, D. C. : U.S. Army Corps of Engineers.
13. Díaz H, Gabriel. 2000. *Refracción del Oleaje en Presencia de Corrientes y Variaciones del Fondo Marino*, México, D.F., Facultad de Ingeniería. UNAM.
14. F. Cornick, Henry. 1959. *Dock and Harbour Engineering, Volume 2 The Design of Harbours*, London: Charles Griffin & Company Limited.

15. FONATUR. 1999. *Terminos de Referencia: Estudios y Proyectos Ejecutivos para un Puerto de Abrigo en San Quintín, B.C. México.*
16. Govaere V. Georges A. 1997. *Acción del Oleaje Sobre Estructuras Marítimas no Rebasables.* México, D. F., Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado. UNAM.
17. Madrid M. de O, Rolando. 1992. *Diseño de Rompeolas de Piedra y de Tipo Compuesto, 5º Curso Internacional de Ingeniería Hidráulica Portuaria,* México, D. F. Puertos Mexicanos.
18. Metcalf & Eddy. 1979. *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse.*
19. Ministry of Public Works, Consiglio Superiore. and National Research Council, Group for Prevention from Hydrogeological Disasters. 1996. *Technical Instructions for The Design of Maritime Dikes,* Rome: Water Resources and Documentation Centre, University for Foreigners Perugia.
20. *NEARSHORE DYNAMICS AND COASTAL PROCESSES. Theory, Measurement, and Predictive Models.* 1988. Edited by Kiyoshi Horikawa. Japan: University of Tokio.
21. O. Tobiasson, Bruce. 1991. *MARINAS and Small Craft Harbors,* New York: Van Nostrand Reinhold.
22. P. Tsinker, Gregory. 1995. *MARINE STRUCTURES ENGINEERING Specialized Applications,* New York: Chapman & Hall. An International Thomson Publishing Company.
23. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. *Mánuai de Dimensionamiento Portuario,* México, D. F.
24. Silva C, Rodolfo. 1995. *Determinación de las Necesidades de un Puerto Deportivo,* España.
25. Silva C, Rodolfo. 1996. *Desarrollo de un Modelo de Cálculo de los Parámetros de Oleaje en Función de Datos de Viento,* México, D. F., Instituto de Ingeniería, UNAM.
26. Silva C, Rodolfo. 1998. *Apuntes del Curso: Análisis y Predicción del Oleaje,* México, D. F., Instituto de Ingeniería, UNAM.
27. Uribe R, Roberto. 2000. *Caracterización del Clima Marítimo Mexicano,* México, D. F., Facultad de Ingeniería, UNAM.