



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS DEL CENTRO DE EDUCACION
CONTINUA

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del Jefe del Centro de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso. Las personas que deseen que aparezca su título profesional precediendo a su nombre en la constancia, deberán entregar copia del mismo o de su cédula a más tardar el SEGUNDO DIA de clases, en las oficinas del Centro con la señorita encargada de inscripciones.

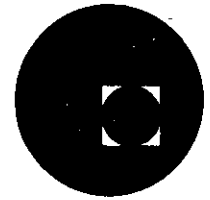
El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona encargada de entregar las notas del curso. Las inasistencias serán computadas por las autoridades del Centro, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo del 80% de asistencia.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece el Centro están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso. Las personas comisionadas por alguna institución deberán pasar a inscribirse en las oficinas del Centro en la misma forma que los demás asistentes, entregando el oficio respectivo.

Con objeto de mejorar los servicios que el Centro de Educación Continua ofrece, al final del curso se hará una evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos por parte de los asistentes.





CUESTIONARIO PARA EL DIRECTORIO GENERAL

PARA USO EXCLUSIVO DEL C E C

ALTA MODIFICACION

1.- INSTRUCCIONES GENERALES.

A.- Escriba con letra de molde.

B.- Escriba un solo caracter por cuadro ó semicualadro.

C.- Para contestar las preguntas en las líneas ó en los semicualadros escriba, letras y en los cuadros pondrá números según sea la respuesta que se pide.

NOTA : No se haga ninguna anotación en los cuadros sombreados.

NOMBRE DEL CURSO : _____ FOLIO :

--	--	--	--	--

1.- NOMBRE :

3	<input style="width: 90%; height: 20px;" type="text"/>	*	
TITULO	13		
14	<input style="width: 95%; height: 20px;" type="text"/>		
	NOMBRE (S) , APELLIDO PATERNO	APELLIDO MATERNO.	41

NOTA : Separe mediante una coma (,) el (los) nombre (s) de los apellidos.

2.- REGISTRO FEDERAL DE CAUS.:

42	AÑO	MES	DÍA	51			

3.- CEDULA PROFESIONAL:

52	NUMERO	53				

4.- TELEFONO PARTICULAR:

59	NUMERO	65			

5.- TELEFONO OFICINA:

66	NUMERO	72	73	EXT.	76			

6.- ASISTENTE AL CURSO O PROFESOR:

77

A

1
80

B

5
80

7.- DIRECCION PARTICULAR :

8	<input style="width: 98%; height: 25px;" type="text"/>	41
	CALLE , NUMERO Y NUMERO INTERIOR.	

<input style="width: 98%; height: 25px;" type="text"/>			ZONA				
71	COLONIA Y/O CIUDAD.	71					
			POSTAL <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td style="width: 20px; height: 20px;"></td><td style="width: 20px; height: 20px;"></td></tr><tr><td style="text-align: center;">72</td><td style="text-align: center;">73</td></tr></table>			72	73
72	73						

ESTADO

74	75

8.- TITULO PROFESIONAL

76	77

ESPECIALIDAD

78	79

A

2
80

M

5
80

10.- DIRECCION DE OFICINA:

8	CALLE, NUMERO Y NUMERO INTERIOR	41
---	---------------------------------	----

42	COLONIA Y/O CIUDAD.	71	ZONA POSTAL:	72	73
----	---------------------	----	--------------	----	----

ESTADO	74	75
--------	----	----

A	3	80
---	---	----

M	7	80
---	---	----

11.- ASOCIACIONES A LAS QUE PERTENECE :

PRINCIPAL : _____

6	7
---	---

OTRAS : _____

8	9
---	---

10	11
----	----

12	13
----	----

14	15
----	----

A	4	80
---	---	----

M	8	80
---	---	----

_____ A _____ DE _____ DE 19 _____

FECHA DE ELABORACION

FIRMA

PARA USO EXCLUSIVO DEL CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

CODIFICO :	REVISO :	OBSERVACIONES :

ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

4 al 15 de Junio

Fecha	Duración	Tema	Profesor
4 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	RECURSOS OCEANICOS	Ing. Héctor López Gutiérrez
5 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	OLEAJE, MAREAS, CORRIENTES, CICLONES.	Dr. Juan M. Navarro
6 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	ONDAS DE LARGO PERIODO PROCESOS DE MEZCLADO	Ing. J. Guillermo Macdone1
7 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	PROCESOS LITORALES LAGUNAS LITORALES	Ing. Daniel Cervantes C.
8 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	GENERALIDADES SOBRE HIDRAULICA FLUVIAL DESEMBOCADURAS	Ing. José Aguilar A.
11 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	ESTABILIDAD DE ACCESOS CORRIENTES DE DENSIDAD	Ing. José Aguilar H.

12 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	APROVECHAMIENTO DE ESTUARIOS	Ing. Héctor López Gutiérrez
13 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	ESTUDIOS DE CAMPO INSTRUMENTACION CONTAMINACION	Ing. J. Guillermo Macdonel Ocean. Rafael García K.
14 Jun.	17 a 19 h. 19 a 21 h.	MODELOS HIDRAULICOS	Ing. Miguel Angel Vergara

DIRECTORIO DE PROFESORES
ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

1979

ING. JOSE AGUILAR ALCERRECA
DIRECTOR DEL GRUPO AZ
BONAMPAK No. 8
MEXICO 13, D.F.
TEL: 672.24.11, 672.25.67 ó 532.30.98

ING. DANIEL CERVANTES CASTRO
DIRECTOR GENERAL
C. I F S A
PETEN No. 543
MEXICO 12, D.F.
TEL: 575. 25.11

OCEAN. RAFAEL GARCIA KRASOVSKY
OCEANOLOGO
AREA DE INGENIERIA PORTUARIA
PROYECTOS MARINOS S.C.
BLVD. AVILA CAMACHO No. 1 - 4^o piso
MEXICO 10, D.F.
TEL: 395.00.88 ext. 176

ING. HECTOR LOPEZ GUTIERREZ
DIRECTOR DE HECTOR LOPEZ Y ASOCIADOS
SN. BORJA No. 526 - D
COL. DEL VALLE
MEXICO 12, D.F.
TEL: 559.92.88

2

ING. JOSE GUILLERMO MACDONEL MARTINEZ
JEFE DEL AREA DE INGENIERIA PORTUARIA
PROYECTOS MARINOS, S.C.
BLVD. AVILA CAMACHO No. 1 - 4º piso
MEXICO 10, D.F.
TEL: 395.00.88 ext. 184

DR. JUAN MANUEL NAVARRO
COORDINADOR DE INVESTIGACION DEL
LABORATORIO DE INGENIERIA HIDRAULICA
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
I. P. N.
UNIDAD PROFESIONAL ZACATENCO
EDIFICIO 1 LABORATORIOS PESADOS
MEXICO 14, D.F.
TEL: 586.54.70

ING. MIGUEL ANGEL VERGARA
JEFE DEL LABORATORIO DE INGENIERIA HIDRAULICA
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
UNIDAD PROFESIONAL ZACATENCO
EDIFICIO 1 LABORATORIOS PESADOS
MEXICO 14, D.F.
TEL: 586.54.70

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

CURSO: ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS.

Fechas: Del 4 al 14 de junio de 1979.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANT. DEL INTERES (AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION, COMUNICACION CON LOS ASISTENTES)	PUNTUALIDAD
Recursos Oceánicos (López)				
Ondaje, mareas, corrientes y ciclones(Navarro)				
Ondas de largo período . Procesos de ... (Macdonel)				
Procesos Litorales. Lagunas Litorales (Cervantes)				
Generalidades sobre Hidráulica Fluvial (Aguilar)				
Desembocaduras (Aguilar)				
Estabilidad de Accesos. Corrientes de... (Aguilar)				
Aprovechamiento de Estuarios (López)				
Estudios de Campo. (Macdonel)				
Instrumentación (Macdonel)				
ESCALA DE EVALUACION DEL 1 AL 10				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

- 2 -

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANT. DEL INTERES (AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION, COMUNICACION CON LOS ASISTENTES)	PUNTUALIDAD
Contaminación (Macdonel)				
Estudios de Campo (García)				
Instrumentación (García)				
Contaminación (García)				
Modelos Hidráulicos (Vergara)				

EVALUACION DEL CURSO

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente del Centro de Educación Continua?
Muy agradable Agradable Desagradable

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

Periódico
Excélsior

Periódico
Novedades

Folleto del
Curso

Cartel
mensual

Radio
Universidad

Comunicación
carta, teléfono
no, verbal, etc.

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

Automóvil
particular

Metro

Otro medio

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas? Si No

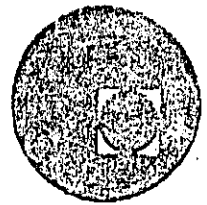
6. ¿Qué curso le gustaría que ofreciera el Centro de Educación Continua?

7. ¿Qué servicios desearía que tuviese el CEC para los asistentes a cursos?

8. Otras sugerencias:



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

RECUROS MINERALOGICOS, ENERGETICOS Y PESQUEROS

ING. HECTOR LOPEZ GUTIERREZ

JUNIO, 1979.

RECURSOS MINERALOGICOS, ENERGETICOS Y PESQUEROS

Ing. Héctor López Gutiérrez

INTRODUCCION

El objeto de esta plática es presentar, por una parte, aspectos generales relacionados con la disponibilidad y problemas para el aprovechamiento de los recursos mineralógicos, energéticos y pesqueros, contenidos en las áreas marinas. Por otra, se pretende dar una imagen de la situación que al respecto priva en nuestro país.

Se tratarán separadamente los recursos mineralógicos y energéticos de los pesqueros, y como se indicó, la información suministrada tiene, en general, un carácter descriptivo introductorio, proporcionando las bases que permitan, en caso de necesidad o interés específico, empezar a profundizar sobre los temas tratados. Huelga decir que los fundamentos teóricos y métodos tecnológicos para el estudio, explotación y aprovechamiento de tales recursos son, en si, objeto de no sólo licenciaturas específicas sino de especializaciones y postgrados, sin embargo, buena parte del proceso de explotación y aprovechamiento de tales recursos tienen una vinculación amplia con la ingeniería civil y de allí la conveniencia de conocer los puntos de contacto y algo de la problemática de tales desarrollos.

RECURSOS MINERALOGICOS Y ENERGETICOS

La explotación de los recursos mineralógicos del fondo del mar puede considerarse como una extracción en la que el elemento superpuesto al ya cimiento es el agua del mar, en lugar de roca sólida o suelo, como sucede en tierra firme.

La minería submarina puede realizarse de tres formas equivalentes a las que se practican en tierra firme: explotación por dragado o excavación directa del fondo del mar en los yacimientos minerales situados en la misma superficie de estas rocas o muy próximos; explotación subterránea, con pozos y galerías, cuando el mineral está situado a más profundidad, y explotación con sondeo para los minerales especiales, como petróleo, gas, azufre y sales.

Con un mercado de metales sano, un consumo mundial en constante crecimiento y continuas mejoras técnicas que aumentan las posibilidades de conquistar el medio ambiente hostil, la minería oceánica se presenta, a pesar de sus misterios, como el mayor reto con que se ha enfrentado la industria minera a través de muchas generaciones.

En nuestros días no puede considerarse verdadera la existencia de una mi nería submarina de grandes profundidades, ya que ésta sólo es realidad en las terrazas continentales submarinas hasta 120 m.

Debemos dividir en cinco grupos los recursos minerales del mar: elemen tos disueltos, aluviones depositados en las playas marinas, aluviones de

positados en las plataformas y taludes continentales submarinos, aluviones depositados en los fondos de mar profundo y filones y mineralización diseminada. (Fig. 1)

De los elementos disueltos sólo se aprovecha hoy la sal común, y el magnesio, bromo y potasio en pequeña escala. Pero las reservas potenciales de los principales minerales que aún no se aprovechan son como mínimo: 15 000 millones de toneladas de cobre, 15 000 millones de toneladas de manganeso, 20 000 millones de toneladas de uranio, 7 billones de toneladas de boro, 10 000 millones de toneladas de oro y 500 millones de toneladas de plata.

En las tablas adjuntas se indican las principales reservas conocidas hasta ahora, así como el lugar en donde se encuentran, el material que las contiene, el estado actual de su explotación comercial y el tonelaje estimado de sus existencias. (Tablas 1 y 2)

La industria minera proporciona tres fuentes de energía: los carbones minerales, los hidrocarburos y los combustibles nucleares.

Las necesidades mundiales de energía continúan creciendo a ritmo fantástico. Se espera que el consumo se multiplique por cuatro en los años que faltan del presente siglo, y en el año dos mil seguirá siendo el petróleo la fuente de energía principal de que dispondrá el hombre.

El petróleo -es decir, petróleo, gas y sus derivados- domina el mercado actual de la energía mundial, suministrando la mitad de la energía conocida. Esta proporción crecerá, según las estimaciones, hasta el año de 1985, en que llegará al 58%, y así permanecerá hasta finales del siglo.

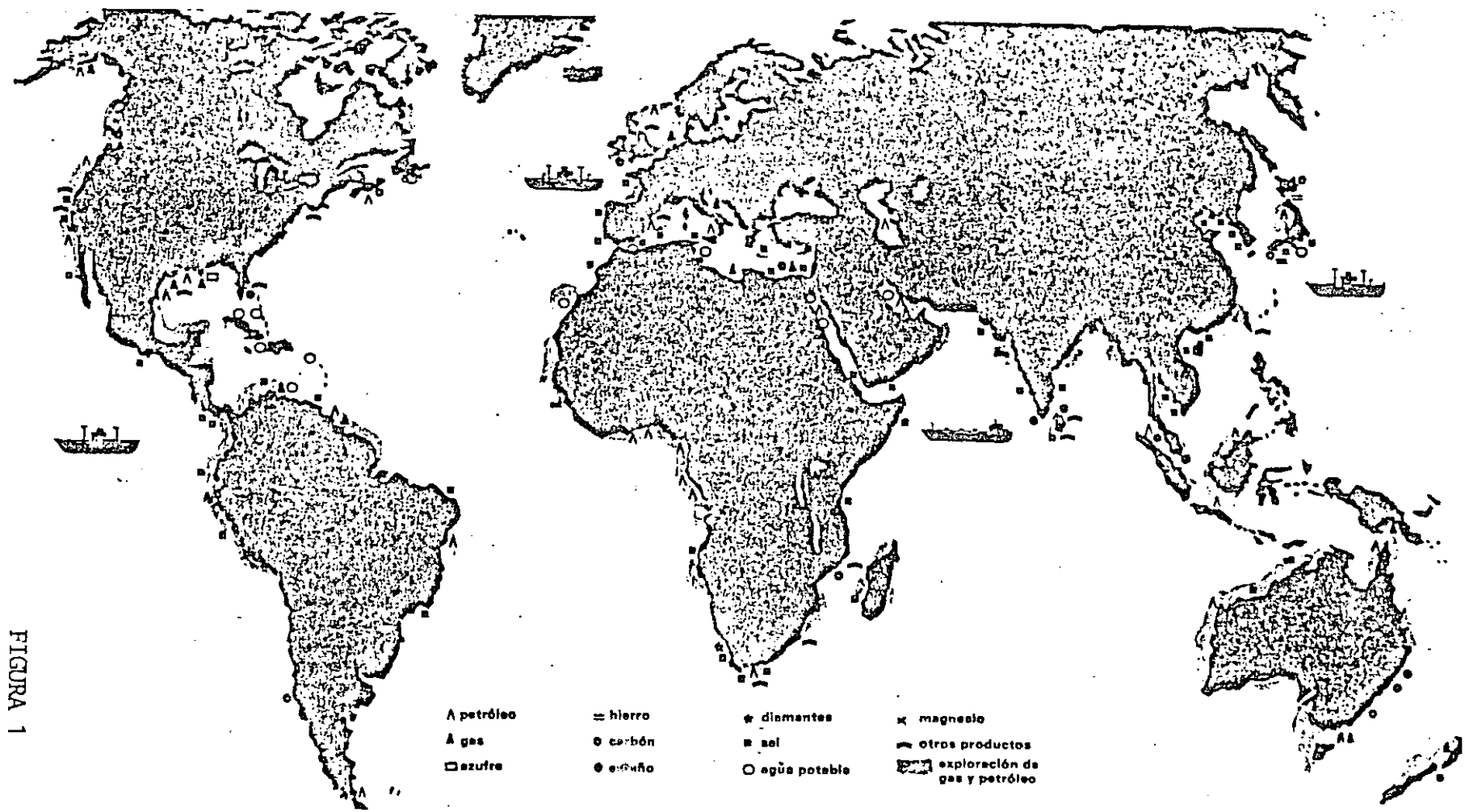


FIGURA 1

TABLA 1

Elemento	Situación	Roca
Aluminio (Al)	mar profundo	arcilla roja
Azufre* (S)	plataforma y disuelto	estratos y agua de mar
Bario (Ba)	plataforma	nódulos de barita
Bromo* (Br)	disuelto	agua de mar
Calcio* (Ca)	plataforma	arrecifes conchíferos
Cobalto (Co)	mar profundo	nódulos de manganeso y arcilla roja
Columbio (Cb)	playas *	arenas pesadas
Cobre (Cu)	mar profundo	nódulos de manganeso y arcilla roja
Cromo (Cr)	playas	arenas pesadas
Diamantes*	plataforma	gravas y arenas
Estaño* (Sb)	playas	arenas pesadas
Flúor (F)	plataforma y disuelto	nódulos de fosfato y agua de mar
Fosfato	plataforma y disuelto	nódulos y agua de mar
Hierro* (Fe)	playas	arenas de magnetita
Litio (Li)	disuelto	agua de mar
Magnesio* (Mg)	disuelto	agua de mar
Manganeso (Mn)	mar profundo	nódulos de manganeso
Molibdeno (Mo)	mar profundo	nódulos de manganeso
Níquel (Ni)	mar profundo	nódulos de manganeso
Oro* (Au)	playas	arenas pesadas
Plata (Ag)	playas	arenas pesadas
platino (Pt)	playas	arenas pesadas
Potasio* (K)	disuelto	agua de mar
Sodio* (Na)	disuelto	agua de mar
Vanadio (V)	mar profundo	nódulos de manganeso
Zirconio (Zr)	playas	arenas pesadas

* Explotado en la actualidad

TABLA 2

Situación	Tipos de materias	Elementos o minerales	Estimación del tonelaje
Playas submarinas	minerales pesados o arenas negras	hierro, titanio, cromo, plata, zirconio, uranio, cobalto, tierras raras, etcétera	abundante
	arenas de metales preciosos	platino, oro, plata	concentraciones localizadas
Plataforma continental	concentraciones y cristales de barita	sulfato de bario	cantidad desconocida
	gravas diamantíferas	diamantes	abundantes en Sudáfrica
	arenas de glauconita	potasa	cien millones de t
	nódulos de fosfato conchas	fosfato carbonato cálcico	diez mil millones de t abundante
Fondos de mar profundo	restos de animales	tierras raras, cobre, plomo, cinc, vanadio, cromo, etc.	abundante
	tierras diatomeas	óxido de silicio	diez billones de t
	fango de globigerinas	carbonato cálcico	cien billones de t
	nódulos de manganeso	manganeso, cobre, cobalto, níquel, molibdeno, vanadio	diez billones de t
	estérulas de ferromquel	níquel, hierro	diez millones de t
	arcillas rojas restos de animales	aluminio, cobre, cobalto, vanadio fosfato	mil billones de t abundante

Para comparar la contribución al consumo mundial de las diversas formas de energía hay que medir sus volúmenes con una unidad común. Por ello vamos a utilizar como unidad de medida la energía de un barril de petróleo; así podemos estimar el consumo mundial del año 1967 en unos 25 000 millones de barriles. De ellos, 12 500 millones procedían efectivamente del petróleo y gas, 11 300 millones de la contribución del carbón y 1 200 millones las demás fuentes de energía; los combustibles nucleares apenas llegaron a la cifra de 250 millones de barriles. Todo hace prever un crecimiento espectacular que llegará, según los cálculos actuales, a un consumo mundial de 65 000 millones de barriles en 1985 y de 105 000 millones en el año 2000.

Entre los muchos minerales que contiene el océano y que se consideran explotables, las empresas mineras se han fijado en los siguientes objetivos: placeres costeros formados por arrastres de minerales ricos; capas poco profundas de fosforita y glauconita; yacimientos en mar profundo de nodulos de manganeso y petróleo en las plataformas continentales.

Las playas del mundo entero, por las facilidades que ofrecen y consistentemente por poderse afrontar su explotación con capitales reducidos y menos riesgo, han atraído antes que ninguna otra zona a los industriales mineros.

La explotación comercial de estos recursos, a excepción del petróleo, presenta otras ventajas que la hacen atractiva como por ejemplo:

- No estar sujetas a régimen de propiedad territorial.
- Estar liberada de problemas fiscales.

- Facilidades de eliminación de desechos.
- Reducción del problema de acceso al yacimiento y uso de explosivos.
- Se evita la construcción de poblados con todos los servicios sustituyendo con flotas mineras.
- Facilidad de traslado de un yacimiento a otro.

Sin embargo, la situación actual presenta dificultades que no han sido resueltas lo que ha impedido su puesta en práctica, entre ellas se puede citar:

- Capital para desarrollar un sistema de exploración y explotación (se estima que el solo proceso de investigación para una explotación demandaría entre 2 y 10 mil millones de pesos).
- Falta de una ley internacional que regule este tipo de actividades.
- Problemas tecnológicos de operación submarina.
- Problemas de seguridad para las instalaciones flotantes.

De todo este conjunto de posibilidades, se decía que sólo la explotación del petróleo han rebasado las dificultades y problemas para poder entrar al campo de la explotación comercial en gran escala. Cabe señalar también que en menor escala pueden considerarse algunas explotaciones de carbón (Japón extrae del fondo del mar el 35% del total de su demanda). También se cuenta la de diamantes, el estaño y el oro. (Fig. 2)

Explotación petrolera

La técnica de búsqueda y exploración de petróleo en alta mar en la plataforma costera empezó en el golfo de México después de la II Guerra Mun-

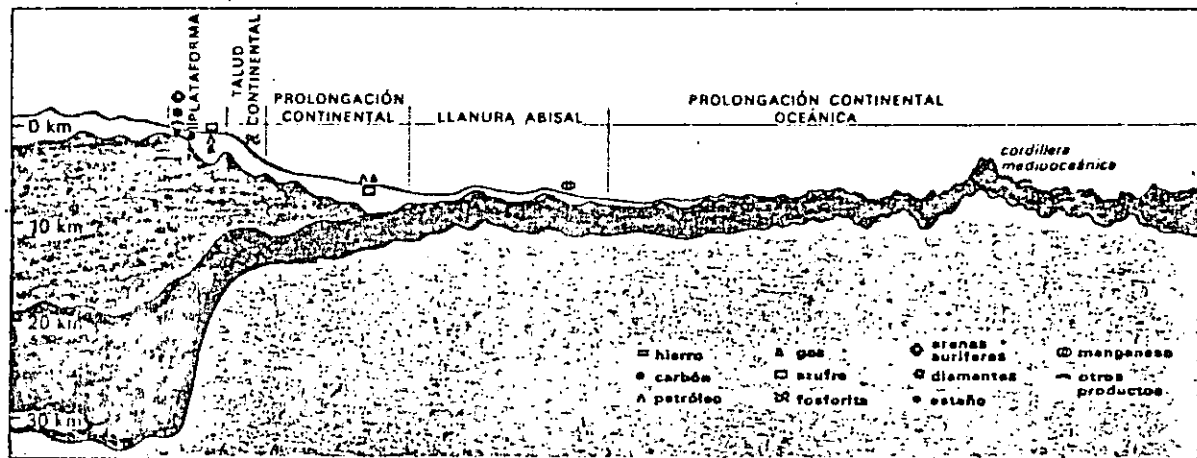


FIGURA 2

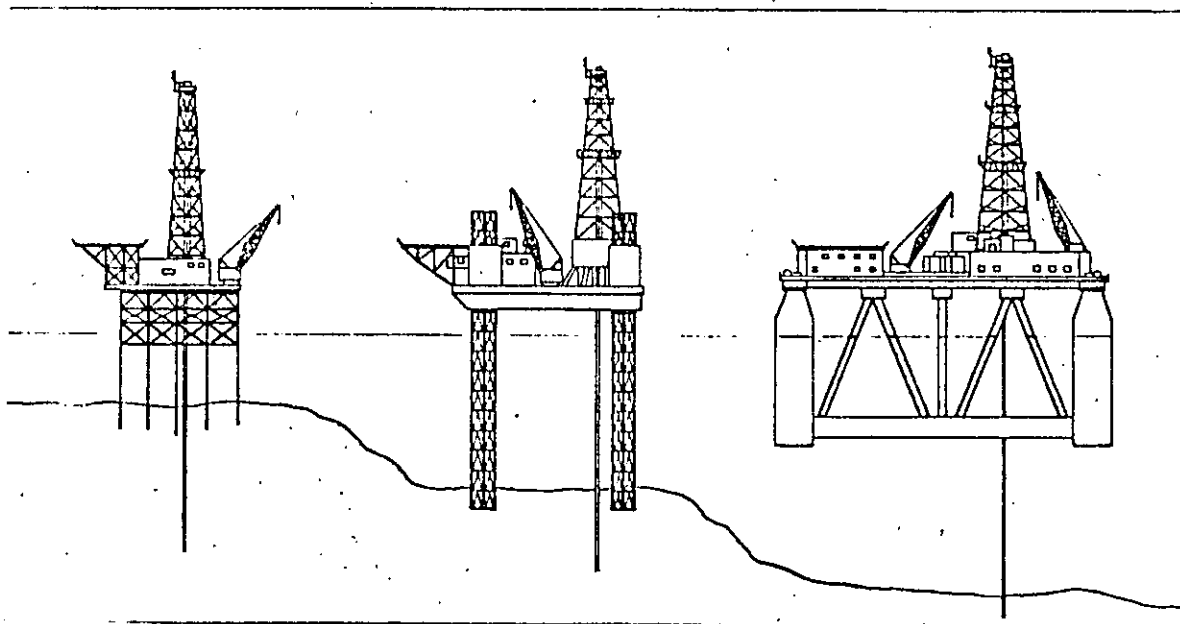


FIGURA 3

dial. Tanto para la explotación como para la búsqueda se utilizan los sondeos, cuya perforación en el mar requiere unas técnicas y equipos especializados, que han progresado rápidamente desde los primeros proyectos y se encuentran hoy muy perfeccionados; se han construido diversos tipos de plataformas o bases de apoyo de las torres de sondeo, que se utilizan en función de varios factores: profundidad del pozo, objeto del sondeo, estado del mar, profundidad de implantación, etc. Las operaciones de exploración geológica y geofísica se diferencian en bastantes aspectos de las realizadas en tierra firme, aunque en esencia los métodos son los mismos, y además exigen un material especial.

Las plataformas de perforación tienen en común los elementos de que constan, dados los fines a que se destinan; por ello, el aspecto de todas es muy parecido.

La diferencia importante que sirve para clasificarlas es su manera de fijarse en el punto de trabajo, pues mientras unas flotan y se fijan con anclas, otras se apoyan firmemente en el fondo del mar. Según estas últimas condiciones podemos considerar los siguientes tipos: buques-sonda, plataformas sumergibles, plataformas autoelevadoras, plataformas flotantes semisumergidas y barcazas. (Fig. 3)

Los buques-sonda son verdaderos barcos, donde se monta la torre de perforación y se instalan los elementos y servicios que antes hemos indicado, dejando sobre cubierta la pista para helicópteros; su ventaja principal es que pueden trabajar a grandes profundidades, donde resultan más baratos que los demás. Tienen gran libertad de movimientos, por lo que sus

desplazamientos son rápidos y poco costosos; su inconveniente es la escasa estabilidad.

Las plataformas sumergibles están construidas sobre columnas, por medio de las cuales se apoyan en el fondo del mar. La maniobra de estas plataformas no es difícil y son estables al ser remolcadas, pero su transporte es caro para distancias grandes; son apropiadas cuando desde un punto se pueden efectuar varios sondeos con direcciones diferentes, de modo que no haya que cambiarlas de sitio con frecuencia. Sirven para profundidades de más de 50 m.

En las plataformas autoelevadoras las columnas llevan gatos que pueden elevar la altura de la plataforma sobre el fondo del mar, por lo que pueden ampliar su profundidad de operación hasta 90 m; como las anteriores, son de difícil transporte y sólo interesan en estaciones desde las que puedan efectuarse varios sondeos con una campaña de larga duración.

En las plataformas flotantes semisumergidas la plataforma está enlazada por medio de columnas con unos pontones unidos con armaduras. La parte inferior, con los pontones, queda sumergida, de modo que el conjunto se estabiliza mejor, aunque se trabaje en zonas con oleaje importante. Los pontones pueden también apoyarse en el fondo cuando la altura total debajo de la plataforma equivale al calado de las aguas. Las estructuras más altas llegan a 40 m; en semi-inmersión se puede trabajar sobre los 150 m. Resulta caro desplazarlas a distancias grandes, por lo que sólo son apropiadas para realizar sondeos de exploración agrupados en distancias no muy largas.

Las barcazas son embarcaciones de fondo plano sobre las que se montan las torres de sondeo y los servicios; algunos de éstos pueden ir en barcos especiales. Llegan a sumergirse algo, llenando de agua los tanques de inmersión, de modo que con poco calado se pueden apoyar sobre el fondo del mar; flotando se puede trabajar hasta 20 m.

El yacimiento de petróleo, una vez fijado y reconocido, sigue en su explotación las mismas fases que en tierra firme; primero hay que evaluar la capacidad y productividad comercial del mismo, realizando un largo período de estudios y ensayos que constituyen la "prueba de producción"; hay que acondicionar el sondeo, una vez reconocida su posibilidad de explotación, dotándolo de la tubería de disfrute o extracción de petróleo, cementando el tubo de revestimiento para asegurar su impermeabilidad al paso de las filtraciones de agua y su mezcla con el petróleo; dotar a la cabeza del sondeo, en su salida a la superficie, de los cierres, con llaves de seguridad y tuberías de transporte necesarias sobre todo en la eruptiva, en que la presión interna del gas disuelto en el petróleo, o la de los mantos acuíferos suprayacentes son suficientes para hacerlo brotar de modo espontáneo y natural; colocar en la segunda fase, normalmente más prolongada, los equipos de bombeo del petróleo, cuando la presión natural se agota; y finalmente disponer de un complicado equipo de seguridad y lucha contra incendios, erupciones imprevistas, contaminación del agua del mar por derrames de petróleo, etc.

RECURSOS PETROLEROS MARINOS MEXICANOS

La principal zona petrolera marina de México se ubica sobre el golfo de México, distinguiéndose cuatro grandes campos:

Arenque, 35 km al Este de Tampico; Faja de Oro en áreas vecinas a Tuxpan; Santa Ana en la región del Istmo y Cantarel en la sonda de Campeche.

La primera zona cuenta con 3 plataformas de perforación. La segunda se compone de nueve, en tanto que Santa Ana dispone de siete. Para Cantarel se propone instalar 23 plataformas para 1982.

En las figuras siguientes se presentan las áreas indicadas así como la ubicación de las plataformas. De igual manera se consignan algunos datos relativos a la producción y disponibilidad de aceite, según datos de PEMEX. (Figuras 4, 5, 6, 7, 8 y 9).

PETROLEOS MEXICANOS AREAS PRODUCTORAS

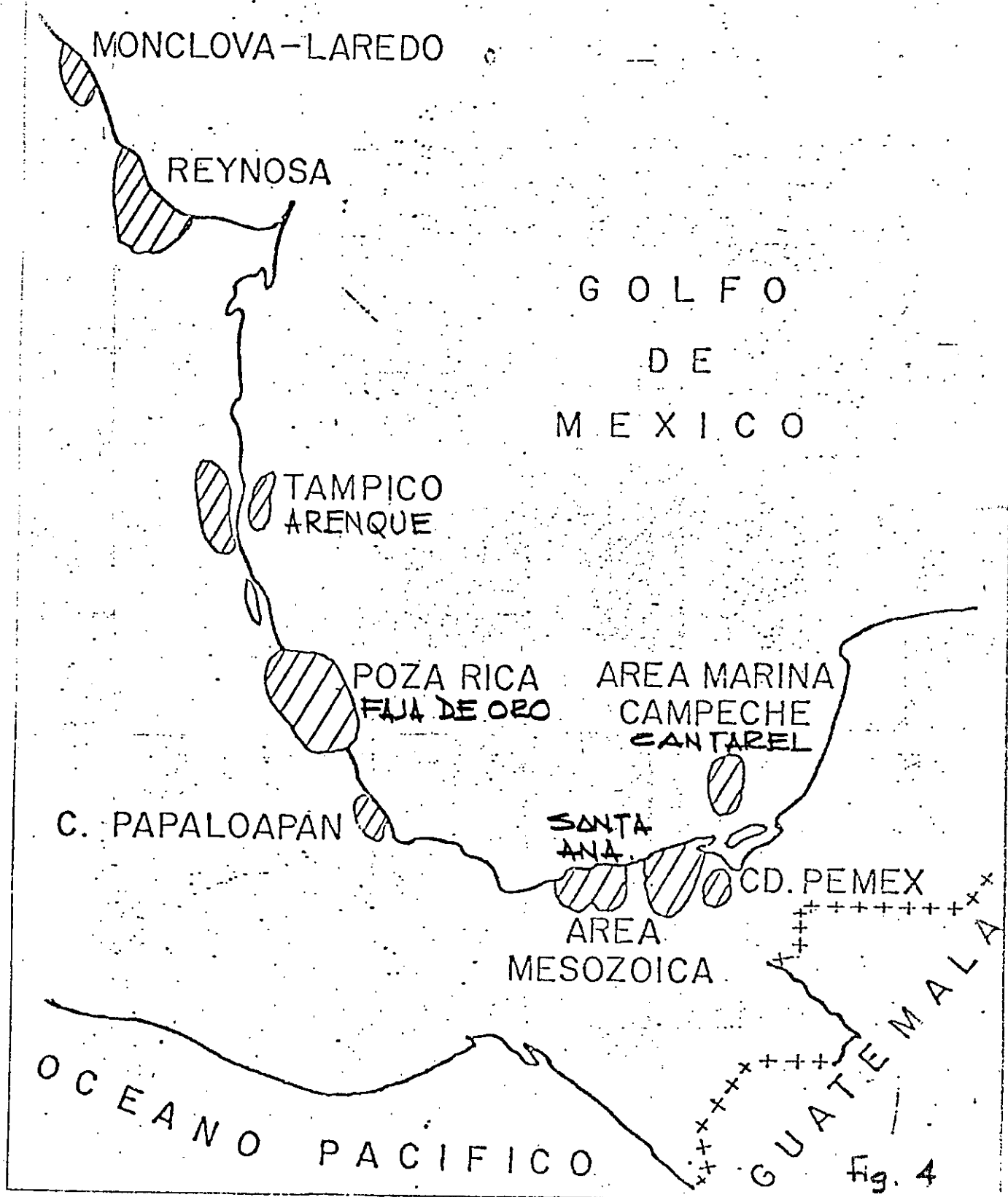
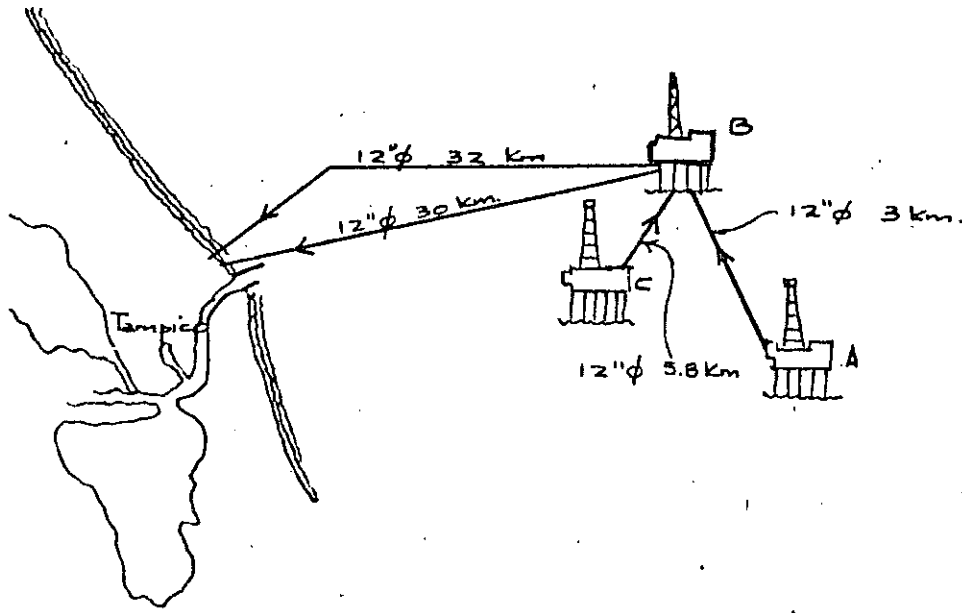
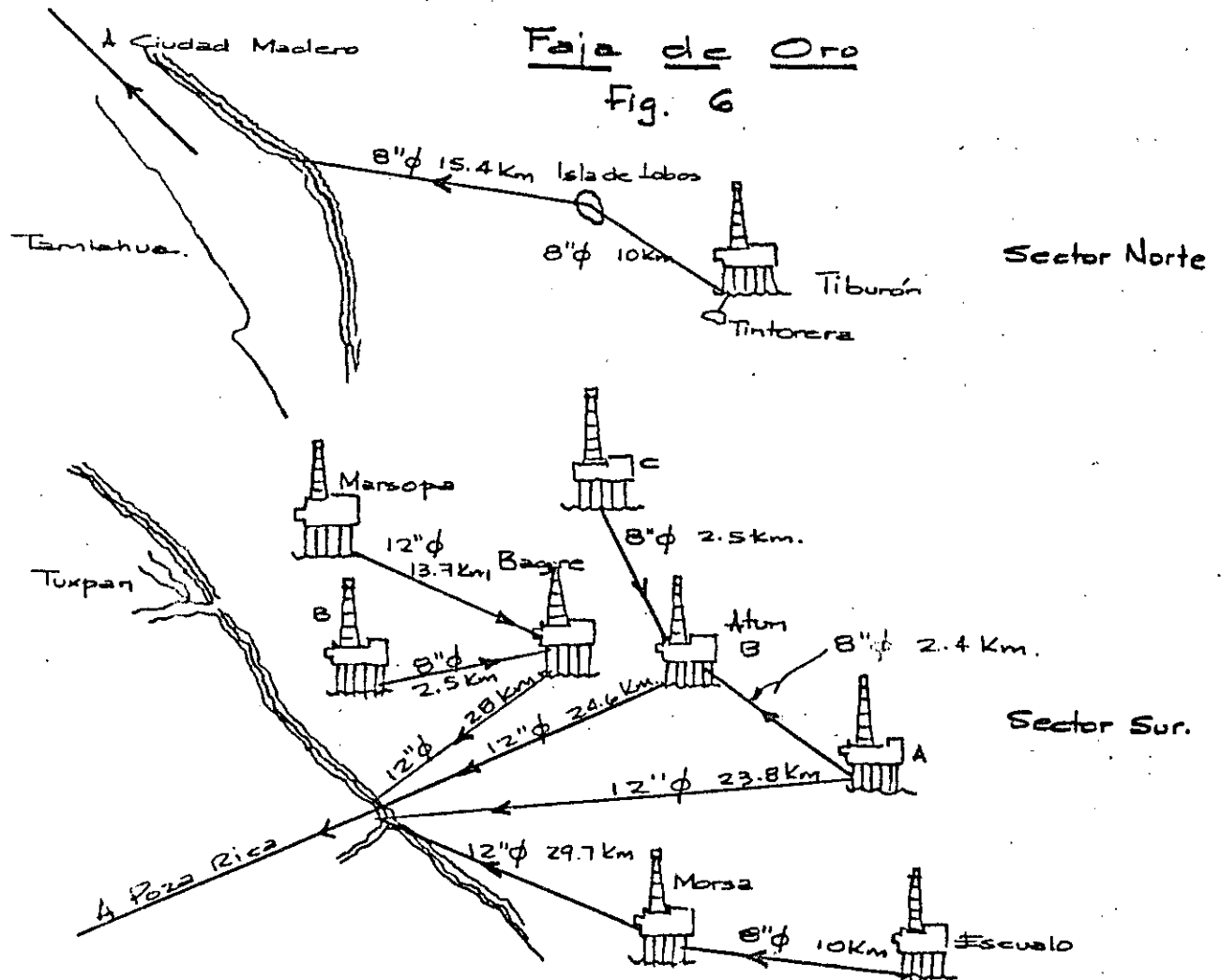


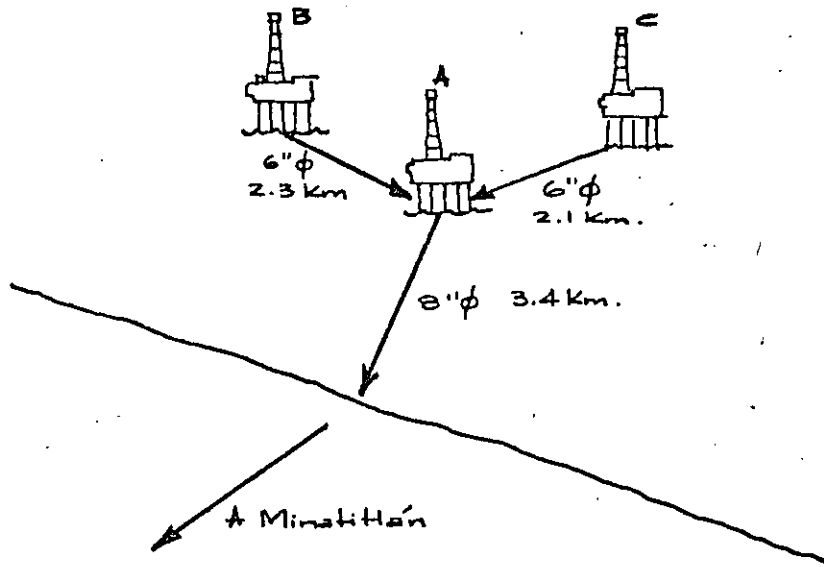
Fig. 4



Campo Arenque
Fig. 5



Faja de Oro
Fig. 6



Campo Santa Ana.

Fig. 7

PETROLEOS MEXICANOS DISPONIBILIDAD DE ACEITE

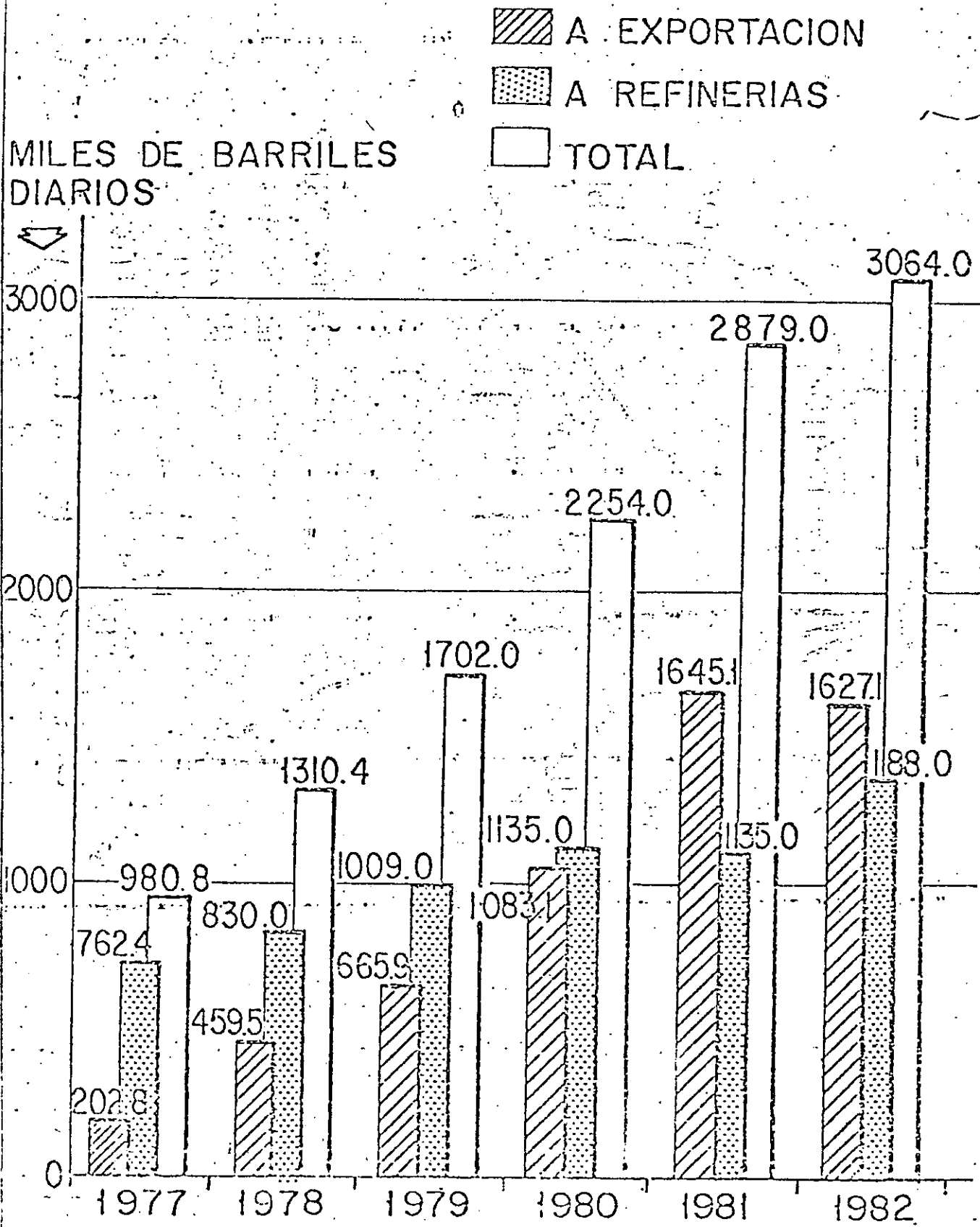





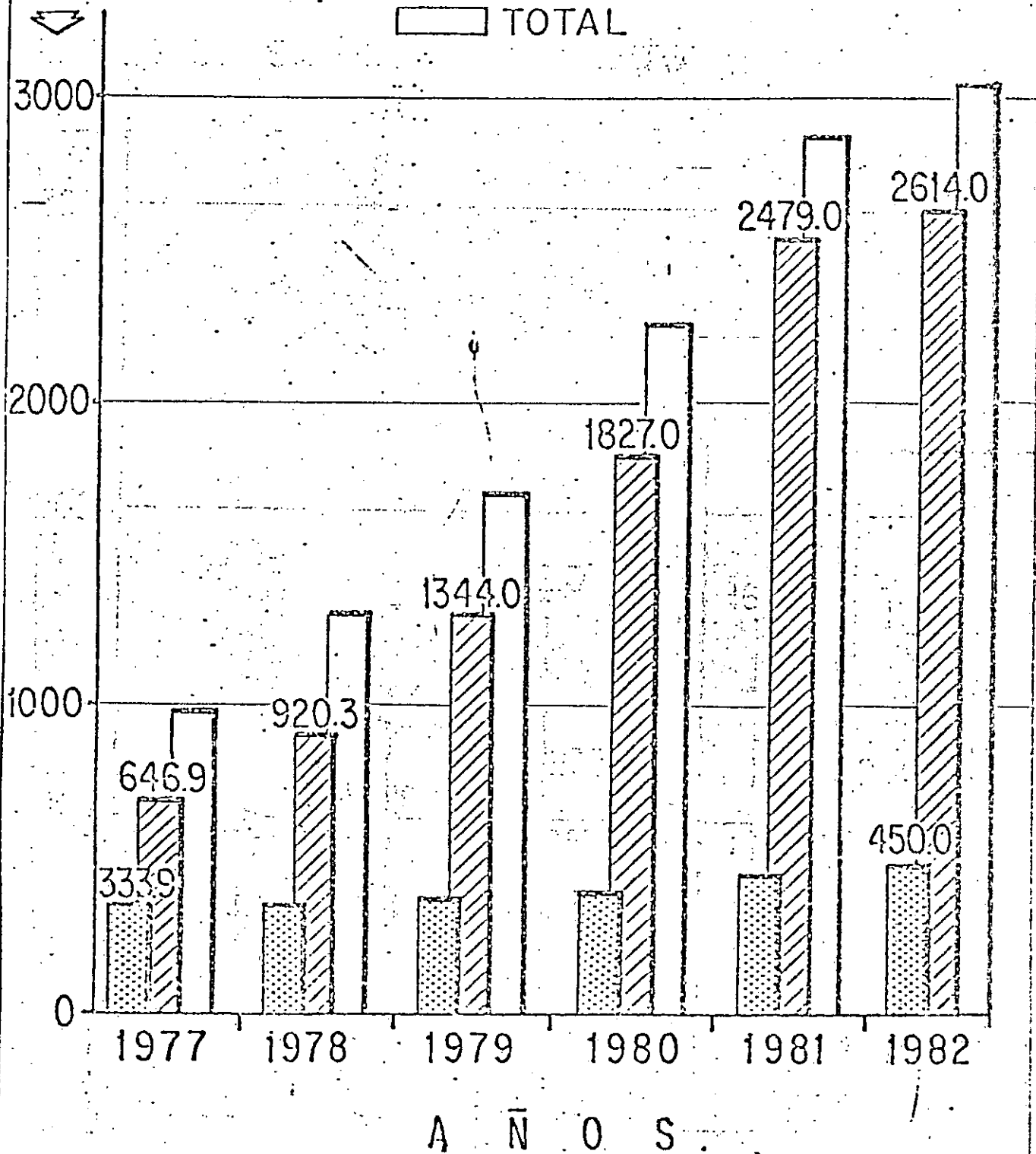
Fig. 8

PETROLEOS MEXICANOS

PRODUCCION DE ACEITE POR AREAS

MILES DE BARRILES DIARIOS

 MESOZOICA CHIAPAS-TABASCO
 OTRAS
 TOTAL



RECURSOS PESQUEROS

La importancia que tiene la pesca en la alimentación ha motivado el desarrollo de una nueva ciencia llamada ciencia de las pesquerías que se apoya en la oceanografía física, química y biológica, en la biología marina y la ecología marina. Su objetivo es estudiar las leyes que rigen el desarrollo y evolución de las comunidades marinas de interés comercial; analizar el efecto de la acción de pesca sobre ellas. Con base en ello se trata de establecer métodos y modelos de explotación para obtener el máximo rendimiento continuado. En otras palabras, el objeto de la ciencia de las pesquerías se centra en el conocimiento de la dinámica de las poblaciones marinas de interés comercial.

En el estudio de la dinámica de poblaciones es vital establecer dos conceptos: el de sobrepesca y el de la ecuación de equilibrio de las poblaciones.

Una población pesquera se considera en estado de sobrepesca "cuando al aumentar el esfuerzo de pesca total disminuye el tamaño de los ejemplares capturados, el rendimiento por unidad de esfuerzo de pesca y la captura total". La ecuación de equilibrio se expresa como equilibrio entre los factores que implican aumento en la biomasa explotada y los que implican disminución. Los primeros son el reclutamiento anual de jóvenes animales procedentes de los ciclos anteriores y el crecimiento de los seres existentes en la población. Los elementos negativos son la mortalidad natural y la que se debe a la pesca; hay que tener en cuenta que en

las poblaciones emigrantes los desplazamientos hacia otras áreas deben ser considerados como auténticas mortandades naturales a efecto de la ecuación de equilibrio.

El reclutamiento anual depende fundamentalmente de la capacidad de reproducción de los progenitores y de la mortalidad acaecida entre la eclosión del huevo y el momento en que la población empieza a ser explotada. Así, el reclutamiento depende del número de huevos puestos y del número de reproductores. Sin embargo, la mortalidad larvaria es la causa de la enorme diferencia existente entre el número de huevos depositados y el de peces reclutados. En cualquier caso se estima que una mortalidad larvaria del 99% es absolutamente normal.

El segundo aspecto importante en la investigación del dinamismo de las poblaciones es el crecimiento. Como el crecimiento depende de la edad, ésta deberá ser estudiada si pretendemos conocer aquél. Debido a que los peces tienen un crecimiento rítmico en cuanto a su intensidad, se observa que, a semejanza de lo que sucede en los árboles, aparecen círculos impresos en las partes duras, escamas, vértebras, radios, otolitos, etc., cada uno de los cuales corresponde a un período de crecimiento, así habrá tantos anillos como ciclos de crecimiento anual, o sea, tantos como años tiene el animal.

En el grupo de los factores negativos, sin duda la mortalidad es el más importante. Ahora bien, en el concepto mortalidad hay que incluir no sólo la mortalidad debida a causas naturales, sino muy especialmente la debida a la pesca -mortalidad por pesca-.

Para evaluar la posible disponibilidad de recursos es posible emplear métodos comúnmente aceptados en la Biología Pesquera y cuyos resultados otorgan un grado de confiabilidad aceptable. Al respecto, indicaremos que los métodos que existen actualmente para estimar las existencias capturables de peces son: la pesca exploratoria, los estudios de huevos y larvas y las evaluaciones por medio de equipos de ecosonda.

Los estudios de productividad primaria, así como de abundancia de zooplancton, proveen un buen punto de referencia para las evaluaciones hechas con los métodos mencionados anteriormente, puesto que estos elementos son buenos indicadores de la productividad de los ecosistemas marinos.

Estos métodos proveen información básica sobre: Biomasa (peso de organismos que ocupan un espacio determinado), mortalidad total y mortalidad natural. Por otro lado, la información estadística de capturas y esfuerzo de pesca brinda estimaciones sobre la mortalidad por pesca.

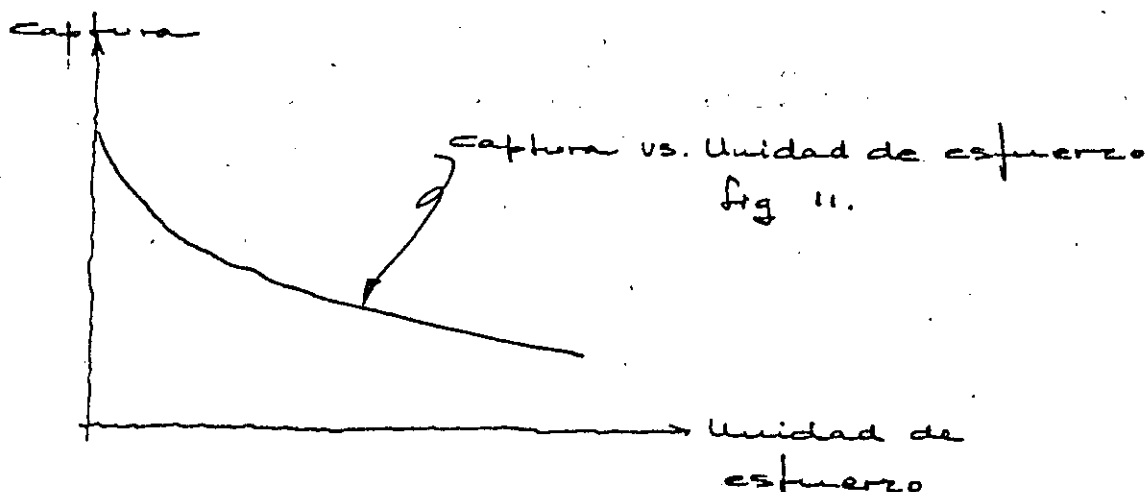
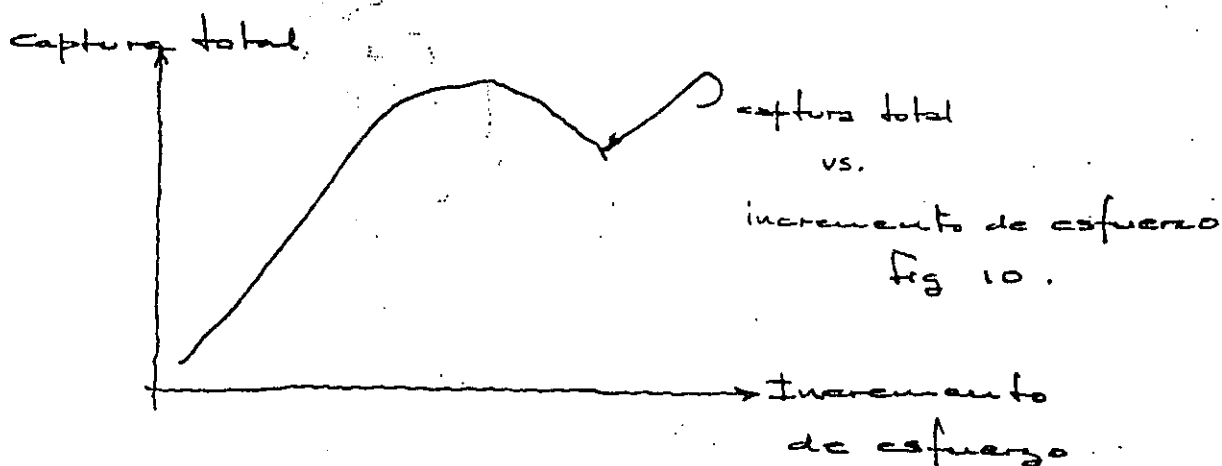
La abundancia no es fija, sino que fluctúa de unos años a otros, no sólo como resultado de la propia pesca, sino incluso como consecuencia de variaciones ambientales y aun del propio dinamismo de la población explotada. Conocida la abundancia a lo largo de un período suficientemente largo de años, es posible llegar a conocer dos aspectos importantes de la pesquería. El primero de ellos concierne a la situación del equilibrio entre los parámetros anteriormente considerados: reclutamiento, crecimiento y mortalidad; este equilibrio no debe situarse en el punto más al

to de la curva de producción en biomasa, sino anteriormente, donde el rendimiento sea mayor. Se debe tener muy en cuenta que entre el máximo de rendimiento biológico y el máximo de rendimiento económico existe un ligero desequilibrio, en el sentido de que el segundo se sitúa algo por de bajo del primero.

El otro aspecto importante estriba en la disponibilidad de establecer pronósticos a plazo relativamente corto sobre la abundancia de peces disponibles para la pesca y por tanto que sirvan de orientación para el desarrollo de la misma. Todo pronóstico ha de tener en cuenta la cantidad de individuos presentes al iniciarse la temporada, el reclutamiento de los nuevos individuos que se añadirán a la biomasa y la supervivencia, que es lo contrario a la mortalidad. Conocer estos datos, que permiten tener una idea de las posibilidades de explotación y control, supone estar en posesión de largas series estadísticas de datos referentes a la propia pesquería, de tal forma que conocidas las relaciones que ligan la cantidad con el esfuerzo de la pesca y las variaciones más o menos cíclicas que puedan producirse, resulte posible estimar con mayor exactitud y confianza la abundancia en un futuro próximo.

La situación de una población explotada se expresa fundamentalmente mediante gráficas que muestran la relación entre el incremento del esfuerzo de pesca realizado y la captura total obtenida, por una parte, y por otra la captura por unidad de esfuerzo, como índice, según se ha indicado más arriba, de la abundancia real. La primera de ambas gráficas describe una curva ascendente a medida que aumenta el esfuerzo de pesca in-

vertido, hasta llegar a un valor máximo, que normalmente va seguido de un descenso en la captura total, si el esfuerzo continúa aumentando. La segunda gráfica muestra un descenso muy acusado cuando se inicia una explotación o por alguna circunstancia se rejuvenece y luego desciende cada vez más suavemente. (Figuras 10 y 11)



Métodos de captura

Existen muy diversas formas de captura, todas ellas condicionadas por la ubicación geográfica y profundidad a la que se encuentra el recurso, pero esencialmente se distinguen tres grandes grupos: anzuelos, redes, trampas.

Se presentan enseguida algunos de los métodos más usados.

a. Línea de mano

Línea con anzuelos, de ordinario encarnados, suspendida verticalmente de una embarcación para pescar especies demersales y pelágicas; generalmente se utiliza desde pequeñas embarcaciones y en aguas costeras. (Fig.12)

b. Palangres de fondo

Son líneas de diversas longitudes, de hasta 15.00 m, colocadas sobre el fondo del mar, con anzuelos a intervalos regulares al extremo de brazoladas. Este tipo de aparejo se utiliza en embarcaciones muy diversas, desde canoas hasta barcos de altura, para la captura de especies demersales en la plataforma continental y en bancos aislados. (Fig.13)

c. Palangres pelágicos

Son líneas de diversa longitud, desde 1 hasta 80 km, suspendidas de flotadores a una profundidad determinada y dejadas a la deriva. Este tipo de aparejo se utiliza para la captura de grandes especies pelágicas (por ejemplo, atún) y escualos en aguas costeras y en alta mar. (Fig.14)

d. Red de enmalle de deriva

Redes suspendidas de flotadores a una profundidad determinada. Cuelgan en forma de cortina y se mantienen en posición en el agua mediante flota

dores en el borde superior y plomos en el inferior. No están ancladas, sino que derivan libremente en el mar. Con este tipo de arte se capturan especies pelágicas, como salmón, arenque y, con menos frecuencia, atún. Aunque para la captura de especies pelágicas es más productiva la pesca con artes de cerco, este método sólo es adecuado cuando los peces están agrupados en cardúmenes; las redes de deriva se utilizan en general cuando los peces están más dispersos. (Fig.15)

e. Red de enmalle fija

Andanas de red colocadas formando una cortina, con flotadores en el borde superior y plomos en el inferior. Las redes están ancladas en el fondo del mar y los peces se enredan o "enmallan" en ella. Con este arte se pescan sobre todo peces demersales. Se utiliza en las zonas en que no es practicable la pesca al arrastre, como los fondos rocosos. También se usa mucho en los lagos. (Fig.16)

f. Mamparra

Red de cerco parecida a la de jareta, pero en la que, una vez rodeado el cardumen, en vez de cerrar el fondo de la red mediante un cable (jareta) que pasa por anillas, se cobra la relinga inferior, barriendo así a los peces hacia el barco y atrapándolos. (Fig. 17)

g. Red de cerco

Esta red se utiliza para cercar a los peces. El fondo de la red se cierra mediante un cable que pasa por anillas que penden de la relinga inferior. Los peces quedan encerrados en la bolsa así formada. Los artes de cerco de jareta se utilizan para la captura de peces que viven en cardúmenes, y con ellos se pueden pescar hasta varios cientos de toneladas en un solo lance. Entre las principales especies capturadas figuran la anchoveta, el arenque, la sardina y el capelán. (Fig. 18)

h. Red de arrastre entre dos aguas

Esta red se remolca en el agua a profundidades que pueden regularse según la longitud del cable que va desde ella hasta la embarcación y/o la velocidad de esta última. El empleo de este arte depende en buena parte de la localización de los cardúmenes de peces por medios acuáticos. Normalmente se utiliza para especies pelágicas de pequeña talla, como sardina, sardinella, arenque, caballa o jurel. Los barcos grandes usan la técnica de remolque con una sola embarcación, mientras que en el caso de embarcaciones pequeñas se utiliza a menudo la técnica de remolque con dos embarcaciones. (Fig. 19)

i. Red de arrastre de fondo

Red en forma de cono que se arrastra sobre el fondo del mar. La red se mantiene abierta horizontalmente bien mediante una vara colocada a través de la boca o mediante dos "puertas", de las que parten sendos cables

que van hasta la embarcación. Otra forma de mantener la red abierta es que la remolquen dos empleados para la captura de especies demersales en la plataforma continental, utilizándose con barcos de todos los tamaños. (Fig. 20)

j. Arte o red de playa

Andana de red que se cala alrededor de cardúmenes de peces cercanos a la costa. Ambos extremos de la red se cobran desde la playa, para arrastrar a los peces hacia tierra. (Fig. 21)

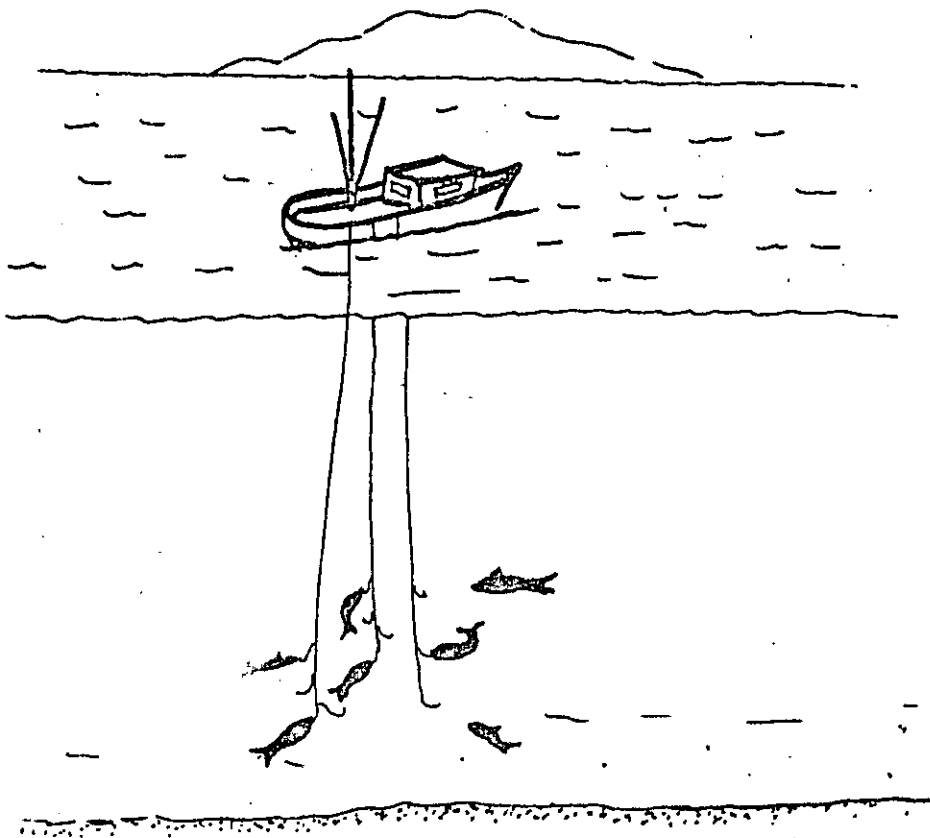
k. Balanza o mediomundo

Con frecuencia se atrae y reúne a los peces mediante luces. Un sistema para capturar a los así atraídos consiste en colocar las luces sobre una red sumergida. Cuando los peces se reúnen, se levanta la red por los extremos, capturando a los que se encuentran sobre ella. Este sistema puede utilizarse también sin luces. (Fig. 22)

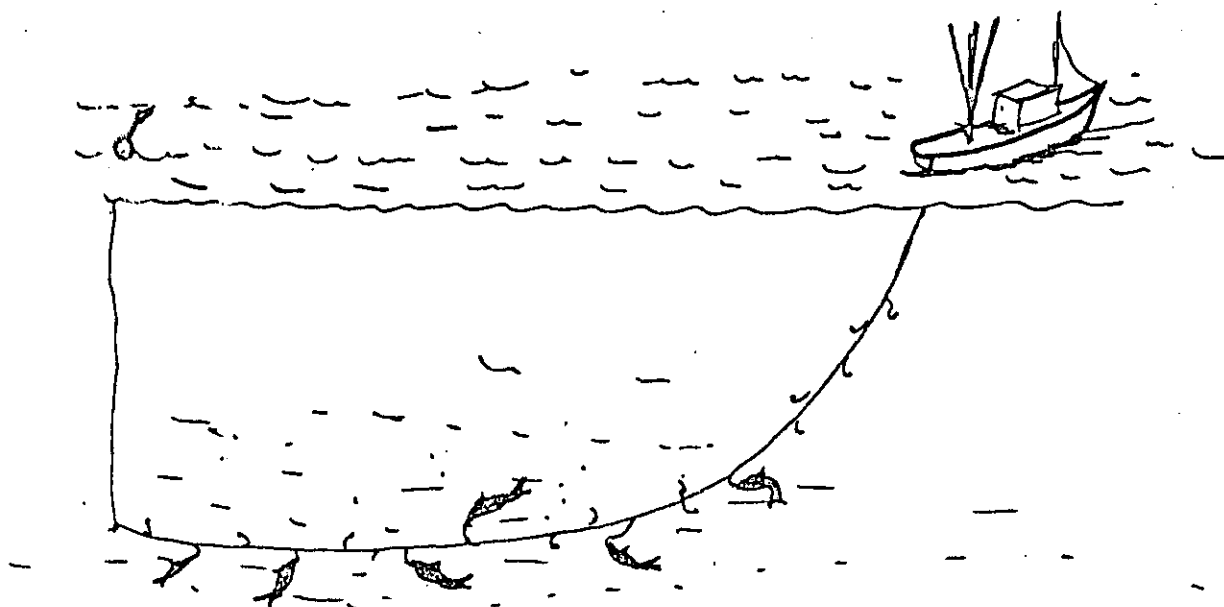
l. Almadras

En muchas zonas en las que los peces migratorios se acercan a la costa en cardúmenes, se anclan al fondo del mar vallas de red que los conducen hacia una trampa central, en la que se concentran y capturan. Las almadras, que pueden ocupar varias hectáreas, se utilizan especialmente en las aguas costeras del Japón y otros estados del Lejano Oriente. Por su carácter, se utilizan especialmente para capturar especies migratorias

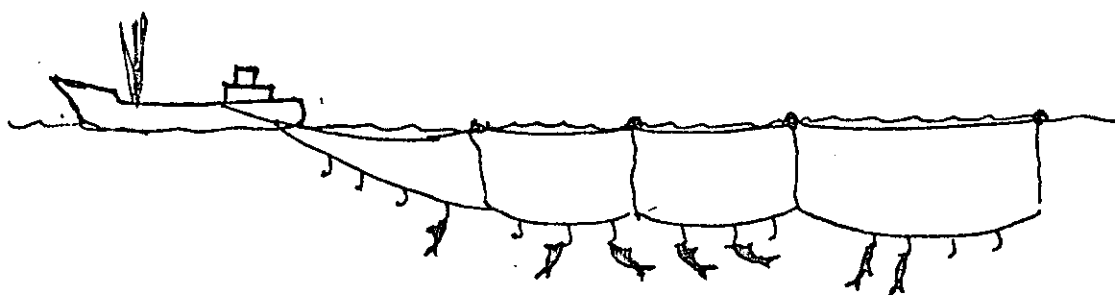
(y, por tanto, pelágicas). Dada su enorme eficacia, a veces se han prohibido en algunos países y para algunas especies. (Fig. 23)



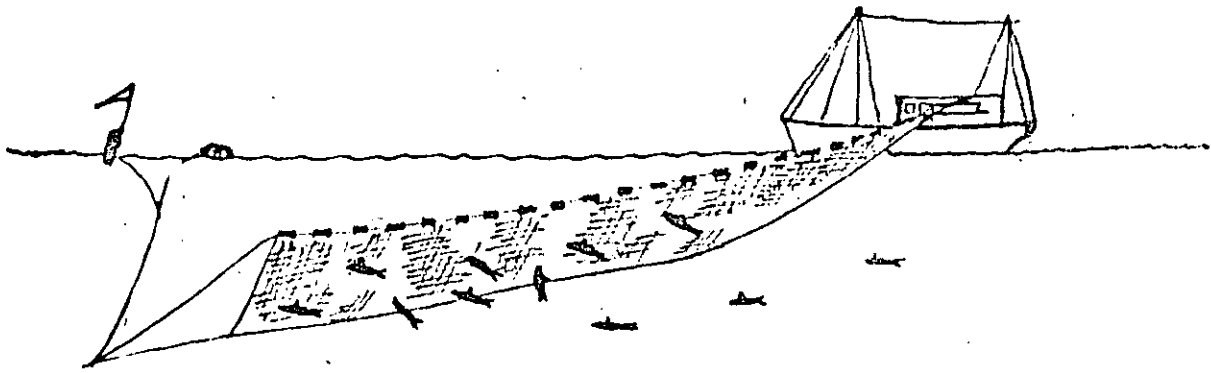
Línea de mano
Fig. 12



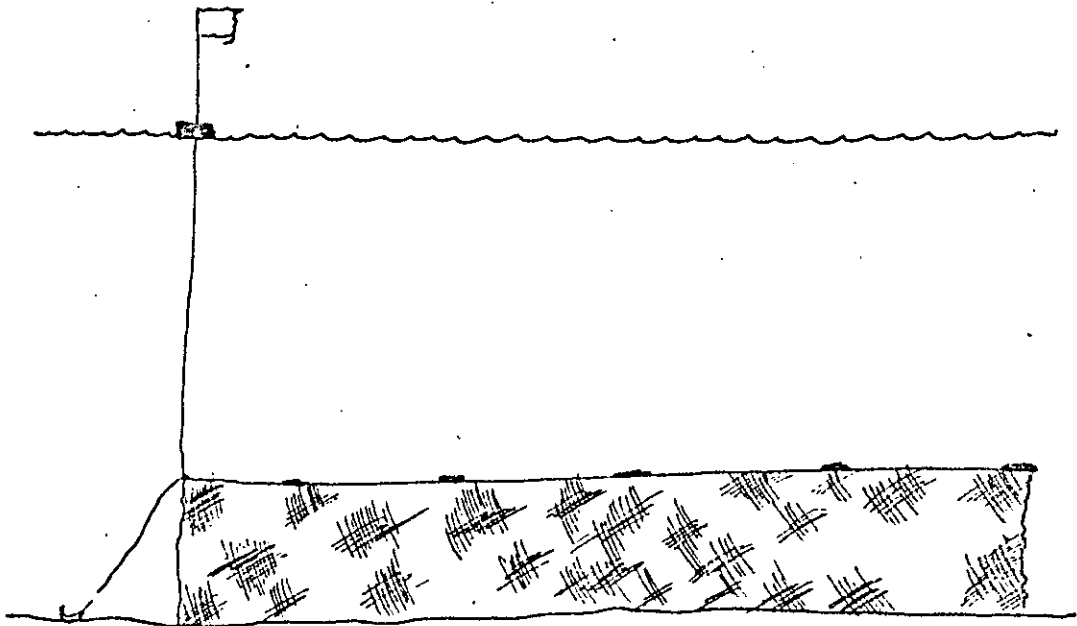
Palangres de fondo
fig. 13



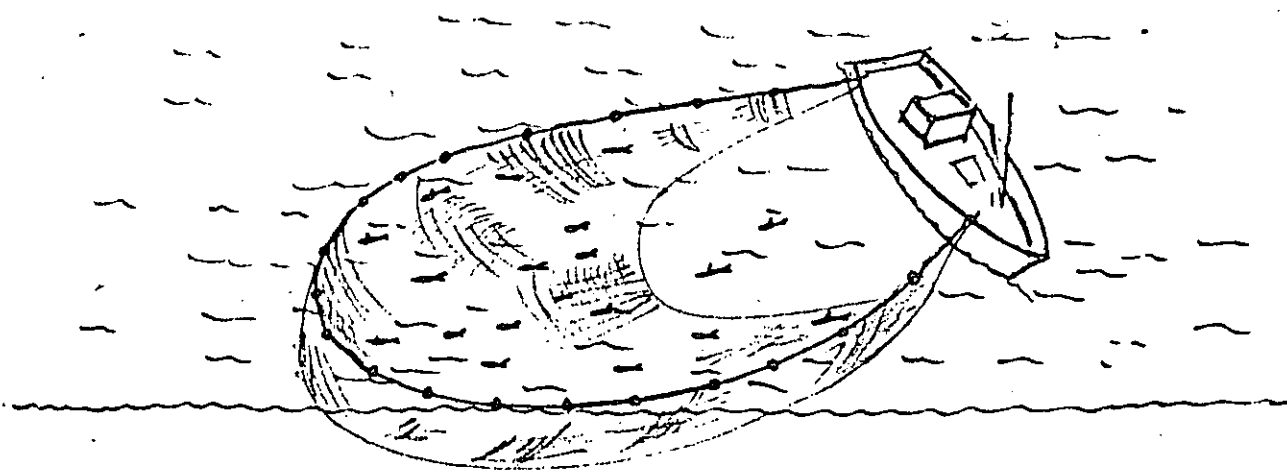
Palangres pelágicos
fig. 14



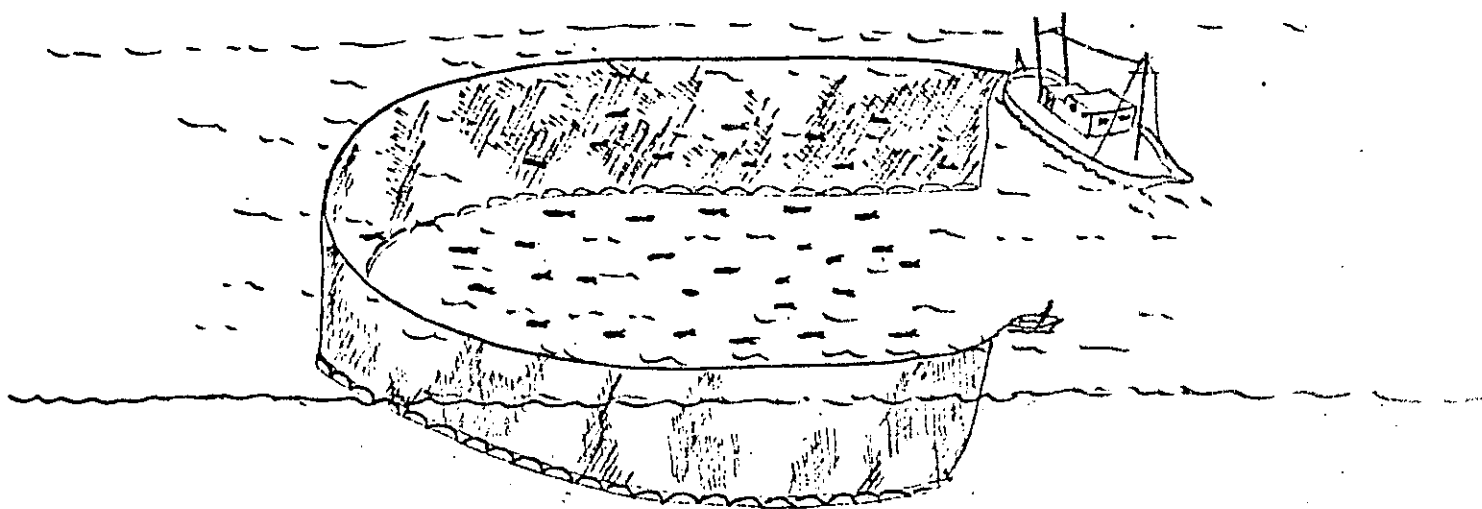
Red de enmalle de deriva.
fig. 15



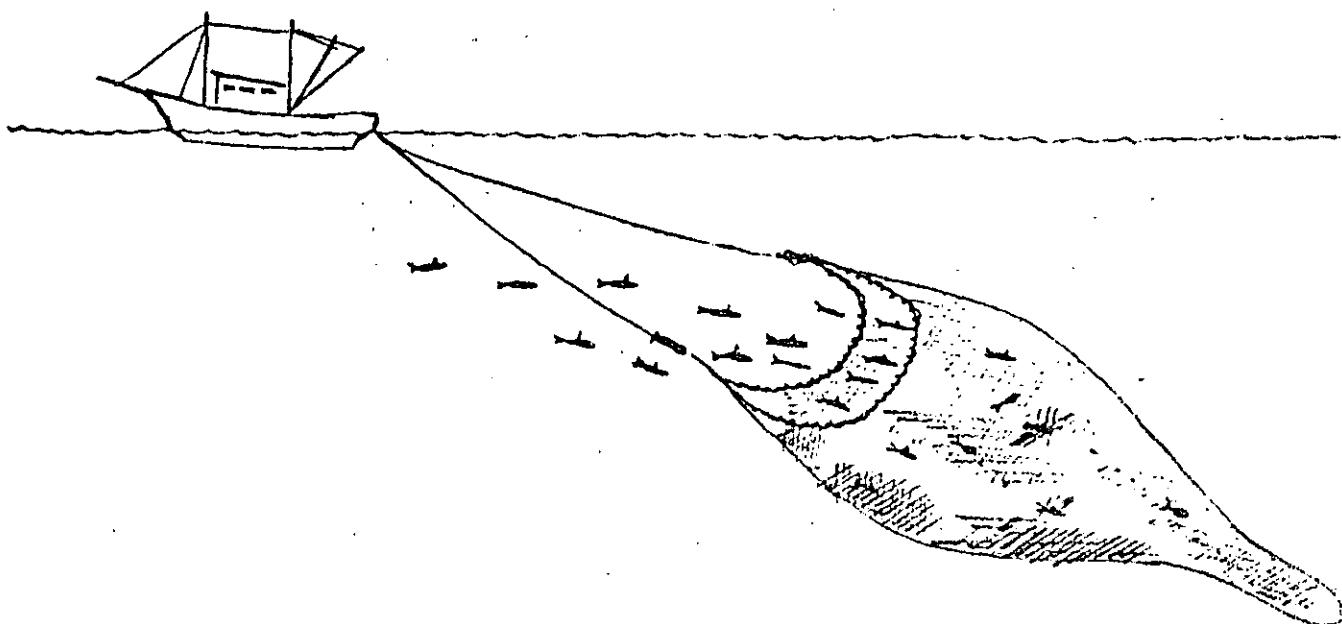
Red de enmalle fija.
fig. 16



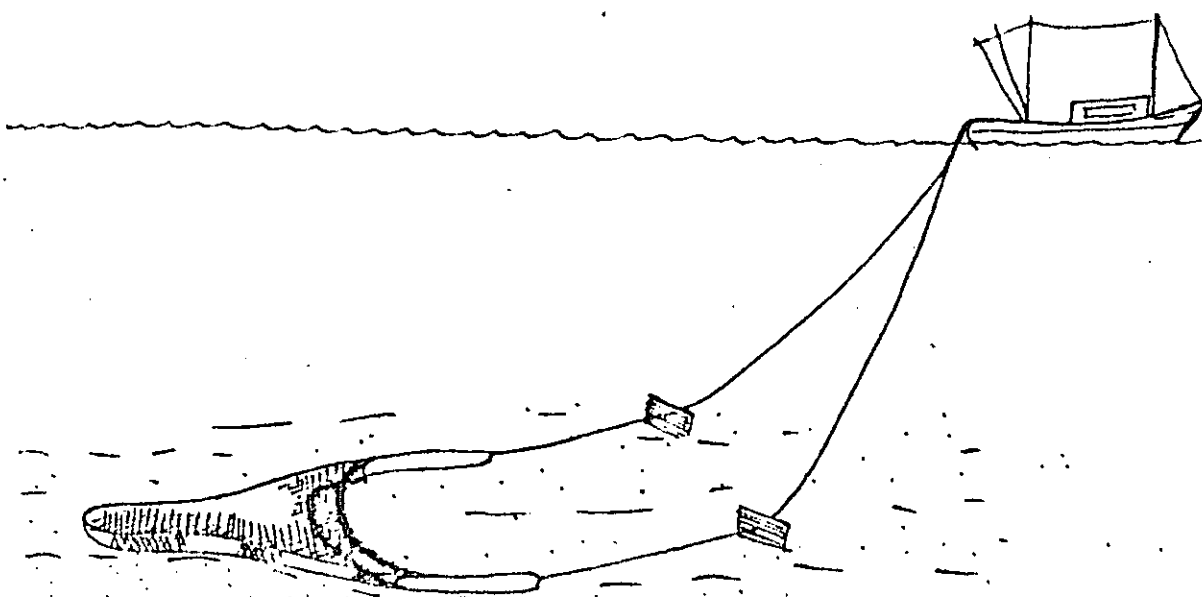
Mamparra.
fig. 17



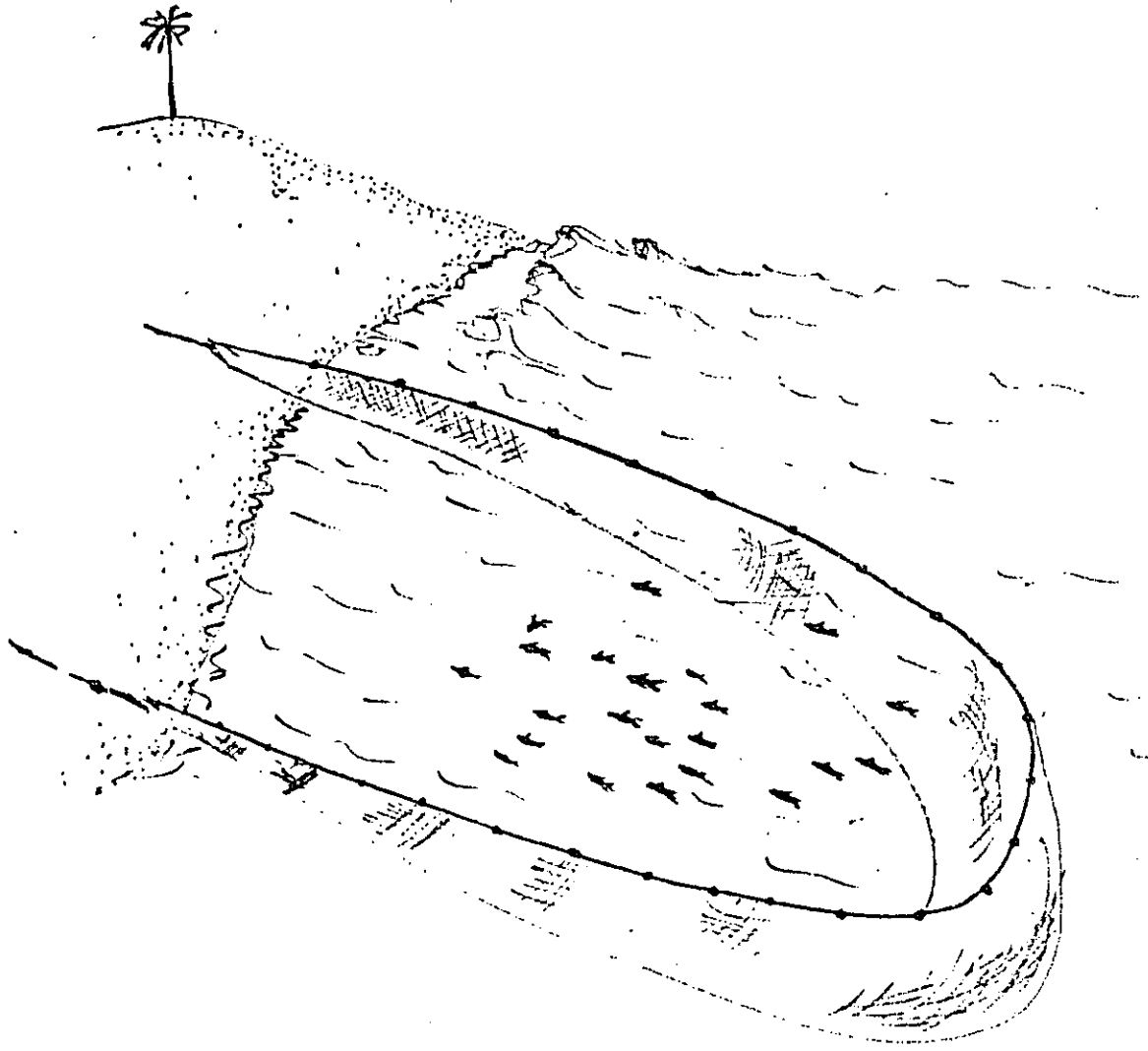
Red de cerco.
Fig. 18



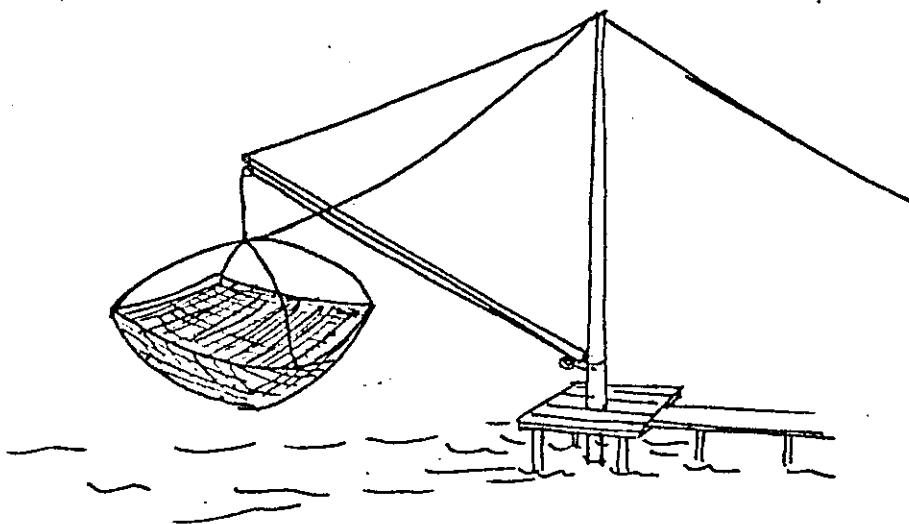
Red. de arrastre entre dos aguas.
Fig. 19



Red de arrastre de fondo
Fig. 20

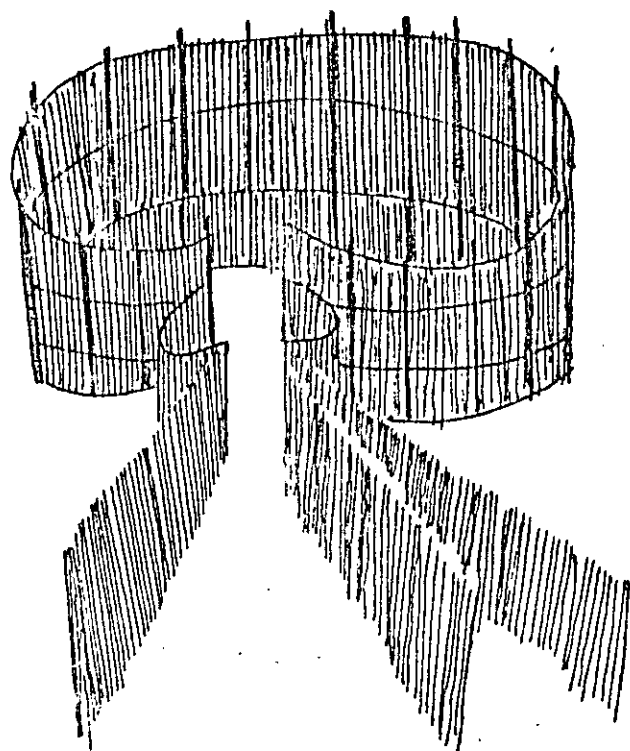


Arte o red de playa
Fig. 21



Balanza o medio mundo

Fig. 22



Almadrabas.

Fig. 23

RECURSOS PESQUEROS EN MEXICO

Condiciones Físicas Generales

Es incuestionable el potencial pesquero mexicano; este potencial se apoya por una parte en la extensión de los litorales en general por cuanto se refiere a la pesca de alta mar y de costa y por otra, de manera significativa, en la disponibilidad de lagunas litorales.

Con respecto al primer factor, se tiene que la plataforma continental (hasta 200 m) corresponde a 153 000 km² en el litoral del Pacífico y a 235 000 km² para el Atlántico. Comprende un extenso litoral cuya longitud de costa se prolonga hasta los 6 608 km en el Pacífico (incluidas las islas del mar Caribe, cuyas costas miden 106 km).

En cuanto al segundo, señalaremos que México posee 12 555 kilómetros cuadrados de superficie de lagunas costeras (1.6 millones de hectáreas de ambientes estuarinos), real o potencialmente productivas. Muchas de ellas se encuentran en un estado precario de explotación; otras, irracionalmente explotadas; pero todas en estado latente de contaminación futura por los impactos del hombre en el ambiente natural.

Las lagunas costeras y/o los estuarios representan en su mayoría un potencial de recursos naturales de considerable magnitud. Este es un hecho reconocido desde hace tiempo en diferentes países.

Estas 125 lagunas costeras que constituyen un tercio del litoral mexicano y representan su principal y más perdurable rasgo geográfico, además de un patrimonio cultural y económico trascendente en el futuro del desarrollo del sector pesquero.

Recursos Disponibles (Fig. 24)

Se puede establecer que las modernas pesquerías mexicanas se apoyan fundamentalmente en la explotación de crustáceos tales como el camarón, langosta y más de una veintena de especies de escama, que se registran en -

las estadísticas oficiales, tales como: sardina, atún, tiburón, sierra, barrilete, mero, macarela, lisa, robalo, huachinango, jurel, anchoveta, etc.

Actualmente 65% de los desembarques mexicanos proceden del Océano Pacífico y el 35% restante del Golfo de México. La especie comercial más importante es, el camarón que representa aproximadamente el 18% del volumen total de captura y 54.57% del valor de la producción pesquera nacional. Este recurso se destina fundamentalmente al mercado externo y actualmente contribuye con 71.56% del volumen total de exportación pesquera.

Otras especies que se pescan en abundancia son sierras, sardinas, atunes y meros.

Considerando las condiciones ecológicas de nuestros litorales, la distribución de los peces en las costas mexicanas presenta aspectos muy interesantes, pues en su gran mayoría son típicos de la fauna tropical, a pesar de que regiones importantes de nuestros litorales se encuentran situadas dentro de lo que podemos llamar zona templada y cuyas características ecológicas las podemos hallar, por ejemplo, en la costa occidental de Baja California en el Pacífico, y a lo largo de las costas de Tamaulipas en el Golfo de México. En general, estas dos regiones presentan características que las definen propiamente como áreas de transición; es decir, con especies representativas de las zonas templadas y tropicales. Otra región digna de considerarse por sus características particulares es el Golfo de California donde se tiene condiciones muy especiales que propician la existencia de especies, cuya área de distribución se encuen

tra limitada a este ecosistema.

Tomando en cuenta las características ecológicas de nuestros litorales y la ubicación geográfica de las especies estudiadas, se pretende proporcionar información global sobre la distribución, incidencia y disponibilidad de los recursos de importancia comercial que aparecen en este resumen. Se ha considerado conveniente hacer una somera referencia a la delimitación de las regiones pesqueras establecidas en los litorales del país, en relación a las especies que se registran con mayor abundancia en cada una de ellas.

Región I. Comprende la Península de Baja California; ocupa el primer lugar en producción pesquera regional con un valor de 81 607 toneladas; lo que representa el 32% del volumen total de la captura nacional. Indudablemente es una de las más abundantes en recursos pesqueros del país, debido a las circunstancias ecológicas particulares de esta zona. Las especies predominantes son: camarón, abulón, almeja, langosta, sardina, atún, bonito, barrilete, tiburón, anchoveta, totoaba, macarela y cabrilla, principalmente. Algas; sargazos y gelidium.

La diversificación de las pesquerías en la península, justifica un importante auge pesquero de la zona y su correspondiente aportación al consumo nacional.

Región II. Incluye desde las costas de Sonora hasta Nayarit; su producción pesquera se valora en 66 045 toneladas, cifras que significan 25.9% del volumen de captura nacional. Los recursos pesqueros de mayor impor-

tancia en esta zona son: camarón, totoaba, corvina, cabrilla, anchoveta, sierra, lisa, ostión, cazón, almeja, mejillón, robalo y huachinango; rana y tortuga.

Región III. Abarca los estados de Jalisco, Colima y Michoacán; el volumen de captura en esta zona (1970) es de 2 966 toneladas, lo que significa un aporte en la producción nacional correspondiente al 1.1%. Las principales especies distribuidas en sus costas son: pargo, tiburón, langosta, mojarra, huachinango, camarón, lisa, sierra, macarela, jurel y langostino; charal, carpa, popocha, bagre, rana, trucha de agua dulce y tule.

La mayor parte de estas pesquerías son utilizadas para consumo nacional.

Región IV. Comprende los estados de Guerrero, Oaxaca y Chiapas; la producción pesquera alcanza las 11 164 toneladas (1970) cifra que representa 4.30% del volumen de la captura nacional pesquera. La distribución en este litoral concentra especies comerciales tales como: camarón, robalo, pargo, mojarra, huachinango, lisa, langosta, corvina, barrilete y ostión; sábalo, tortuga y bagre.

Desde luego el Golfo de Tehuantepec representa la zona de captura más importante de esta región.

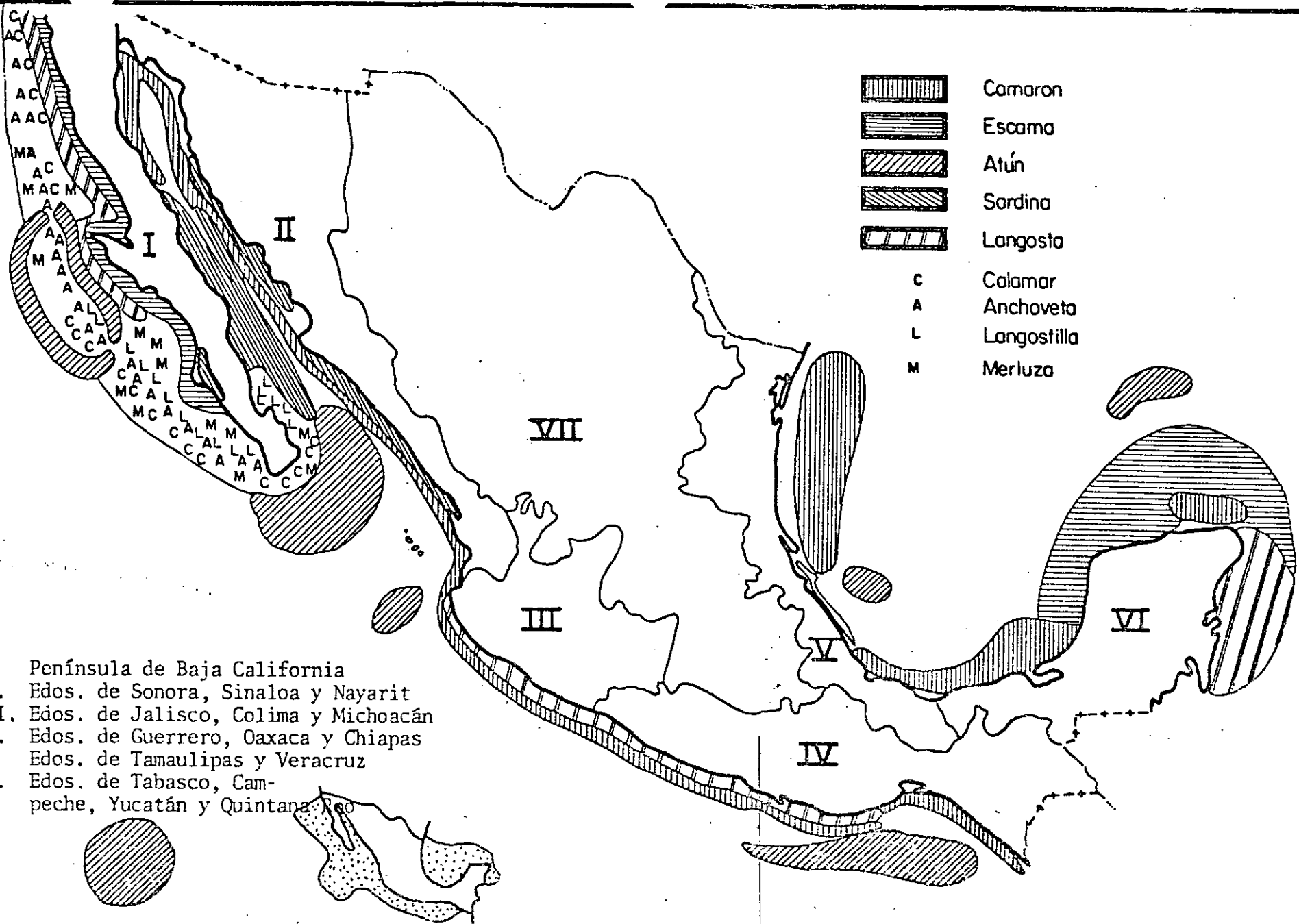
Región V. Comprende los estados de Tamaulipas y Veracruz; la abundancia y diversificación de sus especies, así como su actividad pesquera, la colocan en el segundo lugar regional. En relación a su volumen de


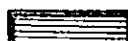



captura, representa el tercer lugar de explotación con un monto de 59 297 toneladas, mismo que aporta 20.5% dentro del volumen de la captura nacional. Se distingue particularmente por la presencia de especies de alto valor comercial como son, en orden de importancia, principalmente: el huachinango, camarón, lisa, robalo, corvina, trucha, ostión, sierra, almeja, cazón, jaiba, peto y tiburón; bagre y carpa.

La mayor parte de estas especies son distribuidas para consumo nacional.

Región VI. Incluye las costas de Tabasco, Campeche, Yucatán y Quintana Roo, su producción equivale a 39 782 toneladas (1970) con un aporte a la pesca nacional correspondiente al 16.0%. La zona sureste está ubicada sobre la mayor parte de la plataforma continental que posee el país, distinguiéndose en forma notable la presencia de varias especies, tales como: el camarón, pulpo, mero, robalo, mojarra, ostión, cazón, tiburón, chopo, langosta, jurel, corvina, huachinango, anchoveta y pargo.

Región VII. Comprende los quince estados restantes del interior de la república, la región del altiplano del país produce aproximadamente 614 toneladas, cifra que representa un aporte del 0.2% de producción piscícola dentro del renglón total de producción pesquera nacional. Abarca la ictiofauna de especies de aguas interiores que no se han incluido en el prontuario.



-  Camaron
-  Escama
-  Atún
-  Sardina
-  Langosta
- C Calamar
- A Anchoveta
- L Langostilla
- M Merluza

- I. Península de Baja California
- II. Edos. de Sonora, Sinaloa y Nayarit
- III. Edos. de Jalisco, Colima y Michoacán
- IV. Edos. de Guerrero, Oaxaca y Chiapas
- V. Edos. de Tamaulipas y Veracruz
- VI. Edos. de Tabasco, Campeche, Yucatán y Quintana Roo



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

OLEAJE CICLONICO

DR. JUAN M. NAVARRO P.

JUNIO, 1979.

1.- VIENTOS

El viento tal y como lo observamos, es el producto de un desplazamiento horizontal de masas de aire. Los movimientos de estas masas en sentido vertical, se denominan corrientes de aire.

Debido a las diferencias horizontales de presión entre una masa y otra, se producen los vientos, o expresado en otra forma, como consecuencia de la diferencia de presión atmosférica se presenta un movimiento de masas de aire de la zonas de alta a las de baja presión. La velocidad con que se desplacen estas masas de aire, estará en función del gradiente de presión, y cuando no exista ningún otro factor, el movimiento será normal a las líneas de presión o curvas isobáricas, las cuales son curvas de igual presión atmosférica. Las presiones están indicadas en milibares, siendo un milibar 1000 dinas/cm^2 . Mil milibares o sea un bar, es igual a 29.53 pulgadas de mercurio y corresponde a un 98.7% de la presión atmosférica total.

Se tiene entonces que la fuerza que produce el viento F_g estará en función del gradiente de presión horizontal $\frac{\partial P}{\partial l}$, y como actúa sobre las masas de aire, estará en función también de la densidad ρ de las mismas.

$$F_g = \left(\frac{\partial P}{\partial l} \right) \left(1/\rho \right)$$

Los factores que afectan y alteran las características del viento son:

- 1).- La fuerza de "Coriolis"
- 2).- La fuerza "Ciclostrófica"
- 3).- Los efectos de fricción.

Fuerza de coriolis.- Esta fuerza es debida a el efecto de rotación de la Tierra, por lo que comunmente se le conoce con el nombre de fuerza de arrastre. La fuerza de -- "coriolis" por unidad de masa puede expresarse

$$F_d = 2 W V \text{ sen } \phi$$

en donde:

ϕ = latitud

w = velocidad angular de la rotación de la Tierra

V = velocidad de la partícula de aire.

La dirección con que siempre actúa esta fuerza es en ángulo recto respecto de la dirección instantánea de movimiento, por consiguiente sólo se verá afectada su dirección, pero no su velocidad.

Fuerza "Ciclostrófica".- Esta fuerza es consecuencia de la fuerza centrífuga. Cuando las curvas isobáricas son curvas, tienden a dirigir el aire en su sentido de acción, a través de éstas curvas.

La componente tangencial a la superficie de la tierra de la fuerza centrífuga en un punto dado, se le conoce como fuerza "Ciclostrófica" y vale

$$F_c = \frac{V^2}{R \text{ tg } \theta}$$

en donde

V = velocidad de movimiento de la partícula

R = radio de la Tierra

θ = ángulo entre la fuerza centrífuga y su componente horizontal.

Fuerza de "Fricción".- Esta consiste en reducir los valores de la velocidad y en consecuencia de las fuerzas de "Coriolis" y "Ciclostrófica". Este efecto viene a ser una forma general, en la desviación de la dirección del viento

Tomando en cuenta este sistema de fuerzas actuantes, se puede hacer una clasificación dinámica del viento, de acuerdo a las fuerzas que actúan sobre éste y se pueden clasificar en:

- a).- Viento Geostrófico.- Este viento es el resultante de la acción de la fuerza de gradiente y la de "Coriolis". La fuerza "Ciclostrófica" no actúa, debido a que para este caso las curvas isobáricas son rectas. La dirección del viento es paralela a la de las isobaras.
- b).- Viento bórico o de gradiente. Cuando las isobaras son curvas, además de las fuerzas de "Coriolis" y la de gradiente de presión, actúa también la fuerza

"Ciclostrófica". La dirección del viento sigue siendo tangente a las isobaras. El viento geostrófico, puede considerarse como un caso particular del bórico.

Las fuerzas de fricción, sin embargo, originan que el viento al soplar no lo haga en forma paralela a las isobaras, sino con cierta inclinación respecto a ellas y hacia la zona de baja presión. Cerca de la superficie el ángulo entre los vientos de gradiente a los geostróficos y el viento real es de 10° a 15° sobre las zonas marítimas y aproximadamente de 40° sobre las regiones terrestres. El patrón en espiral originado se denomina ciclónico o anticiclónico, dependiendo de que el viento esté soplando alrededor de una zona de baja presión como centro (ciclónico) o de una zona de alta presión como centro (anticiclónico). En el hemisferio Norte, los vientos ciclónicos giran en el sentido contrario al movimiento de las manecillas de un reloj, siendo el giro en el hemisferio sur en el sentido contrario. La fricción también origina que las velocidades del viento real sean menores que las calculadas del viento de gradiente o del geostrófico. Más adelante se verá como calcular el viento real.

Señalaremos que la denominación de "ciclón" fue propuesta por Henry Piddington, presidente del tribunal marino de Calcuta, a mediados del siglo XIX. La palabra ha llegado a ser de utilización universal para designar toda clase de tormentas con baja presión atmosférica en el centro.

Los violentos vientos de estas tormentas tropicales, cubren usualmente miles de kilómetros cuadrados, generan grandes oleajes y originan mareas anormales, capaces de inundar las zonas costeras bajas.

Aunque su nacimiento ocurre en la zona tropical, algunas de estas tormentas se mueven largas distancias, dejando sentir sus efectos destructores sobre regiones muy remotas.

2.- Clasificación de los Ciclones.

La atmósfera terrestre siempre está en actividad, produciendo el movimiento de masas de aire en gran escala que corresponde al sistema general de circulación atmosférica. Dentro de este sistema general, aparecen los movimientos locales que se producen sobre la superficie de la Tierra, entre ellos como ya se mencionó anteriormente, se presentan los de tipo ciclónico o anticiclónico. En el primero los vientos están dirigidos hacia el interior más o menos repartidos simétricamente alrededor del centro donde la presión atmosférica es baja. En el anticiclónico, los vientos están dirigidos directamente hacia el exterior a partir de un centro de alta presión. Los ciclones son llamados en algunas ocasiones bajos o depresiones y los anticiclones altos.

Los ciclones o bajos se clasifican en: Tropicales y Extratropicales, siendo éstos últimos los más numerosos.

Los ciclones tropicales tienen su origen en las vecindades del ecuador. Se forman sobre los océanos tropicales, a excepción del Atlántico Sur, pero nunca sobre los continentes.

Existen seis regiones en el globo terráqueo donde se localiza este tipo de movimientos.

1a.- Región.- En la región este de Australia, en el Pacífico Sur. Las tormentas son llamadas "ciclones" y algunas veces "Tifones"; pueden aparecer en cualquier mes del año, pero la frecuencia mayor se presenta en el período comprendido entre enero y marzo inclusive.

2a Región.- En las costas occidentales de México.

Las tormentas son generalmente llamadas "Ciclones tropicales" o "Huracanes", su época de acción comprende los meses de junio a octubre.

3a Región.- Comprende el Caribe, Golfo de México y Costa oriental de los Estados Unidos de Norteamérica. Las tormentas son conocidas como "Huracanes" y se presentan en un período de 6 meses de junio a noviembre. La frecuencia mayor se registra en agosto, septiembre y octubre.

4a Región.- Abarca ambos lados de las costas de la India. Las tormentas son llamadas "Ciclones Tropicales", aparecen todo el año excepto el mes de febrero con dos períodos de alta frecuencia, en mayo y octubre.

5a Región.- Situada al Sur del Ecuador, en el Océano Indico los ciclones aparecen en todos los meses, excepto julio y agosto. El período de máxima frecuencia es entre diciembre y marzo.

6a Región.- En el mar de China y el Norte del Océano-Pacífico. Las tormentas son invariablemente conocidas como "Tifones", ocurren en el período de mayo a diciembre, con una máxima frecuencia en julio, agosto y septiembre. Estas tormentas son generalmente más grandes que las que se presentan en cualquiera de las otras cinco regiones de la Tierra.

3.- Formación de los Ciclones.

3.1.- Ciclones tropicales.

Dentro del sistema general de circulación atmosférica, existe en el ecuador una zona de calmas, ésta zona es llamada también zona de convergencia Intertropical (CIT). A ella llegan los vientos alisios del noreste y los contralisos del sureste. La diferencia de efectos de estos vientos opuestos, producen un desplazamiento de la zona de calmas hacia el norte. o hacia el sur; mientras este desplazamiento no sea más allá de los 6° de latitud, el efecto de la rotación de la tierra no tendrá influencia en la formación de movimientos vorticosos y solo se forman los pequeños vórtices sobre su curso; pero si se desplaza en dirección Norte, la influencia de la rotación de la tierra es suficiente para transmitir giro a las corrientes convergentes y permitir el desarrollo de los ciclones tropicales.

Cuando la zona de convergencia intertropical se localiza a los 12° y 13° al norte del ecuador, durante los meses de agosto, septiembre y octubre, se establecen las condiciones más propicias para la formación de ciclones, siendo la región de las Islas del Cabo Verde el centro de la mayor parte de estos movimientos.

Por otra parte, la zona de calmas del océano Pacífico, en su parte más oriental, y en la parte occidental del mar caribe, crean una zona de igual o más factibilidad para la creación de los ciclones que la zona de las Islas del Cabo verde.

Basándose en datos estadísticos, obtenidos de las observaciones, la vida de un ciclón fluctúa entre los ocho y doce días. Los signos físicos que permiten predecir la aproximación de los ciclones son:

- El oleaje, cuando el viento es ligero, el sonido de la rompiente a intervalos notablemente regulares pronostica la presencia de una tormenta.
- La presión barométrica.
- Los cambios de viento.
- La nubosidad
- La elevación de la marea, etc.

Los ciclones que afectan las costas del golfo de México son de tipo tropical; son torbellinos de aire caliente-térmicamente homogéneos, por lo menos en las capas inferiores. En consecuencia no se observan discontinuidades térmicas, y están formados por un torbellino de vientos convergentes alrededor de un centro de baja presión. El proceso de formación de los ciclones tropicales no se conoce aun.

Las regiones donde se forman son prácticamente las mismas, por lo que debe existir alguna peculiaridad de la circulación o proceso termodinámico en las regiones asociadas con su desarrollo. Todas estas regiones, se caracterizan por una alta temperatura, y en consecuencia por su alto contenido de vapor de agua e inestabilidad de sus masas de aire.

El centro de un ciclón es un círculo de aproximadamente veinte a treinta millas de diámetro; el diámetro total del ciclón abarca un área de 200 a 300 millas.

La presión cuando se presenta un ciclón, baja de 50 a 70 mm de su valor normal en la región.

Los vientos aspirados por el torbellino adquieren una velocidad de rotación considerable. A medida que se elevan van desprendiéndose de su agua, debido a la fuerza centrífuga, y al llegar a las capas altas son lanzados a la periferia del ciclón. Cuando se enfría este aire a consecuencia de su ascensión, se extiende a gran distancia alrededor de la perturbación, provocando un aumento anormal de la presión atmosférica. Esta zona de alta presión se observa alrededor de un ciclón y se llama anillo periciclónico.

3.2.- Ciclones Extratropicales.

Pertenecen a la familia de las "Depresiones móviles"; nacen y circulan en la zona discontinuada polar y son perturbaciones constituidas por dos masas de aire esencialmente distintas, una de origen frío y otra de origen caliente, separadas por una superficie bien definida, que pasa por el centro del ciclón.

Con respecto a la formación de estos ciclones, su fase inicial es producida por dos corrientes aéreas en sentido contrario una de otra, y que transportan masas de aire de diferente temperatura. La línea que las separa es en su principio recta y después se encorva hacia la dirección fría situándose al centro del ciclón, en la extremidad boreal de la lengua de aire caliente que se forma. El ciclón se mueve en la dirección de la corriente que existe en el sector caliente y prácticamente tiene una dirección paralela a la de las isobaras en ese lado de la perturbación.

4.- Efectos de los ciclones sobre las costas.

Los efectos más sensibles que produce en la dinámica del mar, cerca de una costa el paso de un ciclón sobre una área oceánica inmediata son los siguientes.

- Una sobreelevación del nivel medio del mar denominada Marea de Tormenta.
- Generación de un oleaje importante a nivel sobre elevado, denominado oleaje Ciclónico.

En esta parte sólo analizaremos las condiciones de generación y predicción del oleaje ciclónico.

5.- Oleaje Ciclónico.

Por lo general, en México no se tienen datos de mediciones directas de oleajes ciclónicos, por lo que es necesario recurrir a procedimientos de predicción de oleaje (Forecasting), que pueden ser utilizados para transformar los datos meteorológicos en características de oleaje.

Para ejecutar una predicción de oleaje, es necesario contar con un registro de los ciclones que por su trayectoria podrían tomarse en consideración debido a los efectos que ocasionan en la costa y de éstos, escoger en base a las configuraciones isobáricas las que presenten condiciones más desfavorables y por consiguiente mayores daños al sitio en estudio. cuando se presentan en forma frecuente tormentas de gran intensidad generando oleajes ciclónico importantes, la selección de una ola significativa H_s como ola de diseño, podría poner en peligro la estabilidad de las obras por lo que un mantenimiento más frecuente incrementaría el costo de la obra. En estos casos, es más conveniente utilizar en los diseños, o las de características ciclónicas que aseguren una mayor estabilidad de las estructuras o en todo caso, se podría establecer una comparación entre el costo de mantenimiento y la amortización de un costo inicial mayor

Para calcular la altura y período del oleaje ciclónico, es necesario, en base a las configuraciones isobáricas.

(Cartas del tiempo reportadas por el Servicio Meteorológico nacional)., delimitar un Fetch. (área de generación del oleaje), medir su longitud y la distancia de decaimiento si existe, y conocer la velocidad y duración del viento dentro del Fetch.

Existen diferentes métodos para la predicción del oleaje ciclónico, de los cuales sólo analizaremos a continuación los siguientes métodos:

- 1.- Metodo S. M. B.
- 2.- Huracan Standard de Proyecto.
- 3.- Metodo P. N. J.

6.- Metodo S. M. B. para la Predicción del Oleaje Ciclonico

El problema de la predicción del oleaje para el caso de un huracán, radica en el hecho de poder considerar los efectos de energía remanente entre las diversas posiciones que ocupa el meteoro y que pueden generar oleaje hacia el sitio en estudio. Tal problema puede analizarse con el método de los campos de viento de Wilson, aunque, salvo casos de tormentas de rápido desplazamiento, es posible aplicar más ventajosamente el método S - M - B. (Sverdrup - Munk - Brestschneider), Ver referencias 1 y 2

El método S - M - B, parte de la consideración original de Sverdrup y Munk de tomar variable a la velocidad V del viento formativo, la longitud del Fetch, el tiempo de duración T_d y con estos datos, obtener la altura y período de la ola significativa en el frente del Fetch. La modificación introducida por Brestschneider, fue la de suponer que cuando se presenta un cambio en la velocidad U del viento formativo, entre dos cartas de tiempo separadas por un lapso β , dicho cambio se producirá instantáneamente a la hora $\beta/2$, despues de la primera carta; las olas producidas por la segunda velocidad se calculan considerando que la duración mínima del tiempo de acción de la velocidad obtenida de la primera carta, se incrementa $\beta/2$ horas, o que en su caso el fetch se incrementó en $\Delta F/2$, siendo ΔF la diferencia entre los fetches de las dos cartas. Resumiento, la velocidad del viento V genera una ola cuyas características serán función de :

Velocidad del viento	V
Tiempo de duración	$T_m + \beta/2$
Fetch	$F_m + \Delta F/2$

Las olas para el lapso siguiente, agregarán algebraicamente para las nuevas condiciones de velocidad, la energía absorbida durante el primer lapso.

Posteriormente, como en toda predicción de oleaje en la cual el límite del Fetch y el de aguas profundas ($d = L_0/2$) no son coincidentes, es necesario analizar los efectos de decaimiento, que pueden incluir en algunos casos, el estudio de vientos en contra que amortiguen el oleaje. La distancia de decaimiento ^(D) se define como aquella comprendida entre el frente del Fetch y el límite de aguas profundas.

5.1.- Predicción del oleaje.

Cuando se hacen predicciones para costas de océanos o de algunos otros grandes volúmenes de agua, la forma común de emplear los datos meteorológicos es mediante las cartas sinópticas del tiempo. Estas cartas muestran curvas de igual presión atmosférica llamadas isobaras las cuales por lo general, están trazadas con un espaciamento entre isobaras de 3 a 5 milibares.

5.2.- Viento ciclónico de diseño

El procedimiento para el cálculo del viento formativo se hace a partir del análisis de los campos isobáricos; es decir, sabiendo que los ciclones en el Hemisferio Norte giran en dirección contraria al de las manecillas del reloj, se parte del extremo de las distintas formaciones isobáricas y se determinan las zonas de generación de vientos en la dirección de la zona en estudio, utilizando el criterio de delimitación del Fetch para casos de predicción de oleaje. en cada caso se considera como parámetros de cálculo:

- Separación entre isobaras en grados de latitud (gradiente bórico); generalmente se emplea un espacio -

promedio sobre un Fetch medido normal a las isobaras.

- Latitud media de la zona de generación (efecto de Coriolis)
 - Radio de curvatura de las isobaras (efecto de la fuerza centrífuga)
 - Diferencia de temperatura mar-aire (efecto de fricción)
- Los dos primeros ayudan a definir la velocidad del viento geostrofico V_g y los segundos la del viento real.

La expresión que permite calcular el viento geostrofico es:

$$V_g = \frac{1}{2 \Omega \rho \sin \phi} \frac{\Delta p}{\Delta n}$$

En donde:

V_g = Velocidad del viento geostrofico en nudos

Ω = Velocidad de rotación de la tierra (= 0.729×10^{-4} radianes/seg.)

ρ = Masa específica del aire (= 1.2×10^{-3} g/cm³)

ϕ = Latitud del Fetch considerado

ΔP = Presión barométrica entre isobaras
(5 m b o 3 m b)

Δn = Separación entre isobaras en grados de latitud

El viento geostrofico calculado con esta ecuación, es suponiendo que la configuración isobárica es recta (no se considera la fuerza centrífuga) y tampoco toma en cuenta el efecto de fricción, por lo que para calcular la velocidad del viento real es necesario efectuar una corrección debido a estos factores. Para calcular el viento geostrofico se requiere de la medición del gradiente de presión sobre el área en estudio. Usando el espaciamento entre isobaras como ordenada (ver figura 1) y la localización (grados de latitud como abscisa, en su intersección se definirá un punto que quedará sobre, o cerca de una línea inclinada que -

$$U_g = \frac{1}{\rho_a f} \frac{\Delta p}{\Delta n}$$

For T = 10° C

Δp = 3 mb and 4 mb

Δn = isobar spacing measured in degrees latitude

ρ = 1013.3 mb

ρ_a = 1.247×10^{-3} gm/cm³

f = Coriolis parameter = $2 \omega \sin \phi$

where

ω = angular velocity of earth, 0.2625 radians/hour

ϕ = latitude in degrees

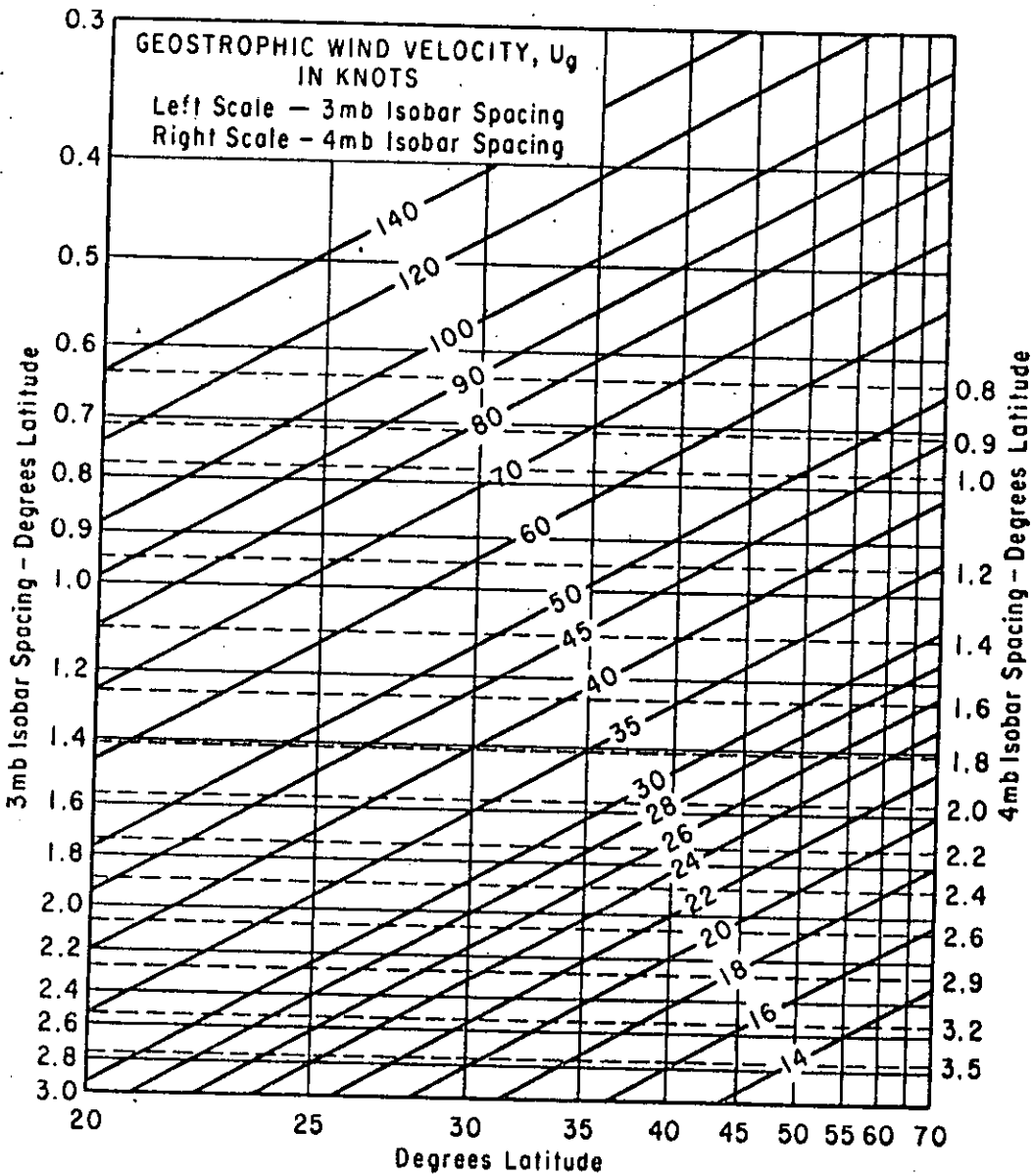


Figure 1 Geostrophic Wind Scale

dará el valor de la velocidad del viento geostrófico directamente interpolando.

Para determinar el viento real se utiliza la Fig. 2 - que representa la relación de la velocidad del viento real al viento geostrófico en las ordenadas y en las abscisas - la diferencia de temperaturas entre el mar y el aire para varios radios de curvatura de las isobaras dadas en grados de latitud.

Puede también aplicarse en forma práctica los siguientes valores de la tabla 1

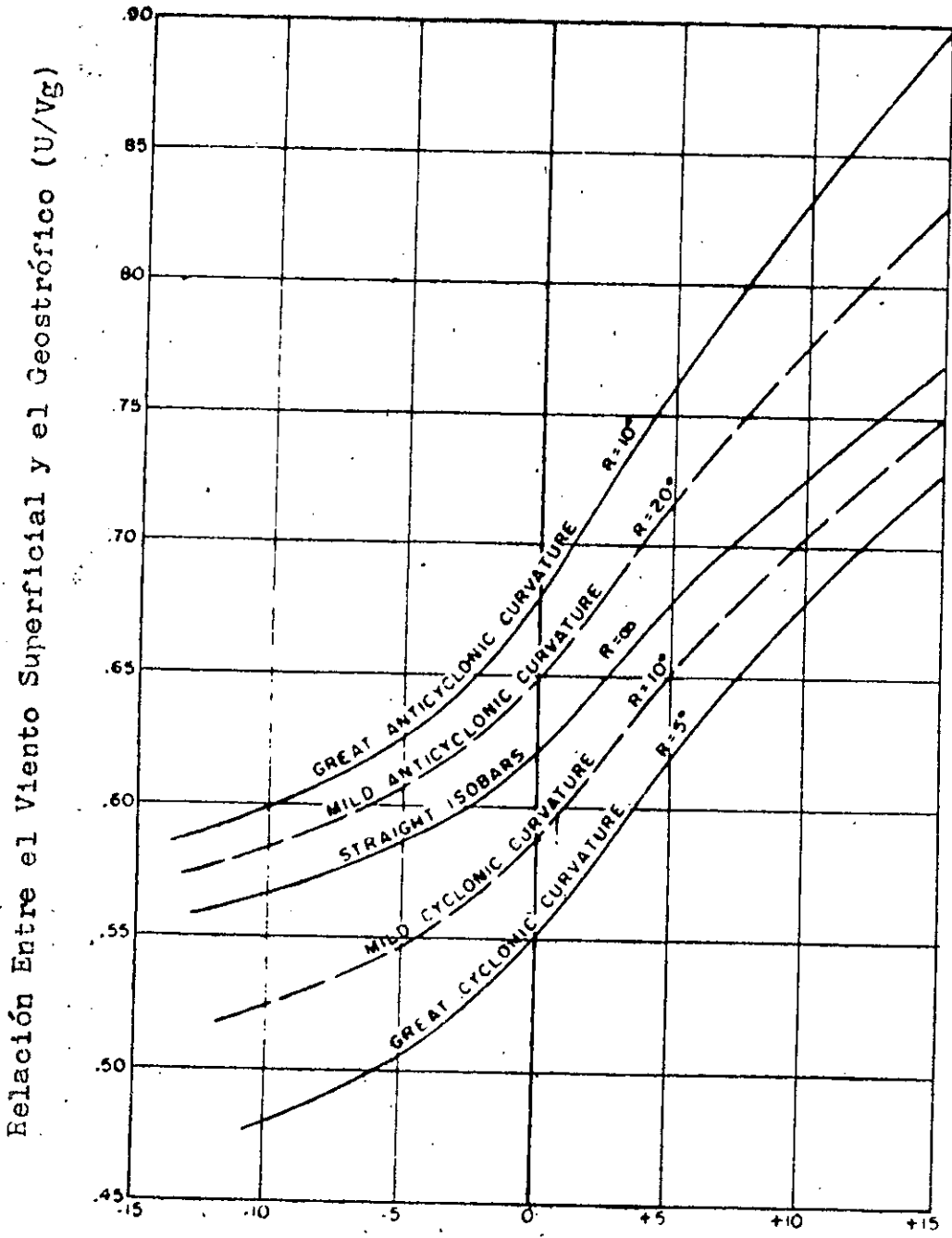
Tabla 1.- Corrección por temperatura aire-mar

Temperatura del mar - la temperatura del aire	relación entre el viento superficial y el geostrófico U/u_g
0 ó negativa	0.6
0 a 10	0.65
10 a 20	0.75
20 a más	0.90

5.3.- Delimitación de un Fetch.

El problema para determinar sobre una carta el "área de generación" o fetch con el fin de efectuar una predicción de oleaje en una zona específica, es muy complejo, -- sin embargo, se pueden seguir ciertos lineamientos generales para delinear áreas de fetch, basadas en las siguientes consideraciones.

Apoyándose en la configuración isobárica, es posible obtener con un buen grado de seguridad, la dirección general del viento para una área oceánica dada sin embargo las olas en una área de generación se mueven no solamente en la



Diferencia de Temperatura Mar-Aire ($T_s T_s - T_a T_a$)

FIGURA 2 ESCALA DEL VIENTO SUPERFICIAL

dirección del viento, sino también con varios ángulos, respecto a la misma.

Dependiendo de la localización de los puntos para los cuales se realizaría un pronóstico y de una área de tormenta, olas que se desplazan con ángulos entre 15° y 45° respecto a las direcciones de las isobaras, serán olas de importancia que conservan sus características. Por simplicidad la regla práctica para localizar ya sea un frente o el arranque de un Fetch, puede girarse una línea recta en el punto de predicción hasta que corte a varias isobaras de un posible fetch formando aproximadamente 30° para líneas isobáricas sensiblemente rectas y 45° para isobaras curvas.

Cuando las velocidades en un área de generación son muy pequeñas y las distancias de decaimiento son relativamente grandes, las olas generadas en estas condiciones no serán significantes en la zona para la cual se ha realizado la predicción. El criterio límite práctico que se ha adoptado es que para distancias de decaimiento de 500 millas o mayores y velocidades de viento de 20 nudos o menores, pueden ser ignoradas, o pueden servir como condiciones de frontera del Fetch.

Una de las consideraciones más importantes en la localización y limitación de un Fetch, es la exactitud con la cual las cartas son dibujadas ya que generalmente la información para elaborar las cartas sinópticas es muy limitada y muchas configuraciones isobáricas en las cartas son estimativas y están limitadas en su exactitud.

5.4.- Distancia del Decaimiento.

Después de salir del Fetch, las olas viajan hacia algún punto distante (una costa por ejemplo) con velocidades proporcionales a sus períodos, siguiendo generalmente una trayectoria circular hacia la costa. Sin embargo, para la mayoría de las predicciones comunes, se obtiene una exacti-

tud apropiada considerando un desplazamiento recto del oleaje sobre las cartas sinópticas, o sea, la distancia de decaimiento puede determinarse midiendo en línea recta la distancia entre el frente de un Fetch y el punto considerado en la costa.

Al final de la distancia de decaimiento, el período -significante de las olas (T_d) se incrementa después de que éstas han salido del Fetch en donde tenían un período (T_f), las alturas de las olas disminuyen después de que han salido de la influencia de un Fetch, y al final de la distancia de decaimiento, la altura de ola significativa observada. H_d será menor que la altura de la ola significativa en el frente del Fetch, H_f .

La corrección por decaimiento se hace utilizando las curvas de decaimiento elaboradas por Bretschneider Fig. 3, en las que se ligan los valores del Fetch mínimo, la distancia de decaimiento y la relación entre las características de la ola en el fetch a las que tendría al final de la distancia de decaimiento en decir, tomando como datos.

F_m = Fetch mínimo

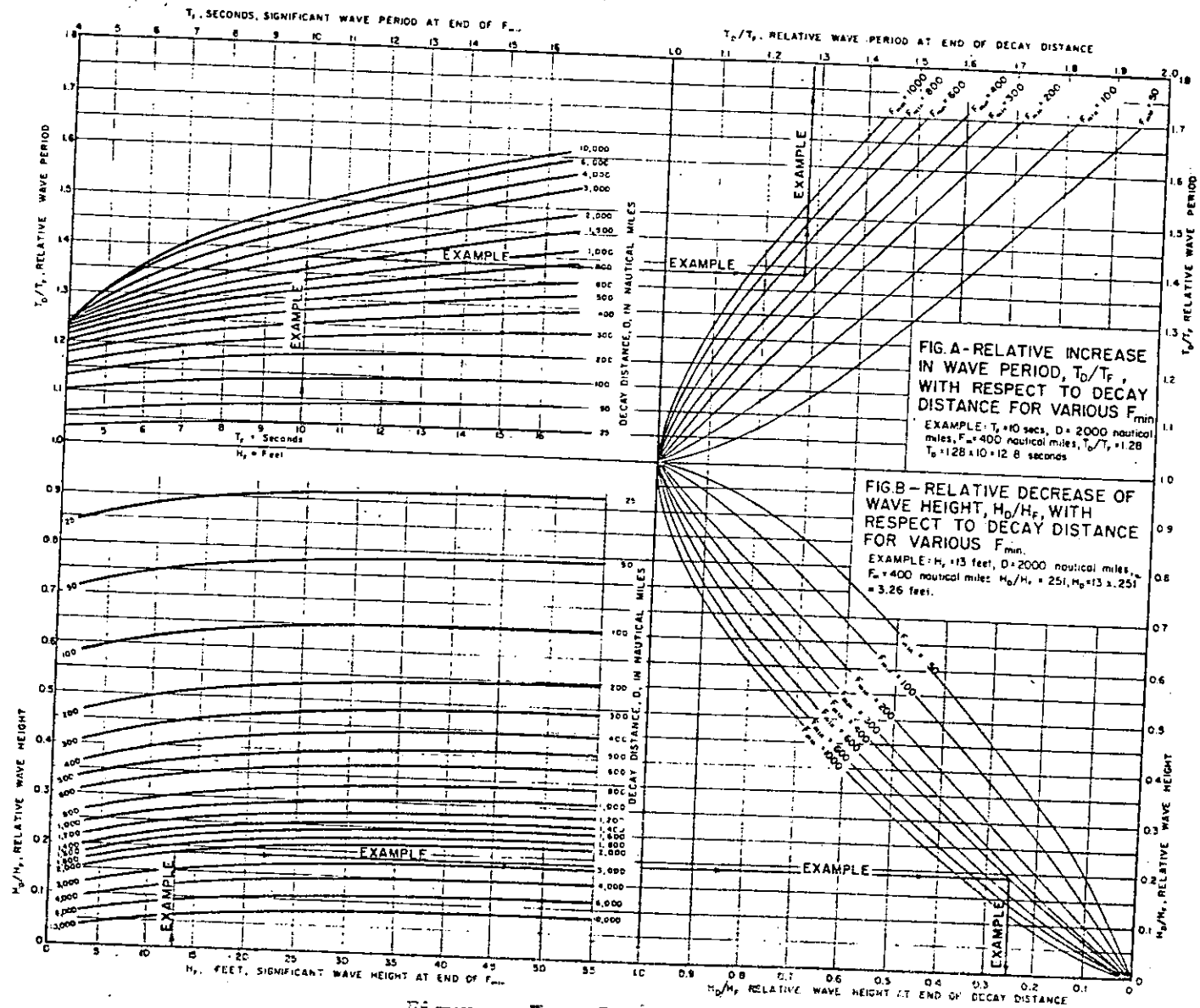
D = Distancia de decaimiento

H_f = Altura de la ola en el frente del Fetch.

T_f = Período de la ola en el frente del Fetch.

Se obtienen las relaciones T_d/T_f y H_d/H_f en donde T_d y H_d son el período y altura de la ola al final de la zona de decaimiento.

Para calcular el tiempo de travesía de la onda entre un fetch y la costa, conociendo el período de decaimiento T_d y la distancia de decaimiento D , se utiliza la fig. 4 -- en la cual sobre las abscisas están reportados los valores de T_d y en las ordenadas los valores de D .



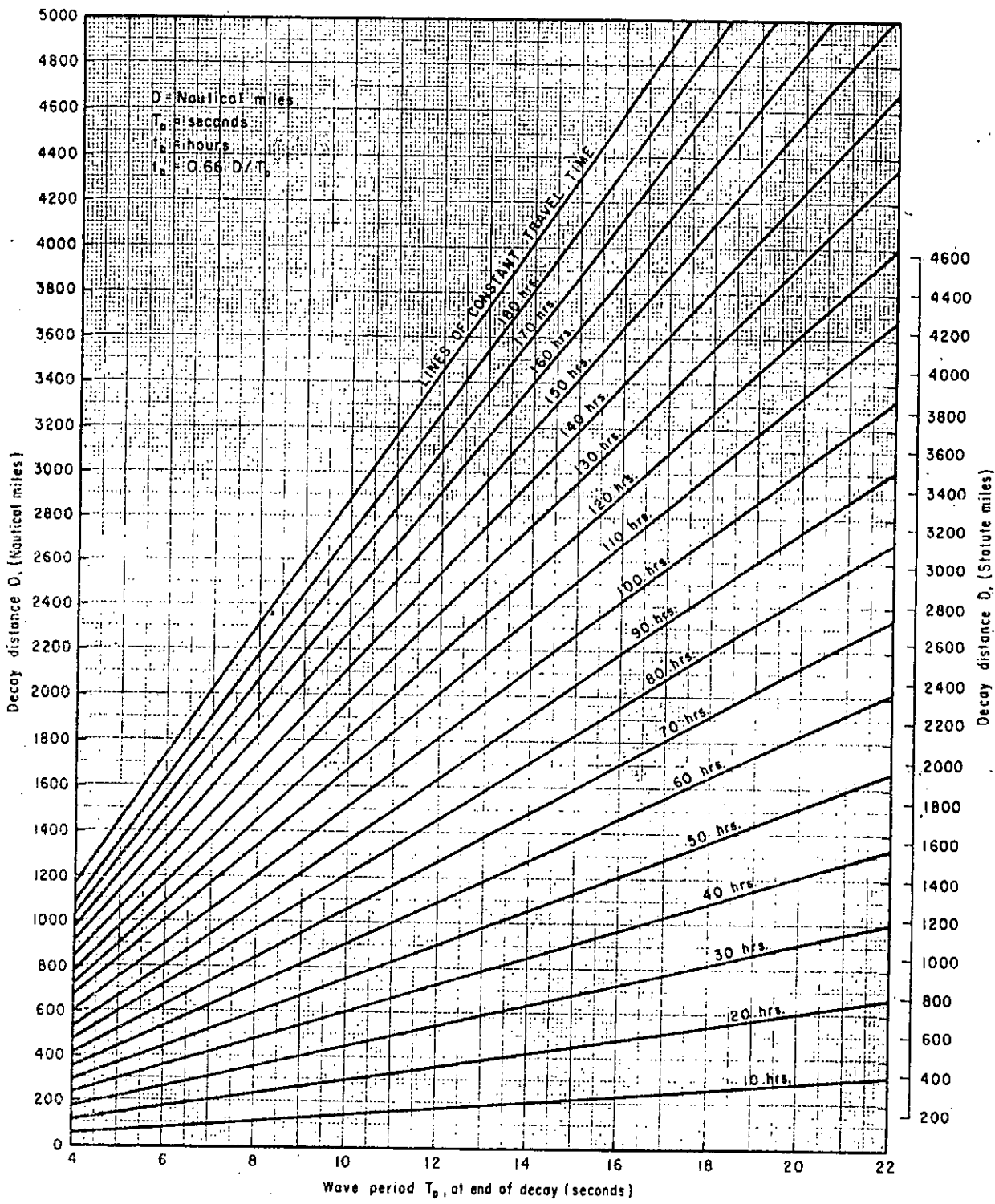


Figure 4 Travel Time of Swell Based on $t_0 = D/C_g$

5.5.- Altura y período del oleaje al frente de un Fetch.

Las alturas y períodos promedio del oleaje, se incrementan a lo largo del Fetch, desde su arranque, donde el viento empieza a tener un valor significativo, hasta el frente del mismo, excepto cuando la altura y el período máximos para un viento y su duración, se han alcanzado. Gráficamente el crecimiento de la ola puede ser ilustrado como se muestra en la figura 5.

Cuando el viento empieza a soplar, se desarrollan pequeñas olas a lo largo del Fetch y se desplazan en dirección del viento, creciendo conforme a su desplazamiento. Se considera que en la parte posterior del fetch no entran olas, por lo que en este punto la altura y período de ola deben de ser cero.

Cuando el viento ha estado soplando solamente lo suficiente para generar las alturas y períodos máximos dados por la línea punteada horizontal de la figura 5 las olas están limitadas en su altura por la duración del viento. Cualquier longitud del fetch mayor de o a f_m en la fig. 5, no podrá ser acompañada por mayores períodos o alturas de ola. la distancia de o a f_m es conocida como la mínima longitud del Fetch F_m , correspondiente a la mínima duración del viento denominada, t_m , la cual producirá las condiciones de crecimiento del oleaje que se indican en la línea punteada.

Una etapa posterior en el desarrollo del oleaje está indicada por la línea llena de la Fig. 5. El viento ha estado soplando con suficiente duración para generar las alturas y períodos máximos dados por la intersección de la curva llena con la ordenada que representa el frente del Fetch. Después de alcanzada esta etapa, una mayor duración del viento no produce un aumento proporcional en altura de ola o período, por que el crecimiento del oleaje está limitado por el Fetch disponible. De ahí que la longitud mínima de tiempo en que necesita soplar un viento sobre una longitud deter

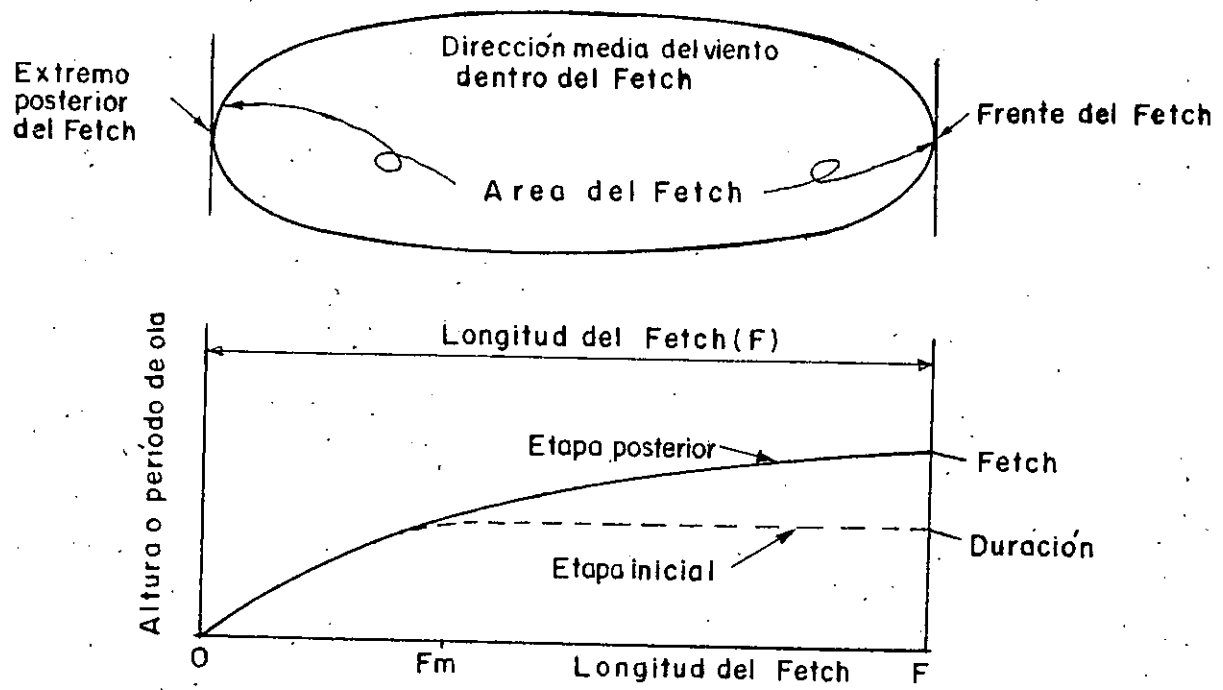


FIGURA 5 DESARROLLO DEL OLEAJE DENTRO DE UN FETCH.

minada de Fetch, para producir tal condición de "estado cons tante" se denomina, duración mínima t_m . La longitud del -- Fetch abarcada, en este caso el total disponible del Fetch, se sigue considerando como el Fetch mínimo correspondiente a la duración mínima.

Desde luego, las distribuciones mostradas en la fig. 5 son simplificadas; puesto que no es la representación del- específico de alturas y períodos de onda que se generan en un Fetch, sino la representación de la distribución de las alturas y períodos significantes.

Para determinar la altura de ola significativa H_f y el período de la ola significativa T_f en el frente de un fetch, se utilizan las gráficas de las curvas de predicción de -- oleaje en aguas profundas elaboradas por Bretschneider fig. 6 y 7 con las que conociendo la velocidad del viento formativo, su duración o la longitud del Fetch, se puede determinar T_f y H_f ; es decir, teniendo como datos

V = Velocidad del viento

F = longitud del fetch.

t_d = tiempo de acción del oleaje

se obtienen de las figuras 6 y 7 para las diferentes cartas sinópticas

T_f = Período significativo al frente del Fetch.

H_f = Altura significativa al frente del Fetch.

T_m = tiempo mínimo de acción del oleaje.

F_m = Fetch mínimo de acción del oleaje.

La representación de las figuras 6 y 7 es la solución de las ecuaciones empíricas.

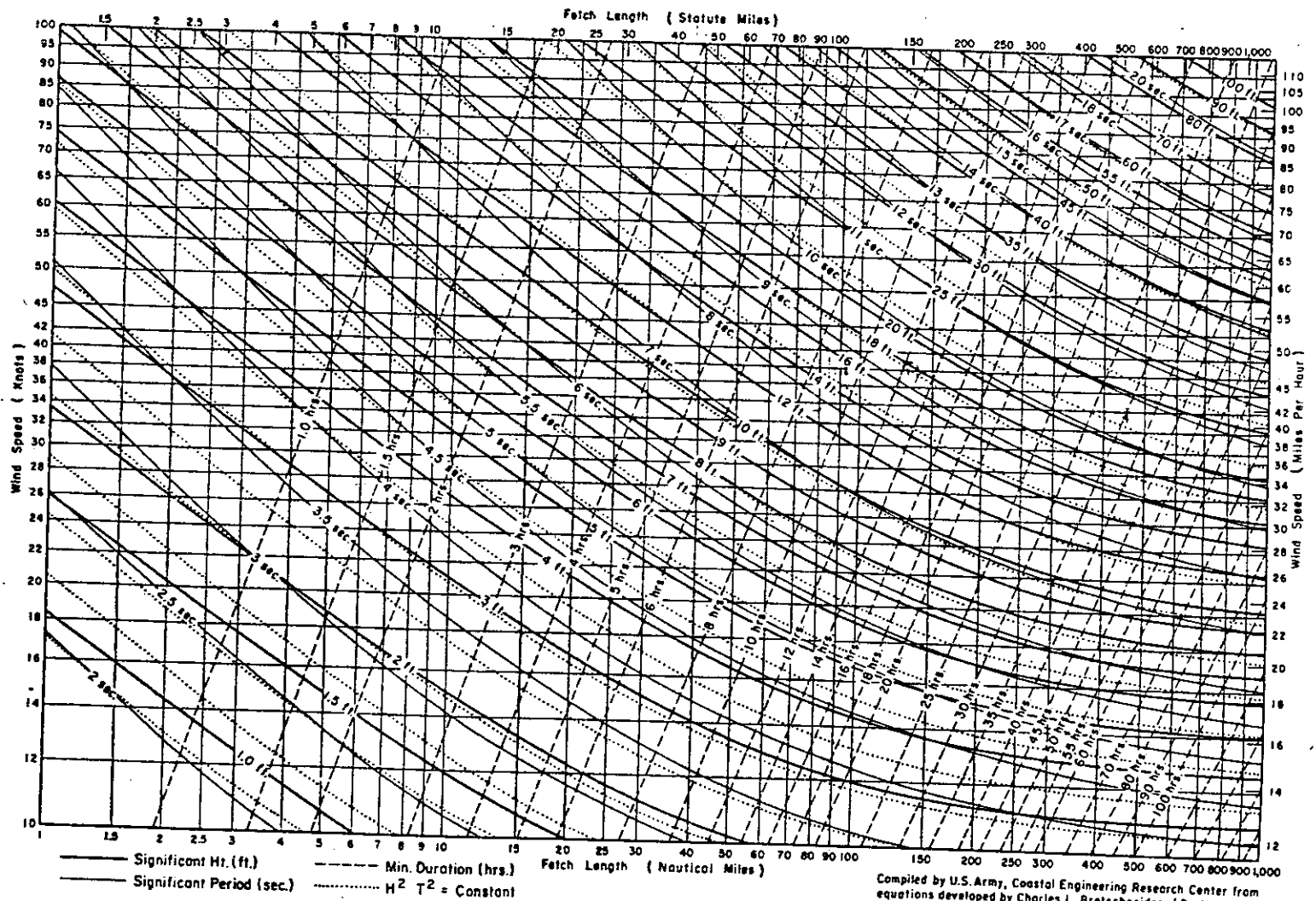


Figure 6. Deepwater Wave Forecasting Curves as a Function of Wind Speed, Fetch Length, and Wind Duration (for Fetches 1 to 1,000 miles)

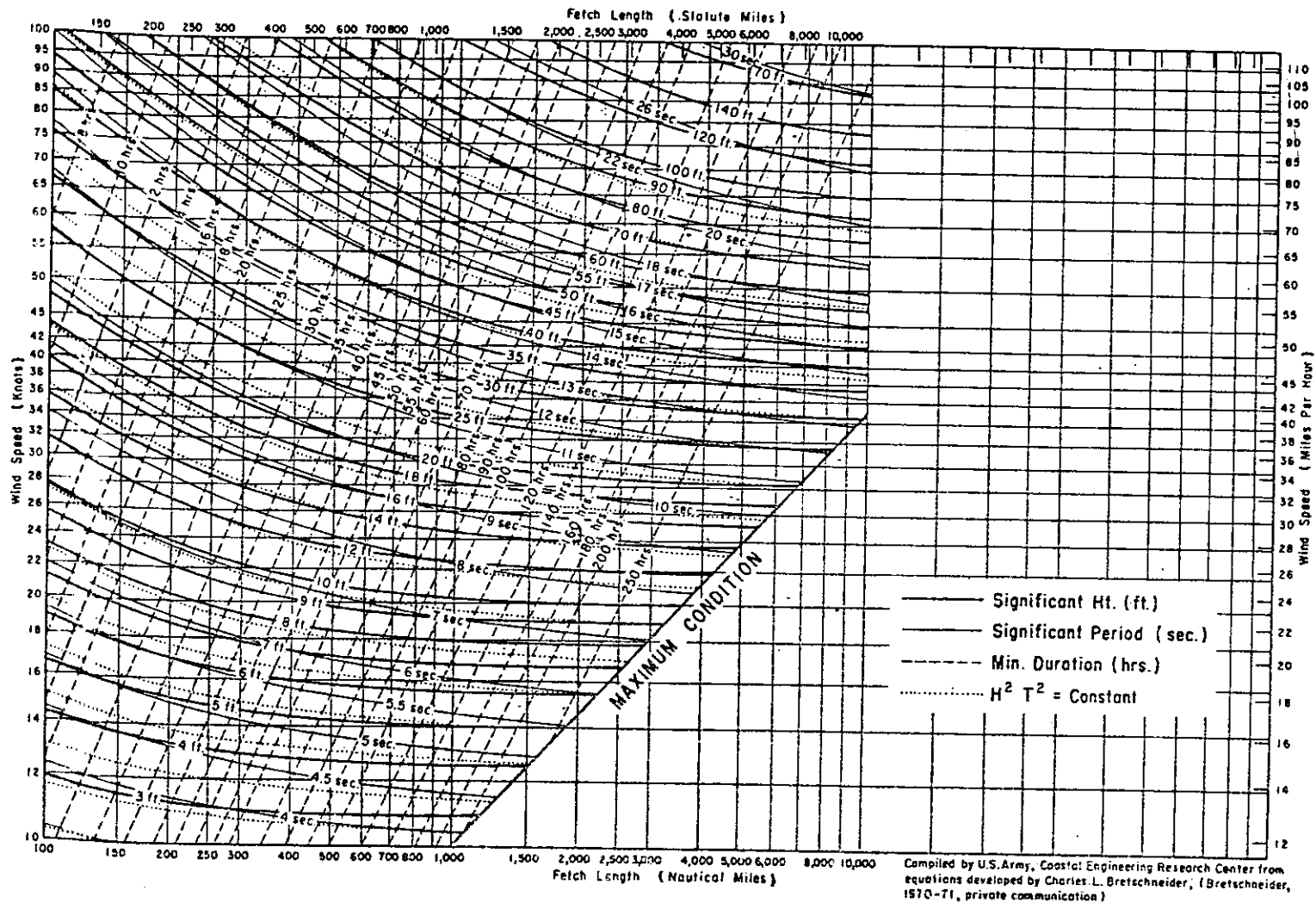


Figure 7. Deepwater Wave Forecasting Curves as a Function of Wind Speed, Fetch Length, and Wind Duration (for Fetches of 100 to more than 1,000 miles)

$$\frac{gH}{V^2} = 0.283 \operatorname{tgh} \left[0.0125 \left(\frac{qF}{V^2} \right)^{0.43} \right]$$

$$\frac{gT}{2\sqrt{V}} = 1.2 \operatorname{tgh} \left[0.077 \left(\frac{qF}{V^2} \right)^{0.25} \right]$$

$$\frac{gT}{V} = K \exp \left\{ \left[A \left(\ln \left(\frac{qF}{V^2} \right)^2 - B \ln \left(\frac{qF}{V^2} \right) + C \right)^{1/2} + D \ln \left(\frac{qF}{V^2} \right) \right] \right\}$$

en donde

$$\exp \{ x \} = e^x$$

$$n = \operatorname{loge}$$

$$K = 6.5882$$

$$A = 0.0161$$

$$B = 0.3692$$

$$C = 2.2024$$

$$D = 0.8798$$

5.6.- Predicción de oleaje en aguas reducidas

En aguas relativamente reducidas, la generación del oleaje se ve afectada por la profundidad. Para unas condiciones de Fetch y duración, si el área de generación se encuentra en una zona de transición o en aguas reducidas, las alturas de las olas serán menores y los períodos más cortos. Bretschneider y Reid, desarrollaron un método en el cual -- se toma en cuenta la fricción del fondo y la filtración -- del agua en el fondo permeable del mar.

El método numérico se base en aproximaciones sucesivas donde la energía de la ola se incrementa debido a esfuerzos del viento y se reduce debido a la fricción del fondo y a la infiltración.

= 0.01 y con el cual se calcularon las curvas de predicción para olas en aguas reducidas y profundidad constante dadas en las figuras 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, y 17 con las que se obtienen los valores de H y T en función del Fetch en abscisa y la velocidad U en ordenada.

Estas figuras 8 a 17 se obtuvieron también con las ecuaciones empíricas.

$$\frac{gH}{U^2} = 0.283 \operatorname{tgh} \left[0.53 \left(\frac{gd}{U^2} \right)^{0.75} \operatorname{tgh} \left\{ \frac{0.0125 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0.42}}{\operatorname{tgh} \left[0.53 \left(\frac{gd}{U^2} \right)^{0.375} \right]} \right\} \right]$$

$$\frac{gT}{2\pi U} = 1.2 \operatorname{tgh} \left[0.833 \left(\frac{gd}{U^2} \right)^{0.375} \operatorname{tgh} \left\{ \frac{0.077 \left(\frac{gF}{U^2} \right)^{0.25}}{\operatorname{tgh} \left[0.833 \left(\frac{gd}{U^2} \right)^{0.375} \right]} \right\} \right]$$

nótese que para aguas profundas estas ecuaciones son similares a las anteriores.

En la tabla 2 se indica la aplicación del Método S.M.B. correspondiente a las condiciones ciclónicas ocurridas del 28 al 29 de junio de 1963, según se consignan en las trayectorias ciclónicas de la Fig. A.

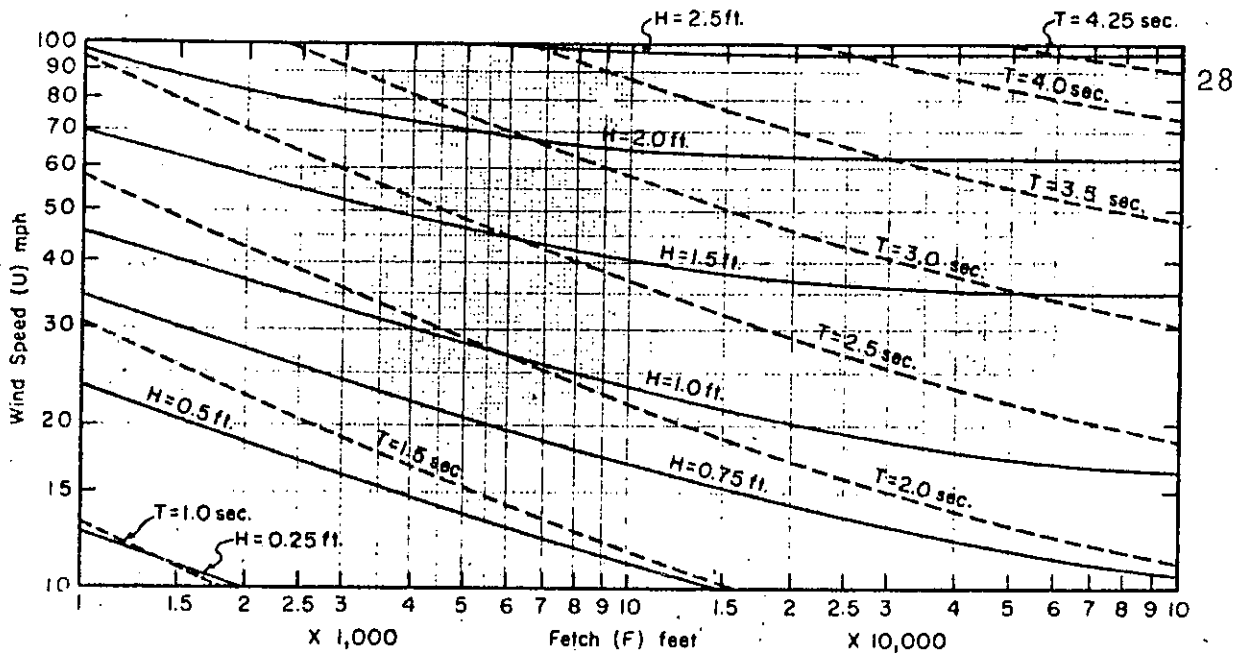


Figure 8 . Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 5 feet.

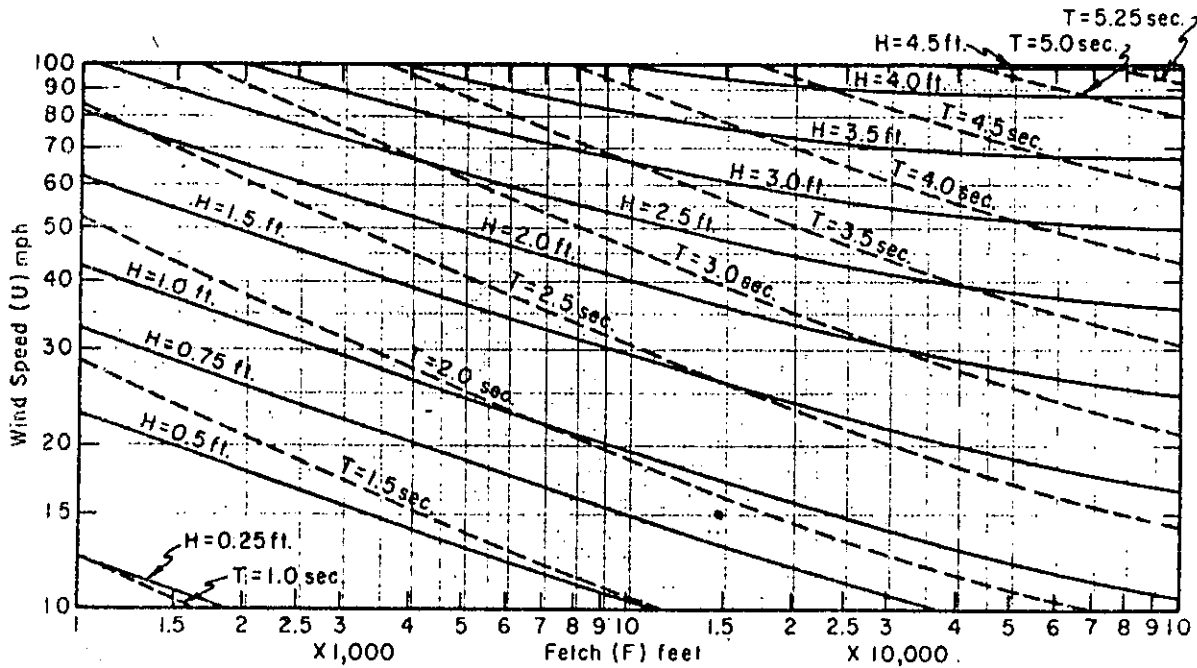


Figure 9 . Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 10 feet.

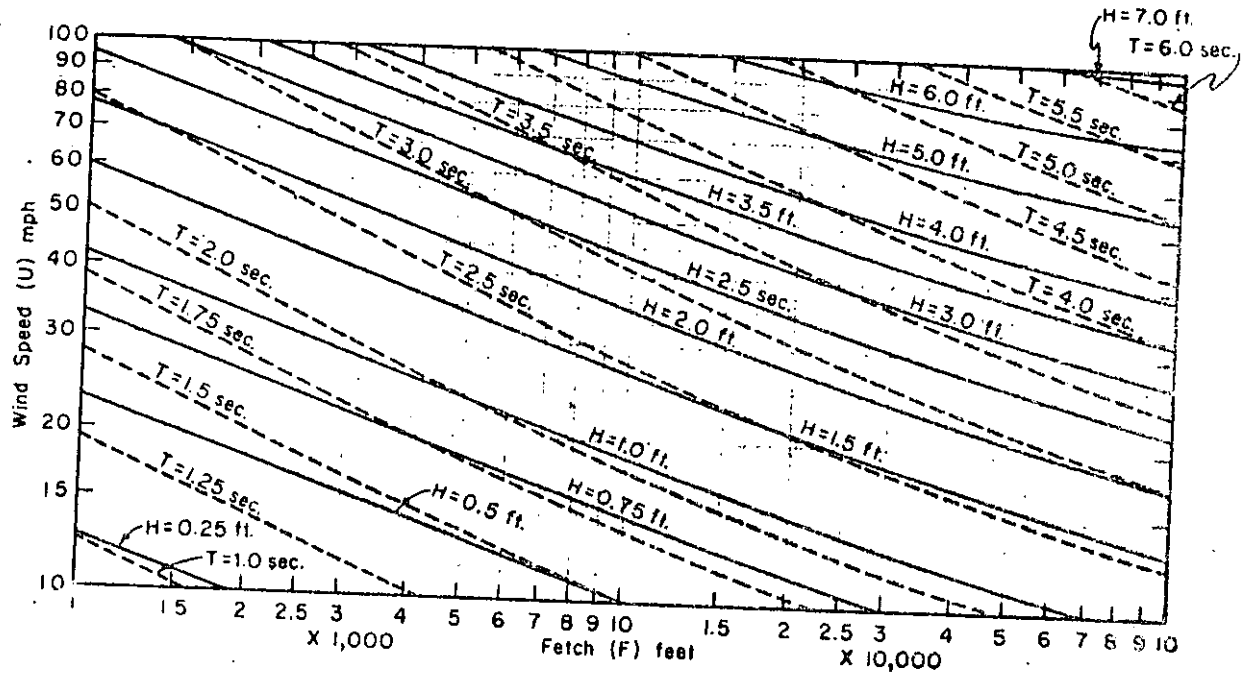


Figure 10. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 15 feet.

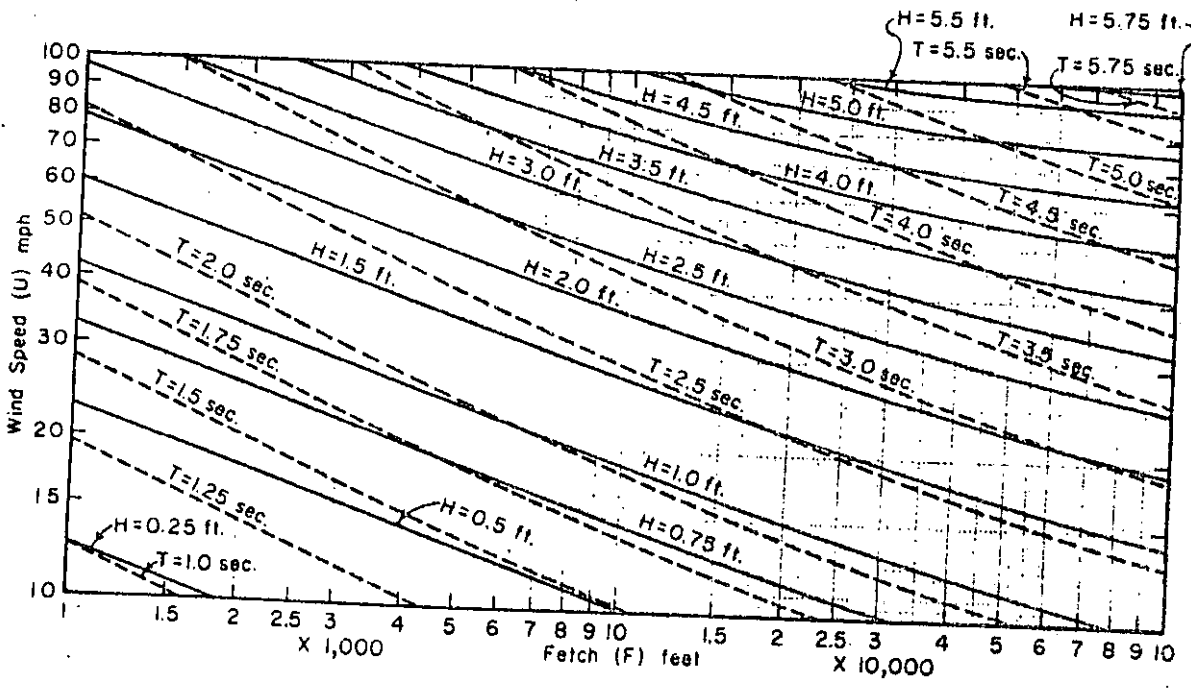


Figure 11. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 20 feet.

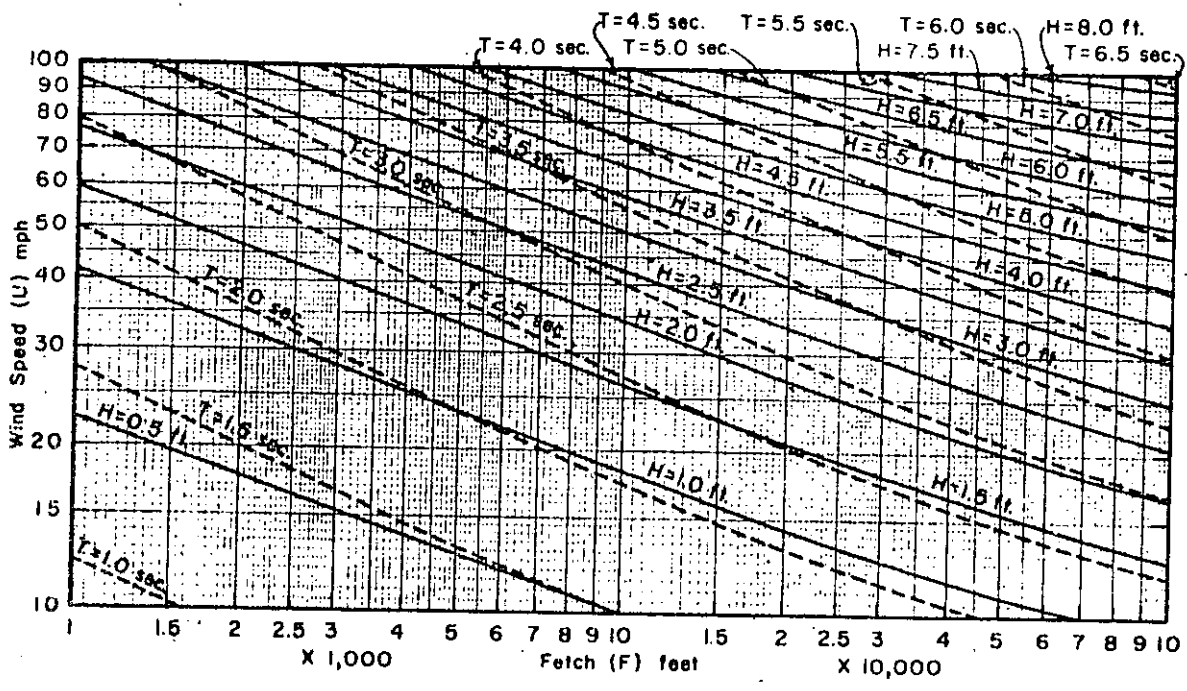


Figure 12 . Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 25 feet.

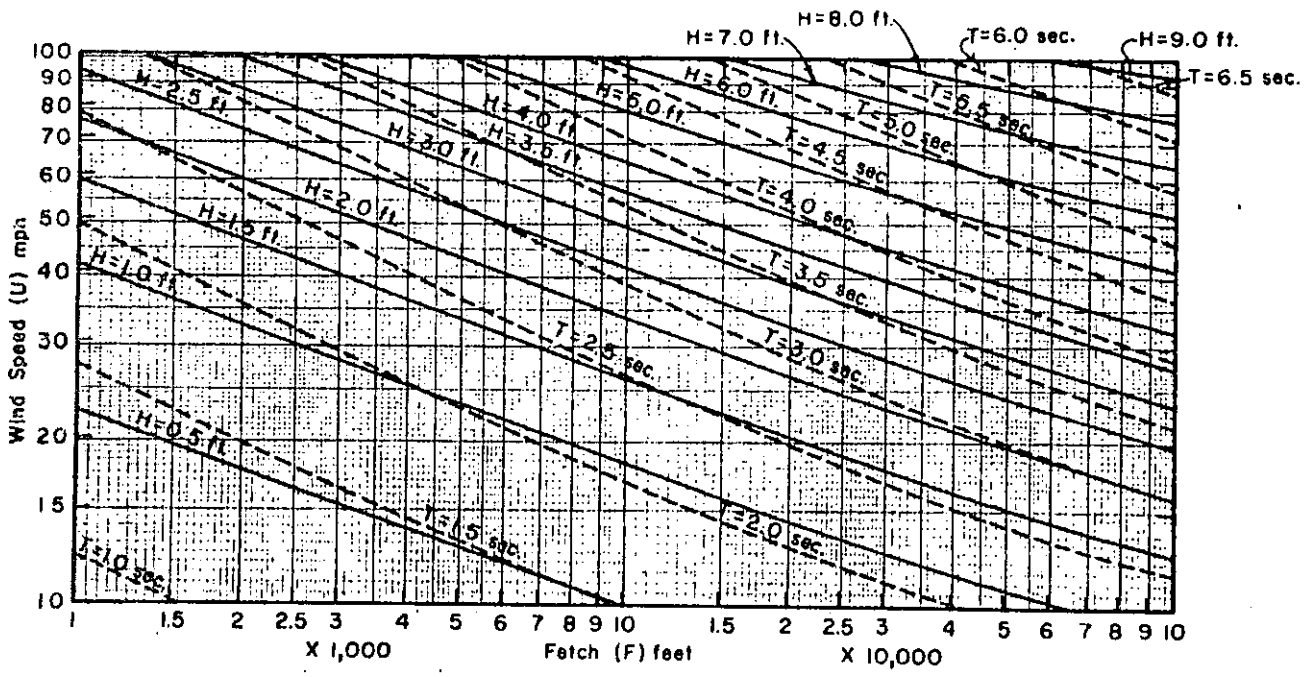


Figure 13. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 30 feet.

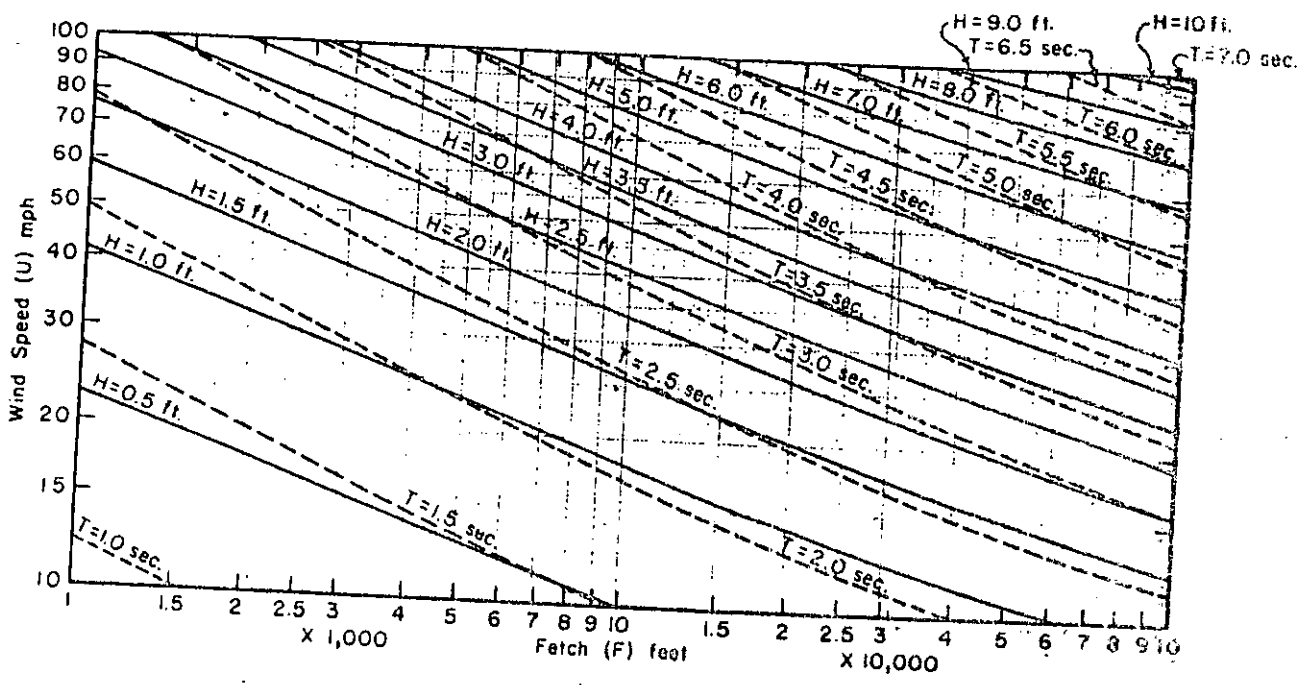


Figure 14. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 35 feet.

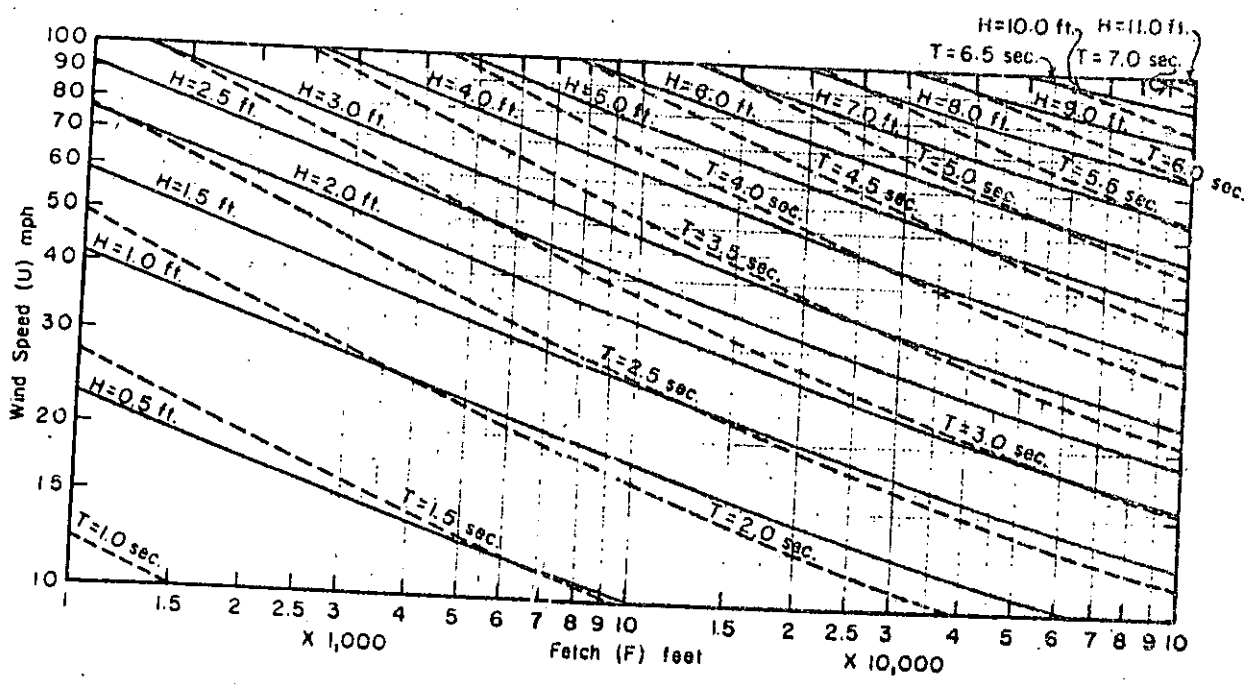


Figure 15. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 40 feet.

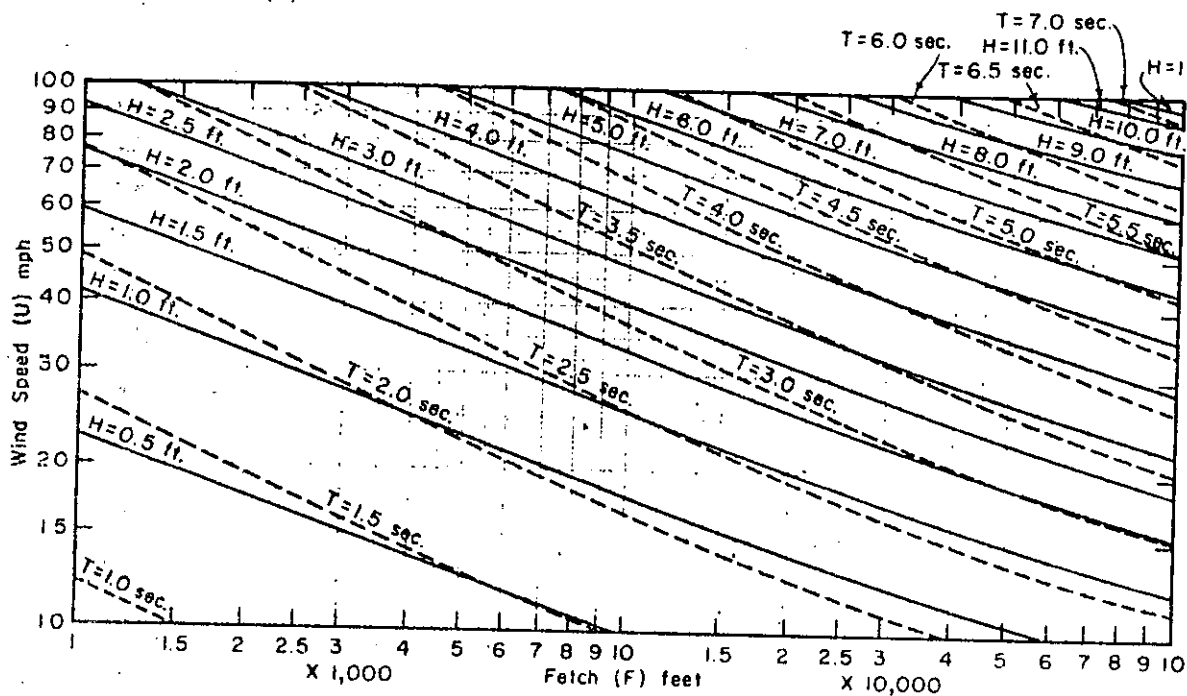


Figure 16. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 45 feet.

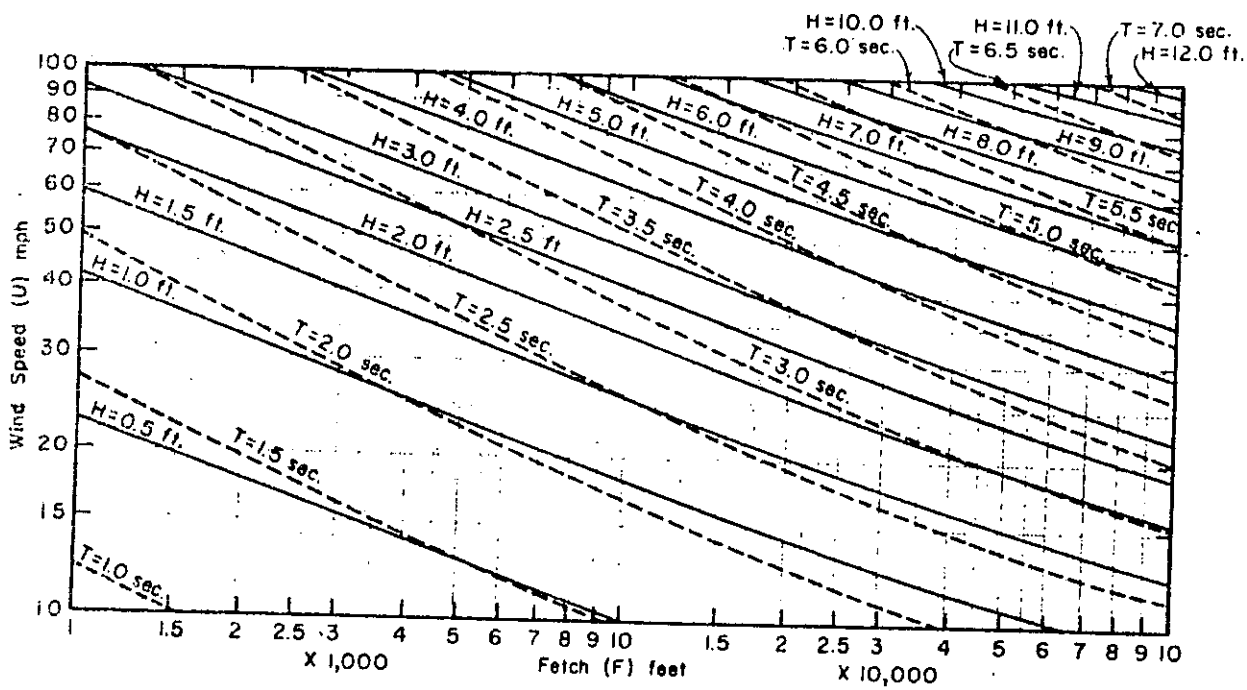


Figure 17. Forecasting Curves for Shallow-Water Waves
Constant Depth = 50 feet.

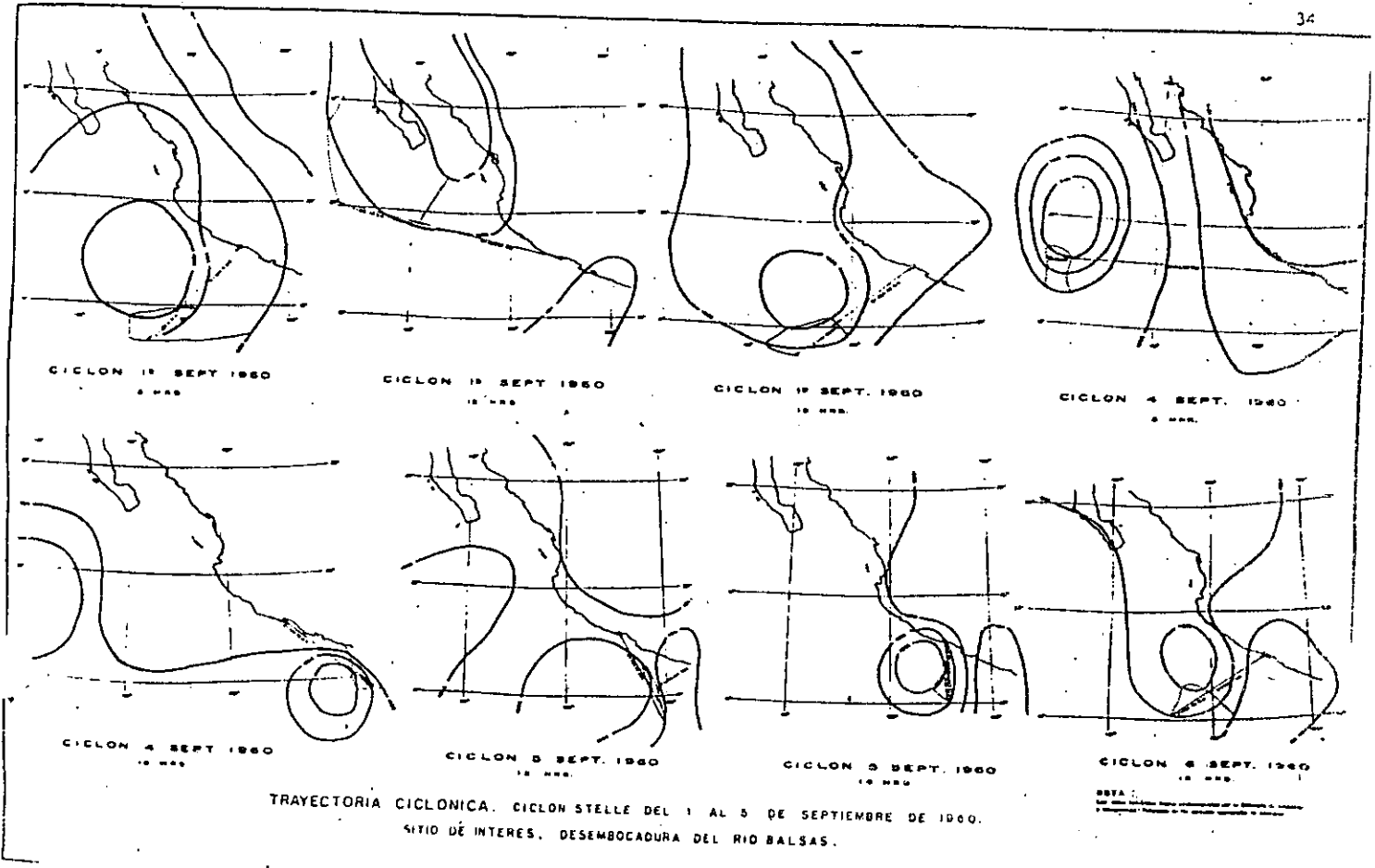
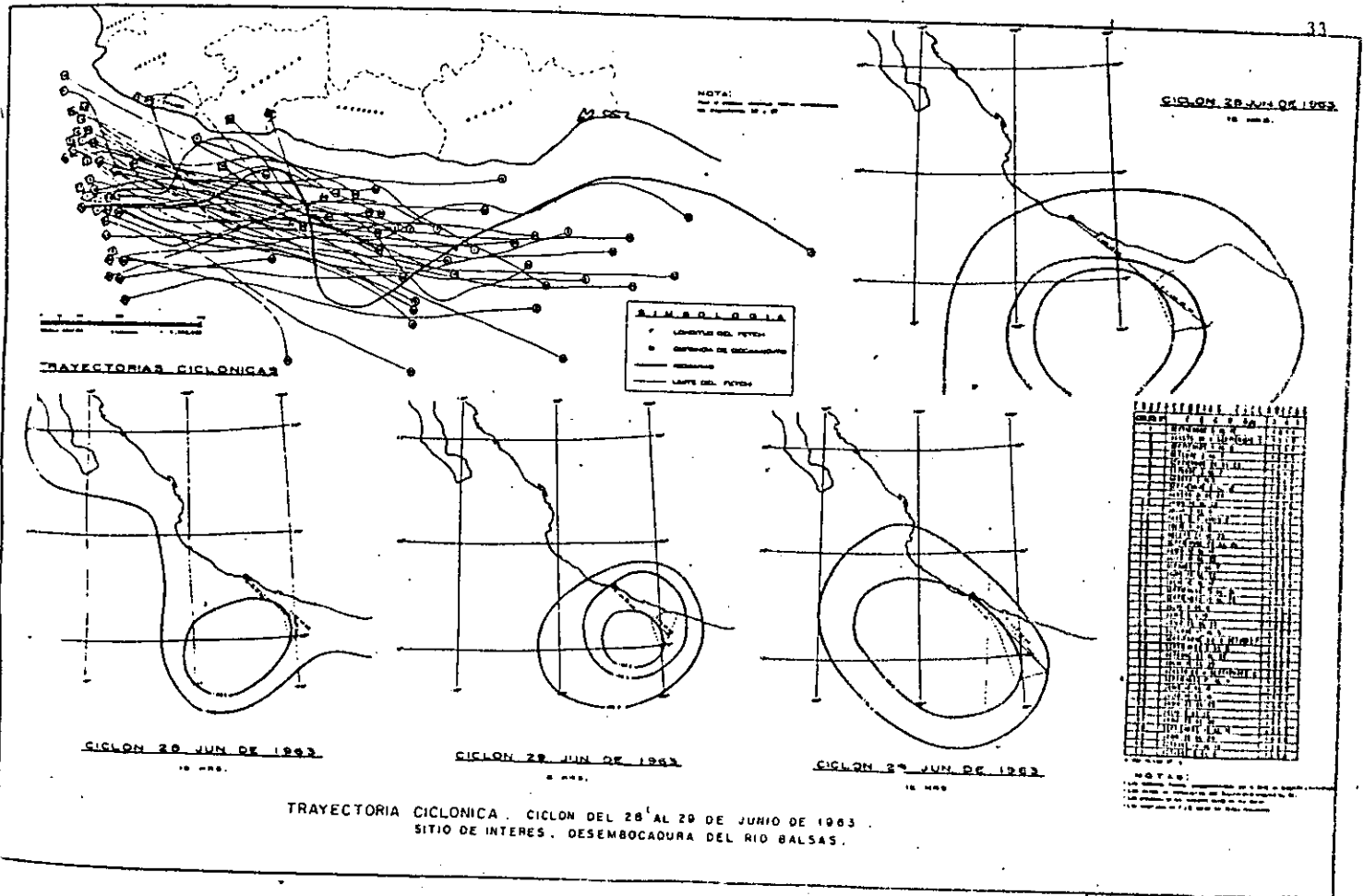


TABLA 2

Ciclón: del 28 al 30 de junio de 1963
 Lugar afectado: Desembocadura del río Balsas

Fecha:	28/VI/63	28/VI/63	29/VI/63	29/VI/63
Hora:	12:00	18:00	06:00	12:00
Espacio entre isobaras (grados de latitud)	1.23	0.73	0.54	1.46
Latitud (grados)	12° 30'	14° 45'	15° 30'	15° 45'
Velocidad del viento geostrofico "Vg" (nudos)	113	168	196	78
Diferencia de temperaturas entre mar y aire (°F)	+ 7.2	+ 7.2	+ 7.2	+ 7.2
Curvatura isobárica	GCC*	GCC	GCC	GCC
U/Vg	0.65	0.65	0.65	0.65
Velocidad del viento formativo U (nudos)	73.45	109.2	127.4	50.7
Longitud del fetch "F" (millas náuticas)	191.56	64.98	71.82	232.56
Duración (horas)	3**			
Distancia de decaimiento "D" (millas náuticas)	396.0	128.82	132.24	63.84
Tf (segundos)	10.3	14	14.8	12.9
Hf (pies)	23	44	40	26
Duración mínima tm (horas)	3	3.5	3.8	15.8
Fetch mínimo Fm (M. N.)	38	64.98	71.82	232.56
Td/Tf	1.48	1.30	1.32	1.12
Hd/Hf	0.23	0.45	0.47	0.74
Td	15.2	18.2	19.5	14.4
Hd (pies)	5.3	19.8	18.8	19.2
Dirección de propagación	S49°30'E	S43°30'E	S45°30'E	S41°30'E

* Gran curvatura ciclónica

** Cuando un fetch empieza a aparecer en una carta, la duración del viento al momento de formar la carta puede considerarse como un medio del tiempo β , entre dos cartas contiguas.

7.- METODO DEL HURACAN ESTANDAR DE PROYECTO

El método S. M - B para el cálculo de olas ciclónicas del inciso anterior, resulta satisfactorio si la zona del viento no es muy irregular y el movimiento de la tormenta es francamente lento además de que las curvas de predicción de este método dan buenos resultados para casos especiales de fondos uniformes de profundidad constante o de pendiente constante en aguas reducidas; sin embargo, cuando la tormenta se encuentra en movimiento se presenta vientos de velocidad y dirección variable y el método S. M - B resulta inadecuado. En este caso, se puede utilizar para la predicción de olas en aguas profundas el método gráfico de Wilson (ver referencia 1) o el método del "Huracán Standard de proyecto", presentado por Bretschneider, el cual ha simplificado el uso del método gráfico. Ambos métodos darán características de ola en aguas profundas prácticamente iguales.

En el método del "Huracán standard de proyecto" para la determinación de olas ciclónicas, primeramente se obtienen las olas significantes en aguas profundas y después se propagan hacia la costa bajo la continua influencia del viento máximo el cual se mantendrá con una velocidad y dirección constante de acuerdo con la intensidad y trayectoria del ciclón. Este procedimiento también puede ser aplicable al caso normal de vientos de velocidad y dirección constante, además de que toma en cuenta las condiciones de fondo para la propagación de las olas sobre la plataforma continental aun cuando sea de profundidad y pendiente variable.

Para un ciclón moviéndose lentamente, pueden ser usadas las siguientes fórmulas para obtener una buena estima-

ción de altura y período de la ola significativa en aguas profundas.

$$H_o = 16.5 e^{\frac{R \Delta p}{100}} \left[1 + \frac{0.208 \alpha V_F}{\sqrt{U_R}} \right] \dots (1)$$

$$T_s = 8.6 e^{\frac{R \Delta p}{200}} \left[1 + \frac{0.104 \alpha V_F}{\sqrt{U_R}} \right] \dots (2)$$

donde:

H_o = Altura de la ola significativa en aguas profundas, en pies.

T_s = el correspondiente período de ola significativa, en segundos.

R = radio de vientos máximos, en millas náuticas.

Δp = $P_n - P_o$ en in de Hg

P_n = presión normal = 29.92 pulgadas de mercurio

P_o = presión en el centro del huracán en in de Hg

V_F = velocidad de avance del ciclón, en nudos

α = Coeficiente que depende de la velocidad de avance del ciclón, V_F y del incremento de la longitud del Fetch efectivo debido a que el ciclón se está moviendo. Se sugiere para ciclones moviéndose lentamente = 1.0

U_R = La velocidad máxima sostenida del viento, en nudos y calculada para 30 pies sobre el nivel medio del mar, en el radio (R)

donde:

$$U_R = 0.865 U_{\max} \text{ (para un ciclón estacionario)} \dots (3)$$

$$U_R = 0.865 U_{m\acute{a}x} + 0.5 V_F \text{ (para un ciclón en movimien/to).} \dots (4)$$

$U_{m\acute{a}x}$ = Velocidad máxima de viento por gradiente en nudos y a 30 pies sobre la superficie del agua

$$U_{m\acute{a}x} = 0.868 \left[73 \sqrt{\Delta_p} - R (0.575 f) \right] \dots (5)$$

f = Párametro de coriolis en radianes por hora

Latitud	25°	30°	35°	40°
f	0.222	0.264	0.300	0.338

Para las latitudes de nuestro interés, podemos encontrar los valores del parámetro f de la siguiente gráfica (figura 18).

Una vez calculada la altura de ola significativa en aguas profundas, H_o , utilizando la ecuación (1), un valor aproximado del período significativo puede obtenerse de:

$$T_s = 2.13 \sqrt{H_o} \dots \text{ en seg} \dots (6)$$

Una vez determinada H_o , es posible obtener aproximadamente la altura de ola significativa H_o , para otras áreas del ciclón, empleando la fig. 19 en donde aparecen las isolíneas de altura significativa relativa del huracán standard de proyecto (para huracanes que se desplazan lentamente)

Ahora bien, la altura y período de ola significativa, calculado con las expresiones anteriores, corresponden a las características de oleaje en la zona de vientos máximos o sea $r/R = 1.0$, siendo r la distancia radial hasta el punto de interés en la costa.

FIGURA 18
PARAMETRO DE CORIOLIS

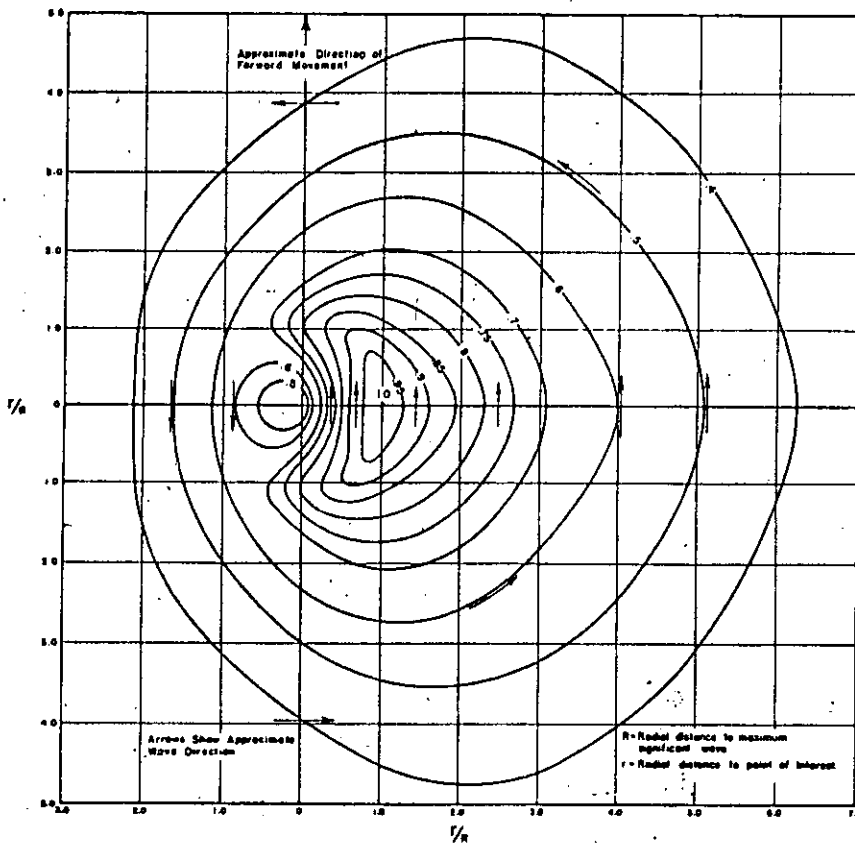
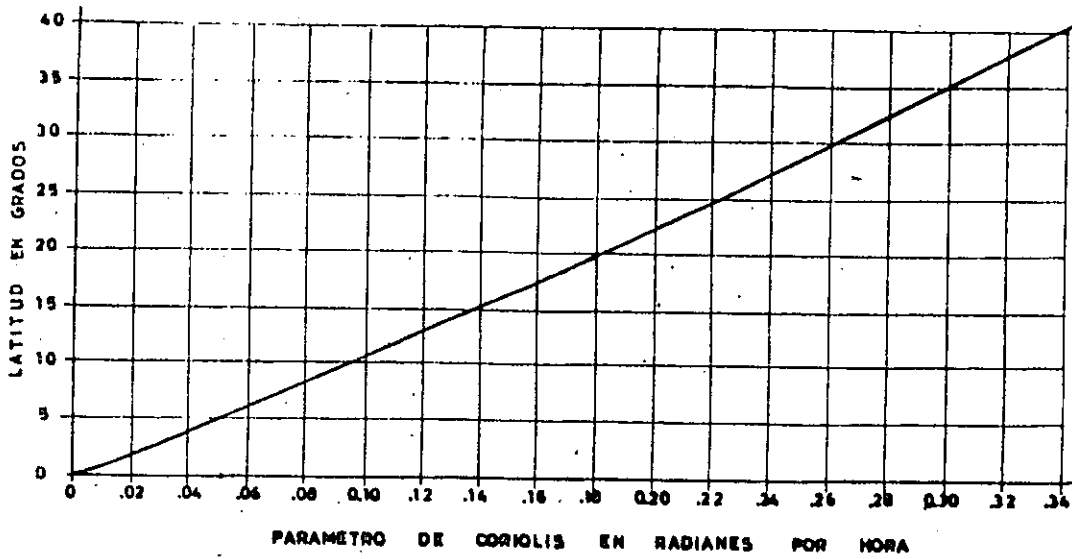


Figure 19 Isolines of Relative Significant Wave Height for Slow Moving Hurricane

TABLA 3
OLEAJE PARA HURACAN ESTANDAR

POSICION DEL CICLON		Latitud en grados	V _f * nudos	R millas náuticas	P _o in de Hg	P _n = 29.92 - $\frac{1}{p}$ in de Hg	f **	U _{máx} (nudos)	U _R (nudos)	H _o (ft)	T _s (seg)	DIRECCION
1	Ciclón 28-30/VV/63	12:00 hs	29.7	251	29.59	0.33	0.12	21.37	33.34 ^o	78.2	18.84	S 49° 30' E
		18:00 hs	29.7	177	29.68	0.24	0.13	19.56	31.77	52.9	15.49	S 43° 30' E
3	Ciclón 28-29/VV/63	6:00 hs	9.0	114	29.59	0.33	0.14	28.43	29.09	32.4	12.12	S 45° 30' E
4		12:00 hs	23.9	237	29.68	0.24	0.15	13.30	23.45	59.1	16.37	S 41° 30' E
5	Ciclón 28-29/VV/60	6:00 hs	96.3	196	29.59	0.33	0.16	20.75	66.10	109.1	22.25	S 46° 30' W
6		12:00 hs	96.3	228	29.68	0.24	0.24	3.73	51.38	108.2	22.16	N 78° 30' W
7	Ciclón Suelle 4/IX/60	18:00 hs	99.9	150	29.59	0.33	0.16	24.42	71.07	93.8	20.63	S 51° 30' W
8		6:00 hs	6.8	164	29.41	0.51	0.18	30.52	29.79	48.0	14.76	N 68° 00' W
9	Ciclón Suelle 4/IX/60	18:00 hs	72.9	80	29.59	0.33	0.13	31.21	63.45	62.4	16.83	S 48° 45' E
10		12:00 hs	13.5	186	29.76	0.16	0.14	12.35	14.43	38.6	13.23	S 30° 30' E
11	Ciclón Suelle 5/IX/60	18:00 hs	14.9	86	29.59	0.33	0.16	29.53	32.99	33.7	12.37	S 1° 45' E
12		18:00 hs	7.2	137	29.68	0.24	0.17	19.42	20.40	30.5	11.76	S 59° 15' W

- * Las velocidades de avance del ciclón, V_f, fueron obtenidas midiendo la distancia en línea recta entre dos posiciones contiguas del ciclón y dividiendo este valor entre el lapso de tiempo que las separa (ver planos 5 y 6).
- ** El parámetro de Coriolis, f, se obtuvo de la gráfica de la Figura II.6.

7.1.- Propagación sobre la Plataforma Continental.

La aplicación del Método del Huracán Estandar de Proyecto, permite también predecir los cambios que sufre el oleaje al propagarse sobre la plataforma continental hasta el sitio de interés, tomando en cuenta los efectos de fricción del fondo, refracción, la acción continua del viento y la velocidad de avance del ciclón.

Para ello se aplica la ecuación de partida.

$$F_e = \left[\frac{H_o}{0.0555 U_R} \right]^2 \quad \dots (7)$$

en donde

F_e = Fetch efectivo en millas náuticas

$$H_o = 0.0555 U_R \sqrt{F_e' + \Delta F_e} \quad \dots (8)$$

$$T_o = 2.13 \sqrt{H_o} \quad \dots (9)$$

La solución exacta requerirá una integración, sin embargo, resolviéndolo por incrementos finitos de longitud Δx , se obtiene una buena aproximación para fines prácticos.

Para la aplicación del método sobre la superficie media del mar, deberían incluirse para una mejor solución -- los valores de los niveles correspondientes por efectos de la marea astronómica y marea de tormenta.

El cálculo de las olas generadas por viento sobre la plataforma continental se indica a Título de ejemplo en la tabla 4, que corresponda a las condiciones más críticas --

obtenidas para la posición 5 de la tabla 2 del ciclón ----
STELLE.

La secuela de cálculo para la aplicación de éste método, se indica en la secuencia siguiente.

COLUMNA 1.- Es la distancia desde la zona en estudio hacia el mar abierto, en la dirección de los vientos ciclónicos- medida en millas náuticas.

COLUMNA 2.- d_1 , es la profundidad en el inicio de cada --
Sección, en pies referida al nivel medio del mar.

COLUMNA 3.- d_2 , es la profundidad al final de cada sec---
ción, en pies.

COLUMNA 4.- d_T^- , es el promedio de las columnas 2 y 3 a---
proximándose al pie más cercano.

COLUMNA 5.- En el fetch efectivo, F_e en millas náuticas, -
utilizando la ecuación (7) para el primer renglón y $F_e =$ -
 $F_e' + \Delta F$ para los subsecuentes.

COLUMNA 6.- En la altura de la ola significativa en aguas -
profundas H_0 , obtenida de la ecuación 8, en donde U_R se -
obtuvo de la tabla 2

COLUMNA 7.- Período de la ola significativa en aguas profun-
das, T_0 , utilizando la ecuación 9.

COLUMNA 8.- Es T_0^2/d_T^- , o sea la columna 7 al cuadrado entre
la columna 4.

COLUMNA 9.- Es el coeficiente de reducción de profundidad-
(H/H_0) o K_s correspondiente al valor de T_0^2/d_T^- de la colum-
na 8, y se obtiene de la tabla 5, K_s versus T_0^2/d_T^- .

COLUMNA 10.- Es el parámetro de la pérdida por fricción -- y es igual a

$$A = \frac{F H_o K_s \Delta x}{(\bar{d}_T)^2} \dots (10)$$

donde:

F = Es el factor de fricción generalmente se supone como 0.01

Δx = Es el incremento de distancia en pies (1 milla náutica = 6 080 pies)

\bar{d}_T = Es la profundidad promedio del incremento Δx

COLUMNA 11.- Es el fetch de fricción K_f y se obtiene de la figura 20, donde K_f es una función de T_2/\bar{d}_T (de la columna 8) y de A (columna 10).

COLUMNA 12.- Es la altura de ola equivalente de aguas profundas, $H_o' = H_o K_f$ (el producto de la columna 6 por la 11).

COLUMNA 13.- Es la longitud de fetch equivalente para H_o' - y se obtiene de la ecuación 7

$$F'e = \left[\frac{H_o'}{0.0555 U_R} \right]^2$$

COLUMNA 14.- Se obtiene usando la ecuación 9, $T'_o = 2.13 H_o'$.

COLUMNA 15.- Es $(T'_o)^2/d_2$, donde d_2 es la profundidad al final de la sección Δx .

COLUMNA 16.- Es el coeficiente de reducción de profundidad K_{s2} referente a los valores de $(T'_o)^2/d_2$ (columna 15).

COLUMNA 17.- Es $H_s = H'_o \times K_{s2}$ (producto de las columnas - 12 y 16).

Después de que se ha terminado un renglón de cálculos, se empieza con el siguiente renglón, utilizando:

$F_e = F'e + \Delta Fe \leq Fe$ (renglón 1), donde $F'e$ es el valor correspondiente en la columna 13 del renglón anterior. Los valores del renglón, se calculan siguiendo nuevamente todos los pasos anteriores.

Cuando la refracción es importante, los coeficientes de ésta deben calcularse a lo largo de toda la zona estudiada, tanto para el principio como para el final de cada sección Δx e incorporarse a los cálculos numéricos, con lo que se obtienen resultados de mayor exactitud.

NOTA.- Las columnas 15, 16 y 17 para éste caso no se calcularon, ya que estos valores no intervenían en el cálculo de los renglones siguientes al primero, por lo que las alturas y períodos calculados, corresponden a los valores promedio de cada sección y no a los valores al final de la sección.

Table 5 Values of K_s or (H/H'_0)

T^2/d^*	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.3	0.998	0.998	0.997	0.997	0.996	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991
0.4	0.990	0.989	0.987	0.986	0.984	0.982	0.981	0.980	0.978	0.976
0.5	0.974	0.973	0.971	0.969	0.967	0.965	0.963	0.961	0.960	0.959
0.6	0.957	0.955	0.954	0.952	0.951	0.949	0.948	0.946	0.945	0.943
0.7	0.942	0.941	0.939	0.938	0.937	0.936	0.935	0.934	0.932	0.931
0.8	0.930	0.929	0.929	0.928	0.927	0.926	0.925	0.924	0.924	0.923
0.9	0.922	0.922	0.921	0.921	0.920	0.919	0.919	0.918	0.918	0.917
1.0	0.917	0.917	0.916	0.916	0.916	0.915	0.915	0.915	0.915	0.914
1.1	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913
1.2	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913	0.913
1.3	0.913	0.913	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.915
1.4	0.915	0.915	0.915	0.915	0.915	0.916	0.916	0.916	0.916	0.917
1.5	0.917	0.917	0.917	0.918	0.918	0.918	0.919	0.919	0.919	0.919
1.6	0.920	0.920	0.920	0.920	0.921	0.921	0.921	0.922	0.922	0.922
1.7	0.923	0.923	0.924	0.924	0.924	0.925	0.925	0.925	0.926	0.926
1.8	0.927	0.927	0.927	0.928	0.928	0.928	0.929	0.929	0.930	0.930
1.9	0.931	0.931	0.931	0.932	0.932	0.933	0.933	0.933	0.934	0.934
2.0	0.935	0.935	0.936	0.936	0.936	0.937	0.937	0.938	0.938	0.939
2.1	0.939	0.940	0.940	0.941	0.941	0.942	0.942	0.942	0.943	0.943
2.2	0.943	0.944	0.945	0.945	0.946	0.946	0.947	0.947	0.947	0.948
2.3	0.948	0.949	0.949	0.950	0.950	0.951	0.951	0.951	0.952	0.952
2.4	0.953	0.953	0.954	0.954	0.955	0.955	0.956	0.956	0.956	0.957
2.5	0.957	0.958	0.958	0.959	0.959	0.960	0.960	0.961	0.961	0.962
2.6	0.962	0.963	0.963	0.964	0.964	0.965	0.965	0.966	0.966	0.967
2.7	0.967	0.968	0.968	0.969	0.969	0.970	0.970	0.971	0.971	0.971
2.8	0.972	0.972	0.973	0.973	0.974	0.974	0.975	0.975	0.976	0.976
2.9	0.977	0.977	0.977	0.978	0.979	0.979	0.979	0.980	0.980	0.981
3.0	0.981	0.981	0.982	0.983	0.983	0.984	0.984	0.985	0.985	0.986
3.1	0.986	0.987	0.987	0.987	0.988	0.988	0.989	0.990	0.990	0.990
3.2	0.991	0.991	0.992	0.992	0.992	0.992	0.994	0.994	0.994	0.995
3.3	0.995	0.996	0.996	0.997	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999
3.4	1.000	1.000	1.000	1.001	1.002	1.003	1.003	1.003	1.004	1.004
3.5	1.005	1.005	1.006	1.006	1.006	1.007	1.007	1.008	1.008	1.009
3.6	1.009	1.010	1.010	1.011	1.011	1.012	1.012	1.012	1.013	1.013
3.7	1.014	1.014	1.015	1.015	1.015	1.016	1.016	1.017	1.017	1.017
3.8	1.018	1.018	1.019	1.019	1.019	1.020	1.021	1.021	1.022	1.022
3.9	1.023	1.023	1.024	1.024	1.024	1.025	1.025	1.025	1.026	1.026
4.0	1.027	1.027	1.028	1.028	1.029	1.029	1.030	1.030	1.030	1.031
T^2/d^*	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
4	1.027	1.032	1.036	1.040	1.044	1.048	1.053	1.056	1.060	1.064
5	1.068	1.073	1.077	1.080	1.085	1.089	1.092	1.097	1.100	1.103
6	1.107	1.111	1.115	1.118	1.121	1.125	1.128	1.131	1.135	1.139
7	1.142	1.146	1.149	1.152	1.155	1.159	1.162	1.164	1.168	1.171
8	1.174	1.177	1.180	1.185	1.187	1.189	1.193	1.196	1.199	1.201
9	1.205	1.207	1.211	1.213	1.216	1.218	1.221	1.225	1.227	1.230
10	1.233	1.236	1.239	1.240	1.243	1.246	1.249	1.251	1.253	1.257

*Units of sec^2/ft .

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
X m. n. pies	d_1 pies	d_2 pies	d_3 pies	F_0	H_0 pies	T_0	$\frac{T^2}{d^2}$	K_s	A	K_f	H'_0	F_0	T_0
2.46	820	276	548	716	99.39	21.11	0.81	0.929	0.006	1.00	98.19	716	21.11
2.16	276	151	213	716	98.19	21.11	2.09	0.939	0.038	0.995	97.70	709.08	21.05
1.85	151	79	115	709.39	97.72	21.06	3.86	1.021	0.142	0.977	95.47	677.08	20.81
1.54	79	59	89	677.39	95.49	20.81	4.28	1.118	0.421	0.926	88.42	580.82	20.03
1.23	59	52	55	581.13	88.45	20.03	7.30	1.152	0.633	0.888	78.54	458.28	18.88
0.93	52	46	49	458.59	78.57	18.88	7.27	1.151	0.708	0.875	68.75	351.10	17.66
0.62	46	36	41	351.41	68.78	17.66	7.61	1.162	0.893	0.850	58.46	253.90	16.29
0.31	36	23	29	254.21	58.50	16.29	9.15	1.209	1.580	0.760	44.46	146.84	14.20
0	23	1	12	147.15	44.51	14.21	16.83	1.446	8.397	0.342	15.00	17.21	8.31

LA POSICION ANALIZADA ES LA (5) DE LA TABLA II.7
 Dirección S 46° 30' W
 UR = 66.10 nudos
 $\Delta x = \Delta F = 0.309 \text{ m. n. pies}$
 $0.0655 \text{ UR} = 3.669$

TABLA 4 PROPAGACION SOBRE PLATAFORMA CONTINENTAL

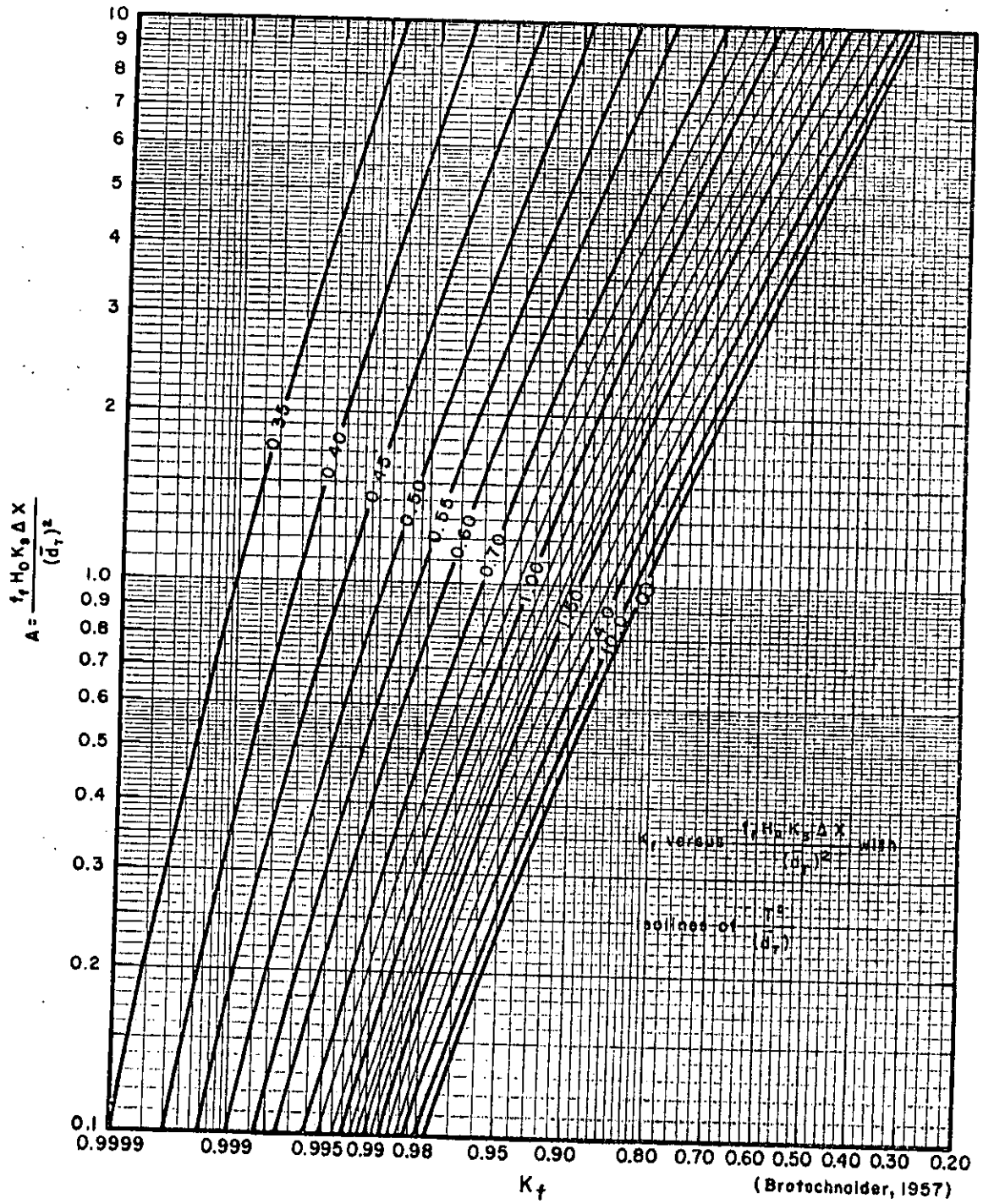


Figure 20 Relationship for Friction Loss Over a Bottom of Constant Depth

8.- ESPECTRO DEL OLEAJE O METODO P-N-J PARA LA PREDICION DE OLAS GENERADAS POR EL VIENTO

En este método se utiliza el espectro de energía del patrón de oleaje compuesto para describir el estado del mar. El Método está basado en las siguientes consideraciones,

La energía total acumulada en el espectro del oleaje generado por viento entre la frecuencia mayor $f = \infty$ y la frecuencia menor $f = 0$, se obtiene integrando la función del espectro del oleaje. La curva que representa a la integral en forma gráfica se denomina CCS (co-cumulativa --- power spectrum). Un ejemplo de esta curva CCS se indica en la Fig. 21. La mayor parte de la energía espectral se concentra en la pendiente máxima de las curvas CCS. Los valores de la ordenada E_f , están relacionados con la energía de la ola y determinan las características de altura del oleaje compuesto en movimiento. Ver referencia 1.

Se pueden presentar dos condiciones.

8.1.- Mar completamente agitado en donde todos los períodos entre cero e infinito son posibles teóricamente, aunque las componentes del oleaje con períodos extremos proporcionan una cantidad de energía muy reducida que puede despreciarse de forma tal que las partes horizontales o casi horizontales de las curvas CCS pueden ser consideradas como terminaciones; esto implica que ciertos tramos del período tanto amplio como reducido del espectro del oleaje pueden eliminarse sin afectar el patrón del oleaje.

De verificaciones empíricas el 5% del valor total de E_f para un estado de mar, generado por el viento, completamente desarrollado, puede eliminarse del extremo superior de las curvas, así como el 3% en el extremo inferior, sin errores apreciables al calcular las características del oleaje, en función de la velocidad del viento.

La tabla 6 indica las variaciones teóricas de períodos significantes para un mar completamente agitado para diferentes velocidades de viento V , determinado mediante el espectro del oleaje y del procedimiento de "limitación" ya indicado.

La tabla 7 proporciona una total descripción del mar completamente agitado para diferentes velocidades de viento, incluyendo el período promedio, T_{av} , el período de la franja en el espectro de oleaje donde se concentra la mayor -- parte de la energía de éste T_{max} , y de datos de altura.

8.2.- Mar en estado incompleto de desarrollo. En mar completamente agitado, el patrón de oleaje dominante abarca una porción relativamente amplia del rango significativo de períodos en el espectro. El ancho y rango de esta porción del espectro, depende de la velocidad del viento. Para mar no completamente agitado (semiagitado) el ancho y rango depende también de la longitud del fetch y de la duración de la acción del viento.

La longitud mínima del Fetch y la duración mínima del viento que se requiere, para mantener un mar en completa agitación, se muestra en la tabla 8 para varias velocidades de viento.

En la práctica, si cualquiera de los dos o ambos valores, son superiores a los reales del Fetch y duración, no se desarrollará un mar de completa agitación, y deberán -- considerarse los siguientes casos.

CASO A.- Características del oleaje limitado por la duración del viento.

Un viento constante con una velocidad media V en nudos, sopla sobre un Fetch ilimitado F . La energía su-
mada al movimiento del oleaje compuesto es la misma -
en cualquier punto, de tal manera que las olas en cual-
quier sitio se desarrollan hasta el mismo valor para
un tiempo t en horas. El estado de desarrollo del --
mar depende exclusivamente de la duración de la acción
del viento, la cual está dada por las gráficas de du-
ración de las figuras 22, 23, 24.

CASO B.- Características del oleaje limitadas por la longi-
tud del Fetch.

La duración del viento, t , es lo suficientemente ---
grande para producir un estado estable pero el Fetch, F , -
está limitado; el estado del mar de-penderá sólo de -
la longitud de superficie de agua sobre la cual el viento-
ha soplado. En este caso se aplican las gráficas del ----
Fetch de las figuras 25, 26 y 27.

Los puntos de intersección de las curvas CCS con líneas
de duración o fetch, de las figuras anteriores, indican el
límite de desarrollo del oleaje compuesto o en movimiento-
para la duración o fetch dados y el valor obtenido de E_f .
En ésta intersección es una cuantificación práctica de la-
energía total acumulada en el movimiento del oleaje en un-
estado semiagitado.

Bajo condiciones reales, tanto el Fetch como la dura-
ción pueden estar limitados, y el valor de E_f para cualquier
situación en la mayoría de los casos será diferente para el
Fetch o la duración. En estos casos se escogerá el menor
valor de E_f .

TABLA 6

VALORES SIGNIFICANTES DE PERIODOS PARA MAR COMPLETAMENTE AGITADO PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL VIENTO, U.

(T_L = Límite inferior, T_u = Límite superior de periodos significantes).

U (Knots)	T_L (Sec.)	T_u (Sec.)	U (Knots)	T_L (Sec.)	T_u (Sec.)
10	1.0	6.0	34	5.5	18.5
12	1.0	7.0	36	5.8	19.5
14	1.5	7.8	38	6.2	20.8
16	2.0	8.8	40	6.5	21.7
18	2.5	10.0	42	6.8	23.0
20	3.0	11.1	44	7.0	24.0
22	3.4	12.2	46	7.2	25.0
24	3.7	13.5	48	7.5	26.0
26	4.1	14.5	50	7.7	27.0
28	4.5	15.5	52	8.0	28.5
30	4.7	16.7	54	8.2	29.5
32	5.0	17.5	56	8.5	31.0

TABLA 7 CARACTERISTICAS DEL MAR COMPLETAMENTE AGITADO.

U (Knots)	T_{av} (Sec.)	T_{max} (Sec.)	f_{max} (cycles/sec.)	H_{av} (ft.)	$H_{1/3}$ (ft.)	$H_{1/10}$ (ft.)
10	2.8	4.0	0.250	0.88	1.41	1.79
12	3.4	4.8	0.208	1.39	2.22	2.82
14	4.0	5.6	0.179	2.04	3.26	4.15
16	4.6	6.5	0.154	2.85	4.56	5.8
18	5.1	7.2	0.139	3.8	6.1	7.8
20	5.7	8.1	0.123	5.0	8.0	10.2
22	6.3	8.9	0.112	6.4	10.2	12.8
24	6.8	9.7	0.103	7.9	12.5	16.0
26	7.4	10.5	0.0952	9.6	15.4	19.6
28	8.0	11.3	0.0885	11.3	18.2	23.1
30	8.5	12.1	0.0826	13.5	21.6	27.6
32	9.1	12.9	0.0775	16.1	25.8	32.8
34	9.7	13.6	0.0735	18.6	29.8	38.0
36	10.2	14.5	0.0690	21.6	34.5	43.8
38	10.8	15.4	0.0649	24.7	39.5	50.2
40	11.4	16.1	0.0621	28.2	45.2	57.5
42	12.0	17.0	0.0588	31.4	50.1	63.9
44	12.5	17.7	0.0565	36.0	57.7	73.4
46	13.1	18.6	0.0538	39.7	63.5	80.6
48	13.7	19.4	0.0515	44.4	71.0	90.4
50	14.2	20.2	0.0495	48.9	78.0	99.4
52	14.8	21.0	0.0476	54	87	110
54	15.4	21.8	0.0459	59	95	121
56	15.9	22.6	0.0442	64	103	130

T_{av} : "Período" promedio (seg.)
 T_{max} : Período del oleaje de mayor energía en el espectro
 $H_{av}, H_{1/3}, H_{1/10}$: Altura de la ola promedio, altura promedio del 1/3 de alturas más altas, y promedio del 1/10 de las olas más altas.

<u>U</u> (Knots)	<u>F_m</u> (N. Miles)	<u>t_m</u> (Hours)	<u>U</u> (Knots)	<u>F_m</u> (N. Miles)	<u>t_m</u> (Hours)
10	10	2.4	34	420	30
12	18	3.8	36	500	34
14	28	5.2	38	600	38
16	40	6.6	40	710	42
18	55	8.5	42	830	47
20	75	10	44	960	52
22	100	12	46	1100	57
24	130	14	48	1250	63
26	180	17	50	1420	69
28	230	20	52	1610	75
30	280	23	54	1800	81
32	340	27	56	2100	88

TABLA 8

FETCH MINIMO Y DURACION MINIMA DE LA ACCION DEL VIENTO
 NECESARIOS PARA GENERAR UN MAR COMPLETAMENTE AGITADO -
 PRACTICAMENTE, PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL VIENTO.

La altura del oleaje y período se obtienen en base al valor de E_f obtenido.

El límite superior del valor significativo de los períodos para un mar semidesarrollado, se obtiene del valor de la frecuencia del oleaje f_i en la intersección de una curva CCS para una velocidad de viento determinada, con la línea de Fetch o duración dada respectivamente. El espectro del oleaje puede considerarse limitado en esta frecuencia mínima, f_i , o período máximo T_i . Las componentes del oleaje con períodos un poco mayores que T_i y exactamente al iniciarse el estado de desarrollo tienen amplitudes tan pequeñas y contribuyen tan poco en la energía total del oleaje que pueden ser despreciadas.

Cuando el valor de f_i , es igual o mayor que la frecuencia $f_{m\acute{a}x}$, de la franja óptima de la tabla 7 donde $T_{m\acute{a}x} = \frac{1}{f_{m\acute{a}x}}$, debe hacerse una corrección con el objeto de permitir la presencia de algunas ondas mayores. Empíricamente se ha encontrado que la corrección $D_f = 0.15 f_i$.

El límite superior corregido, de los valores significantes de períodos del oleaje para mar no completamente agitado, donde $f_i > f_{m\acute{a}x}$, está dado por la relación

$$f_u = f_i - D_f$$

El límite inferior del valor significativo de los períodos del oleaje, T_L puede determinarse de la misma manera que para mar completamente agitado.

Las características de la altura de ola se calculan según el método con las siguientes expresiones.

$$H_{1/3} = 2.83 \sqrt{E_f} \quad \text{ola significante}$$

$$H_{ay} = 1.77 \sqrt{E_f} \quad \text{ola promedio}$$

$$H_{1/10} = 3.60 \sqrt{E_f}$$

Estos valores fueron deducidos por Longuet- Higgins.

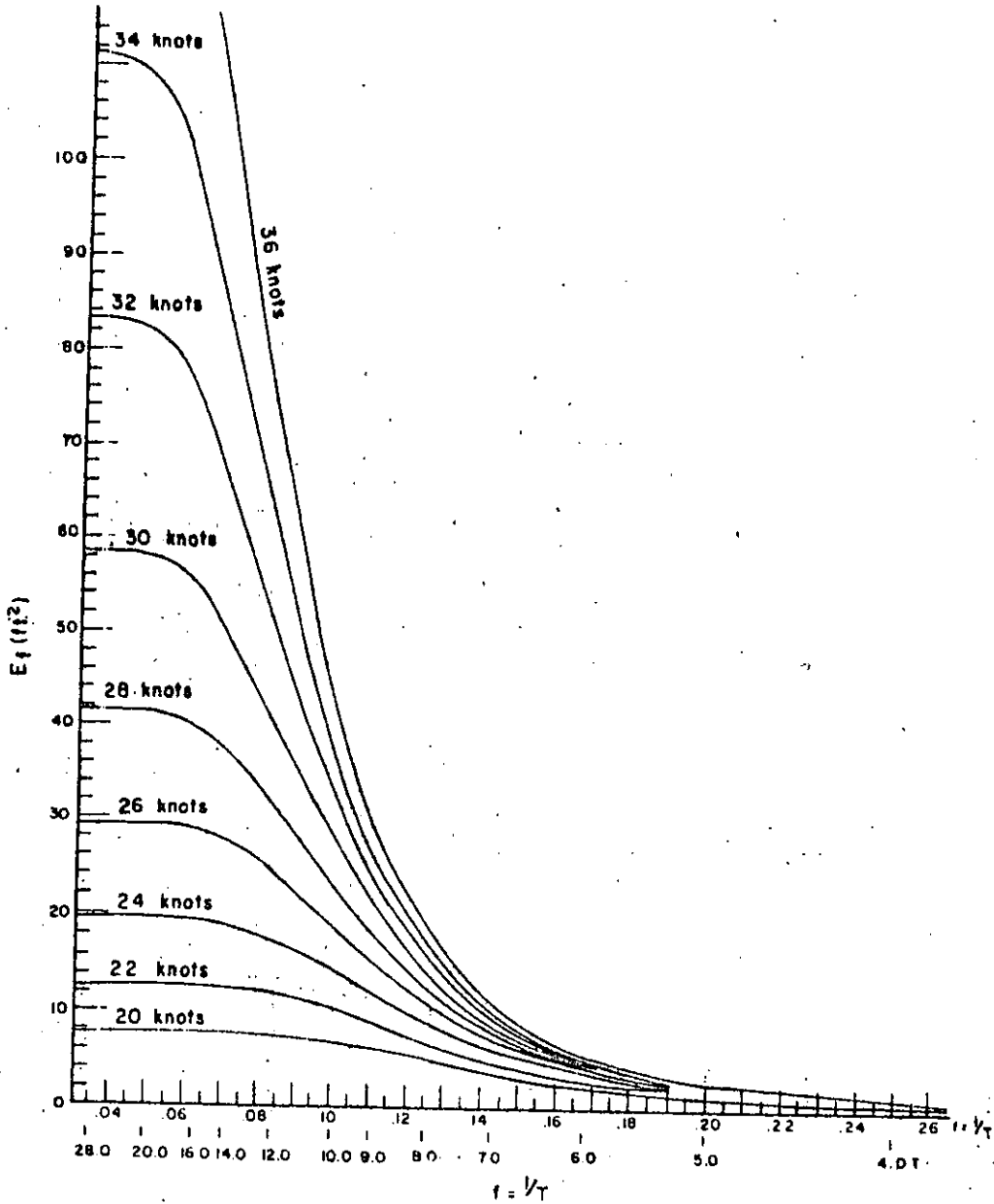


FIGURA 21 ESPECTROS CO-ACUMULATIVOS DE ENERGIA PARA OLAS OCEANICAS, PARA VELOCIDADES DE VIENTO ENTRE 20 y 36 NUDOS.

LOS VALORES DE LAS ORDENADAS, E_f , SON PROPORCIONALES AL PATRON DEL OLAJE TOTAL Y DETERMINAN LAS CARACTERISTICAS DE ALTURA DEL MAR.

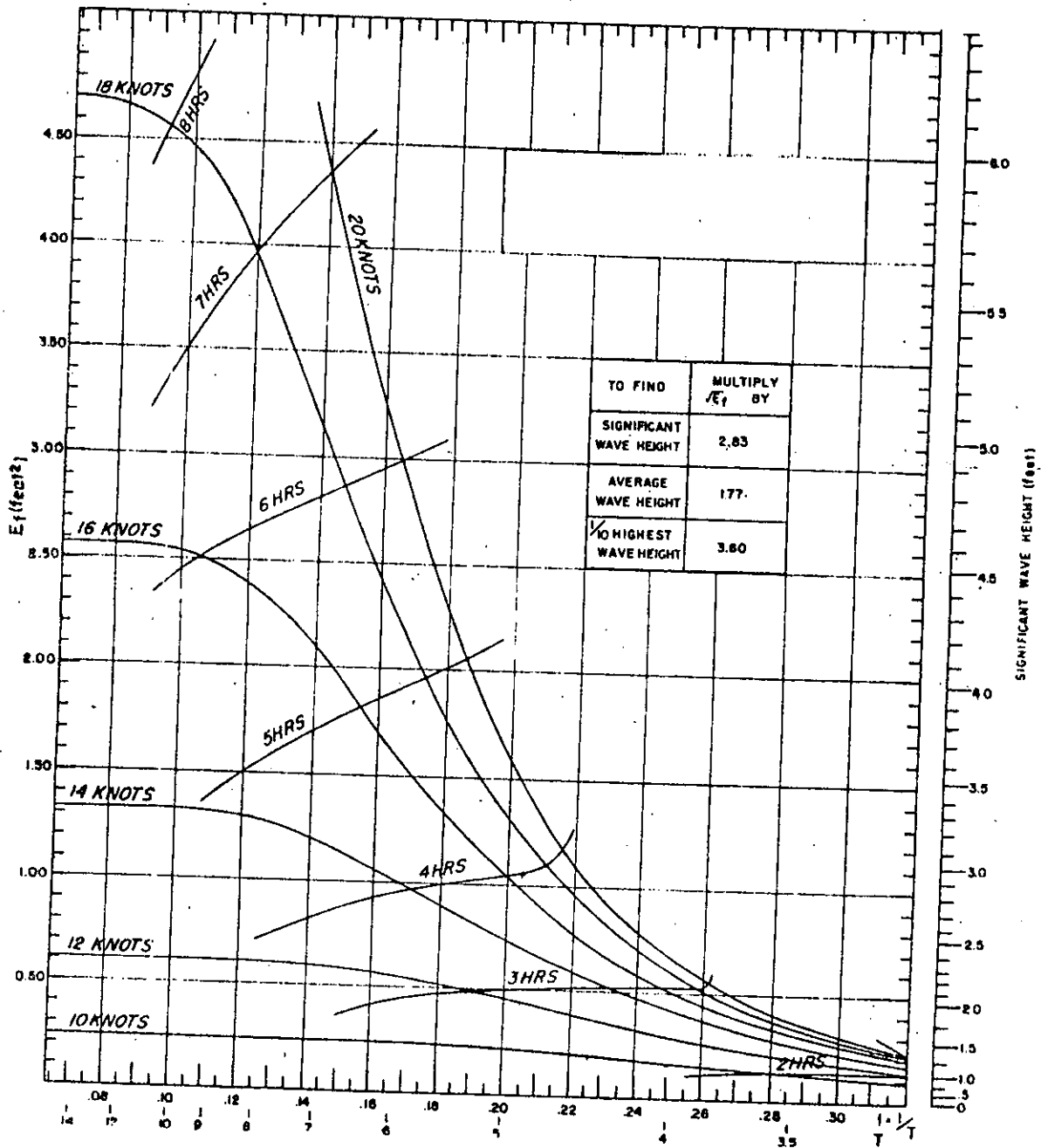


FIGURA 22

GRAFICA DE DURACION

ESPECTROS: CO-ACUMULATIVOS PARA VELOCIDADES DE VIENTO DE 10 A 20 NUDOS COMO FUNCION DE LA DURACION.

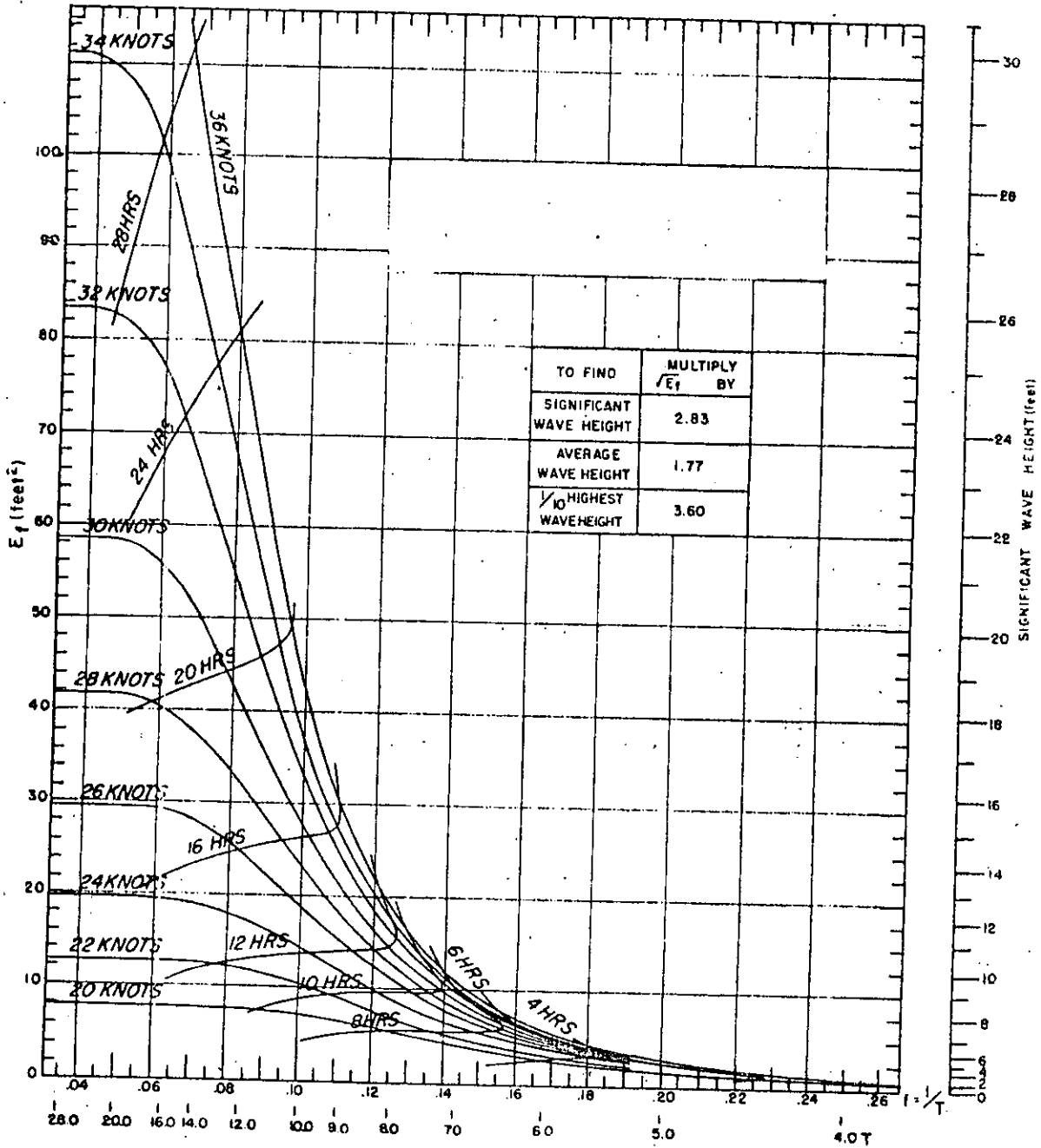


FIGURA 23

GRAFICA DE DURACION

ESPECTROS: CO-ACUMULATIVOS PARA VELOCIDADES DE VIENTO DE 20 a 36 NUDOS, COMO FUNCION DE LA DURACION.

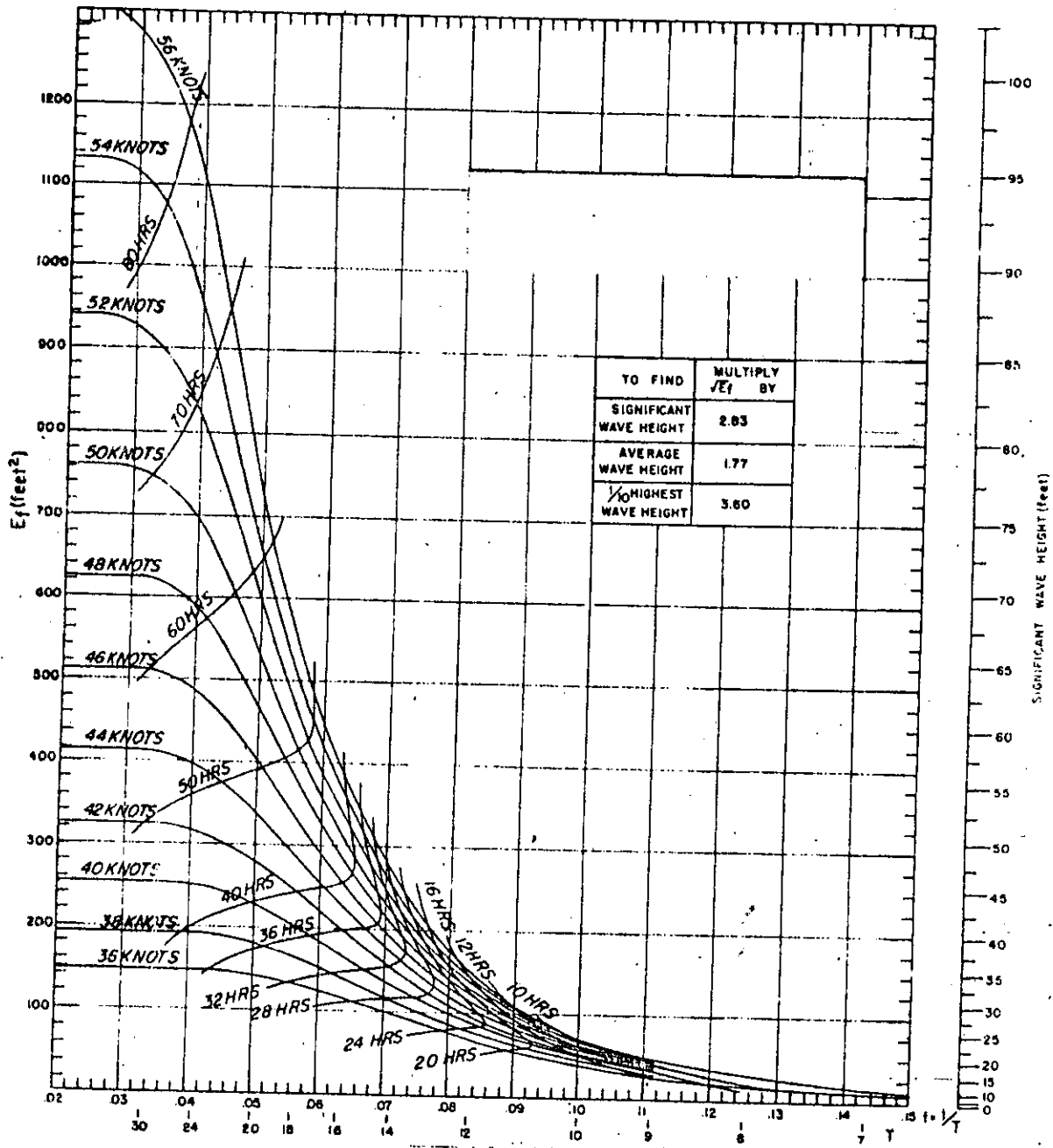


FIGURA 24.

GRAFICA DE DURACION

ESPECTROS CO-ACUMULATIVOS PARA VELOCIDADES DE VIENTO DE 36 A 56 NUDOS, COMO FUNCION DE LA DURACION.

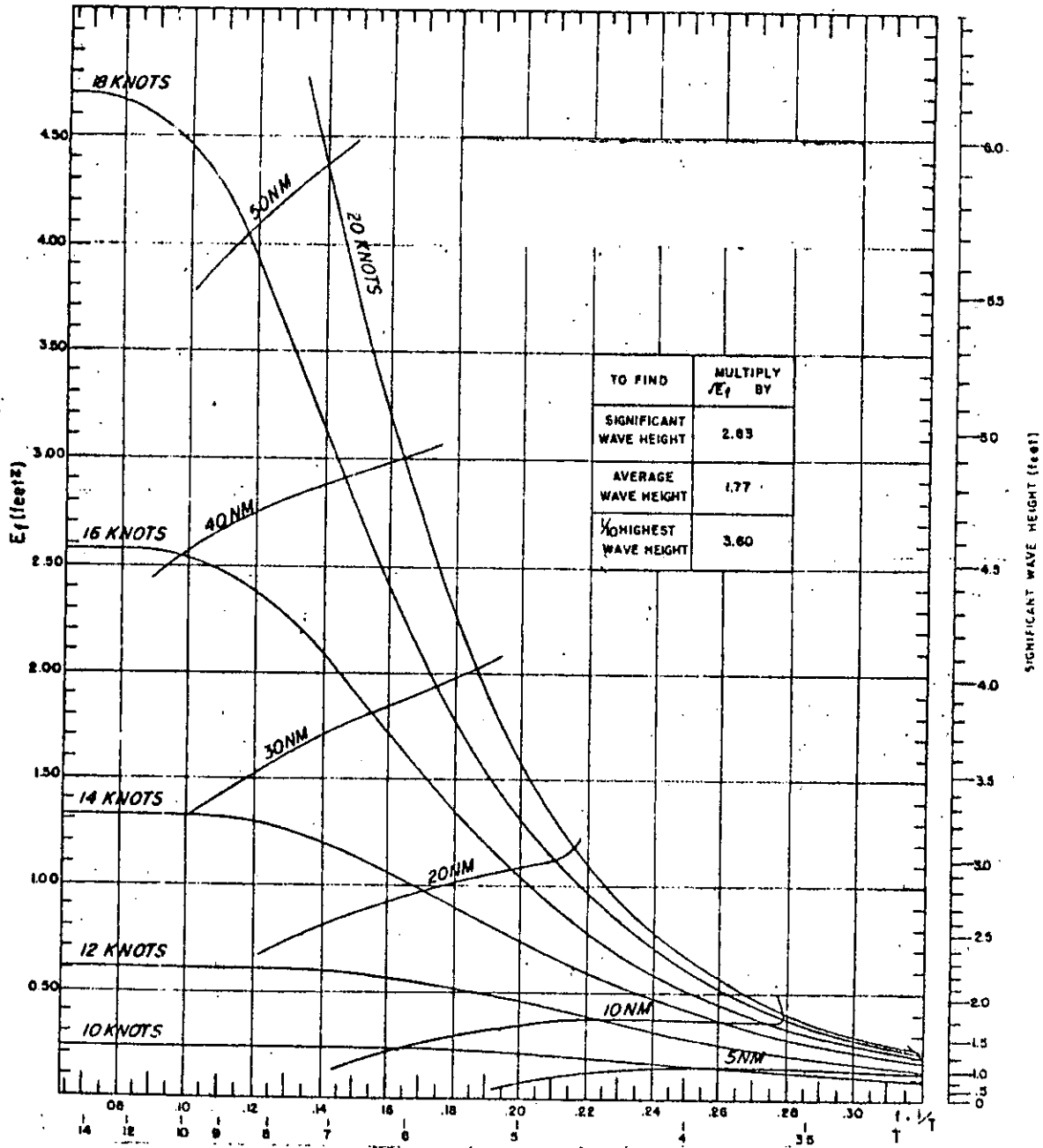


FIGURA 25

GRAFICA DE FETCH

ESPECTROS CO-ACUMULATIVOS PARA VELOCIDADES DE VIENTO DE 10 a 20 NUDOS, EN FUNCION DEL FETCH.

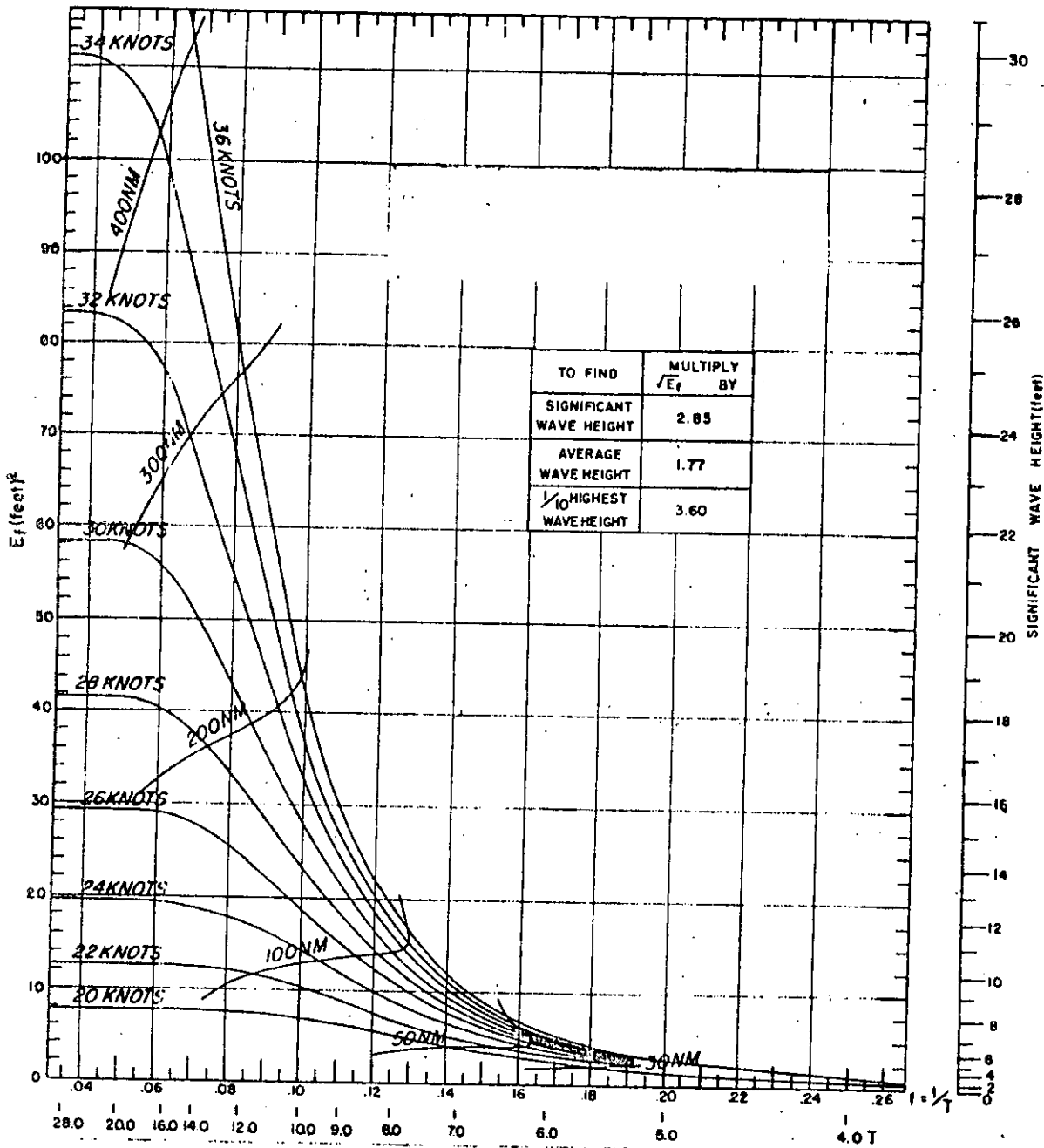


FIGURA 26

GRAFICA DE FETCH

ESPECTROS CO-ACUMULATIVOS PARA VELOCIDADES DE VIENTO DE 20 A 36 NUDOS, COMO FUNCION DEL FETCH.

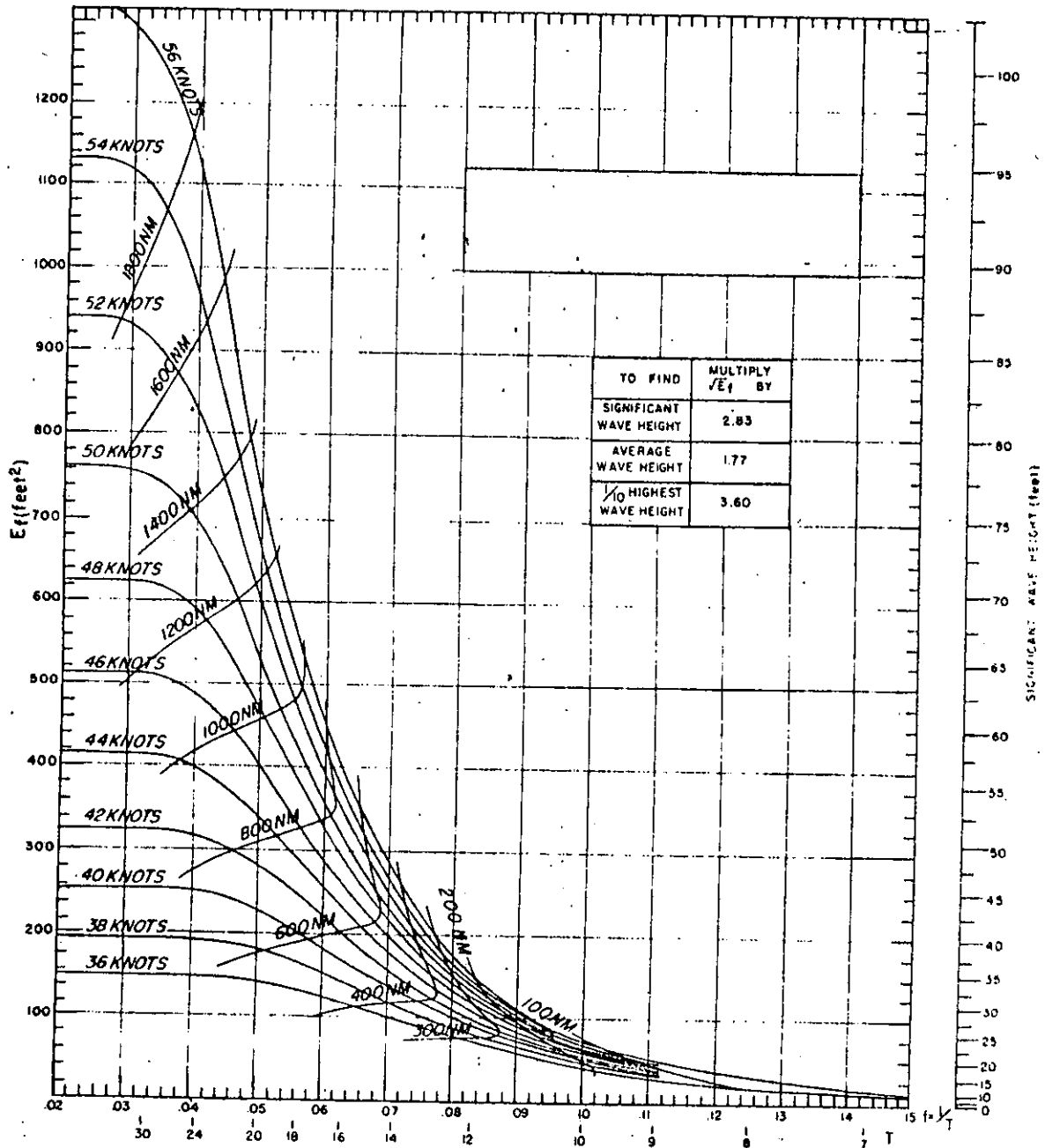


FIGURA 27

GRAFICA DE FETCH

ESPECTROS CO-ACUMULATIVOS PARA VELOCIDADES DE VIENTO DE 36 A 56 NUDOS, EN FUNCION DEL FETCH.

9.- METODO DE PREDICCIÓN DE VIENTOS EXTREMOS. PERIODICOS

El oleaje ciclónico que se genera por efectos de los vientos ciclónicos es posible predecirlo con alguno de los métodos descritos anteriormente; sin embargo, dicha predicción está basada en registros de las perturbaciones ciclónicas que necesariamente son las generatrices de las tormentas más desfavorables.

Cuando se proyecta una obra de importancia que requiere un alto grado de seguridad, deben considerarse tormentas en un período amplio de tiempo en las que se tomen en cuenta frecuencias de ocurrencias esperadas. Si no se dispone de registros apropiados para estimar las relaciones magnitud-frecuencia requeridas, es posible obtener estas relaciones en forma indirecta.

Como la localización de la travesía costera y direcciones de los ciclones, velocidades de movimiento, campos de viento y otros aspectos de las tormentas son variables, un tratamiento probabilístico es posible desarrollar de acuerdo con Russell (ref. 3), en donde el método analítico combina información de ocurrencia de huracanes con modelos probabilísticos para la descripción de las características de los huracanes.

Para el cálculo de la velocidad máxima de los vientos con una probabilidad o período de retorno para un determinado tiempo, puede aplicarse el método indicado por S. Thom (ref. 4).

Con esta velocidad de vientos extremos, es posible determinar sobre el sitio en estudio las sobreelevaciones --

que se producirán sobre el nivel medio del mar por efecto de la marea de tormenta, y así poder fijar la cota de proyecto mínima para el diseño de las estructuras, con un mayor-coeficiente de seguridad.

Las bases implementadas para el desarrollo de la distribución general de vientos extremos, suponen que en áreas - contiguas entre regiones tropicales y extratropicales, los dos tipos generales de tormentas se mezclan en orden casual de tal forma que las series de vientos se consideran como un todo que puede ser representado por una distribución -- mixta de Fréchet de la forma.

$$G(v) = (1 - p) F_E(v) + p F_T(v) \quad \dots (1)$$

en donde:

$G(v)$ = es una función de distribución que da la probabilidad de que una velocidad de viento extremo anual (más rápido por una milla o aproximadamente, mayor velocidad por un minuto) sea menor que v

p = es el parámetro de mezcla de ciclones tropicales

$(1 - p)$ = es el parámetro de mezcla de los extratropicales

$F_E(v)$ = es la función de distribución de tormentas -- de tipo extratropical

$F_T(v)$ = es la función de distribución de ciclones -- tropicales

Esta designación de "tormenta tropical" es particularmente importante porque un ciclón tropical se define como uno que tiene vientos de 34 nudos (63 km/hr) o mayores, así ---- pues, todas las velocidades de vientos usadas para estimar las distribuciones de ciclones tropicales son de 34-nudos o mayores.

Asimismo, se encontró que los valores de F_T y F_E vienen dados por las expresiones.

$$F_T (v) = \exp \left[- \left(\frac{v}{\beta_T} \right)^{-\gamma_T} \right] \dots (2)$$

$$F_E (v) = \exp \left[- \left(\frac{v}{\beta_E} \right)^{-\gamma_E} \right] \dots (3)$$

por lo que la ecuación (1) queda:

$$G (v) = p \exp \left[- \left(\frac{v}{\beta_T} \right)^{-\gamma_T} \right] + (1-p) \exp \left[- \left(\frac{v}{\beta_E} \right)^{-\gamma_E} \right] \dots (4)$$

en donde:

β_T y β_E - Son parámetros de escala para tormentas tropicales y de tipo extratropical respectivamente.

γ_T y γ_E - Son parámetros de forma para tormentas tropicales y extratropicales respectivamente.

Estos parámetros se calcularon en base a estimaciones estadísticas de relaciones magnitud-frecuencia de vientos extremos a través de muchos años de registros de estaciones encargadas de observar estos fenómenos, distribuidos en el globo terráqueo (ver referencia 4).

La mayoría de las mediciones de velocidades de vientos para el área del Pacífico se hicieron para diferentes tiempos de duración de vientos máximos, en los Estados Unidos, por lo que fue necesario ajustarlas a las mayores velocidades sostenidas por un minuto por medio de la siguiente fórmula propuesta por el autor.

$$\frac{\bar{v}(t)}{\bar{v}(1)} = \exp(-0.0641 \ln t) \quad \dots (5)$$

en la cual $\bar{v}(t)$ = velocidad con una duración t en minutos o fracciones de minutos.

Las observaciones de vientos extremos que no fueron hechas al nivel estándar de 30. ~~ft.~~ (9.14 m) de altura, se ajustaron al nivel estándar antes de efectuar las estadísticas.

La cantidad de registros de diferentes estaciones climatológicas permitió establecer con bastante confiabilidad un valor de 4.5 para el parámetro de forma de tormentas tropicales (ciclones) y de 9.0 para tormentas de tipo extratropical, o sea:

$$\begin{aligned} \gamma_T &= 4.5 \\ \gamma_E &= 9.0 \end{aligned} \quad \dots (6)$$

Respecto al parámetro de escala (β), se encontró -- que las distribuciones de vientos extremos para tormentas de tipo tropical y extratropicales que ocurren en una localidad dada, tienen el mismo parámetro de escala ya que la estimación de la escala β se determina según el nivel general de los altos vientos en un punto, tomando en cuenta todas las escalas de distribuciones extremas de vientos ya sea para tormentas de tipo tropical o extratropicales, o sea que el valor de β está sólidamente relacionado con la mayor velocidad de viento media de las 12 medias mensuales ($\max \bar{v}$) mediante la siguiente expresión:

$$\beta = \left[373.8 \max(\bar{v}) + 542.4 \right]^{1/2} - 23.3 \quad \dots (7)$$

en la cual, β y $\max(\bar{v})$ están dadas en millas por hora

$$\beta_T = \beta_E = \beta$$

El modelo empleado para el cálculo del parámetro de mezcla (p), el cual se adaptó perfectamente bien, fue una relación entre p y la frecuencia de cruce media anual (por 5° cuadrados), f , la cual tiene su origen en la probabilidad geométrica de un golpe de tormenta tropical en un punto, con una cierta velocidad de viento sobre los 34 nudos (referencia 3).

Por supuesto, el primer requerimiento para el cálculo de p , es contar con mapas de frecuencia media de cruce para las zonas de ciclones tropicales. Como se vio anteriormente existen 6 áreas sobre la tierra en donde se observan los ciclones tropicales cuyos mapas de frecuencia media anual se muestran en las figuras 1, 2 y 3 de la referencia 3. Las zonas de nuestro interés, o sea las zonas de la República Mexicana se muestran en la figura 28.

Dos dificultades principales se presentan en la preparación de tales cartas; a) Los cálculos disponibles de trayectorias de tormentas pueden ser incompletas o variar en su integridad causando errores y b) la definición de ciclón tropical puede variar de acuerdo a la prescripción de velocidad mínima, el método de medición de velocidad de viento y la duración de esta velocidad de viento.

Estas dificultades serán vencidas eventualmente y las podemos pasar por alto ya que es una pregunta que no puede ser contestada todavía debido a la cortedad de registros estándar y a la sospechada variación de las cualidades observacionales, debido a que es extremadamente difícil hacer observaciones en mar abierto. Los satélites meteorológicos juegan ya un papel importante en la obtención de registros continuos.

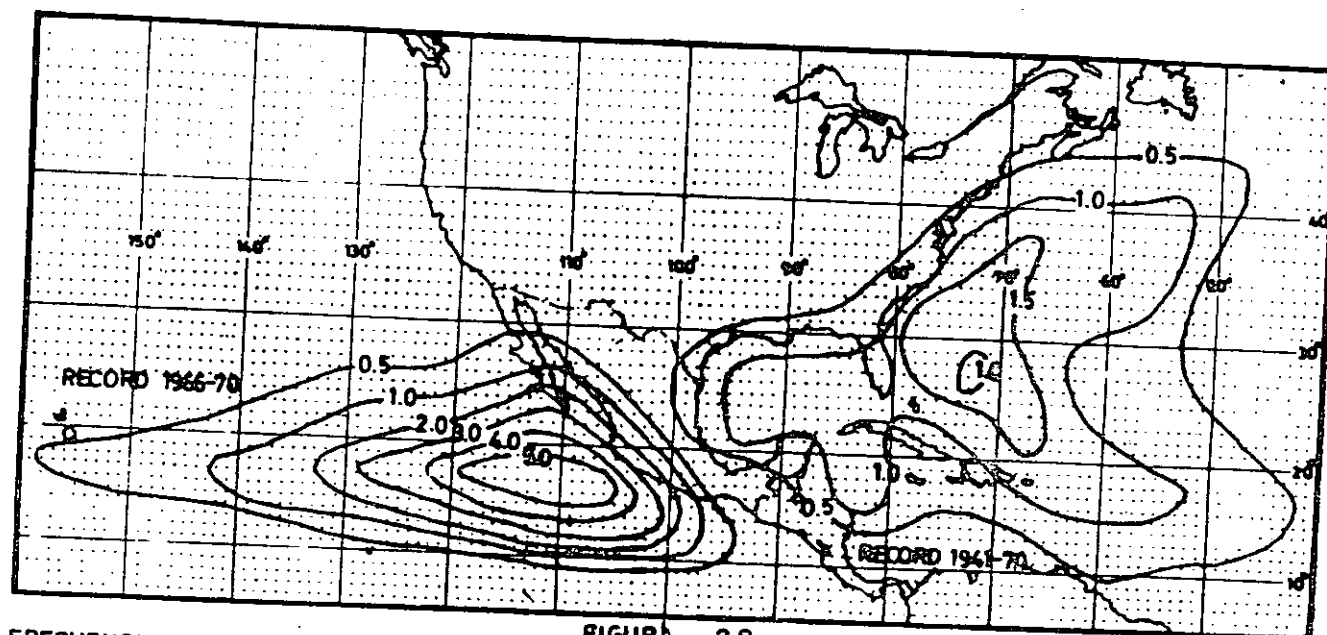


FIGURA 28
FRECUENCIA DE CRUCE MEDIA ANUAL DE CICLONES TROPICALES, f DE 5° CUADRADOS, CON VELOCIDADES DE VIENTO \geq 34 KTS

La relación entre el parámetro de mezcla, p , y la frecuencia media de cruce, f , que desarrolló el autor es de la forma general siguiente:

$$p = \frac{1}{1 + 99 \exp(-mf)} \quad \dots (8)$$

en donde:

m = es un coeficiente de área de ciclones tropicales y que tiene un valor de:

$m = 3$ - para el área del sur del Atlántico Norte o -- sea, la zona del Golfo de México.

$m = 2.1$ - para el Este del Océano Pacífico Norte

Para valores de (m) en otras zonas consultar referencia (4).

Así pues, si nosotros hacemos que

$$w = \left(\frac{v}{\beta} \right)^{\delta_T} \quad \dots (9)$$

la ecuación (4) queda:

$$G(w) = p \exp(-w) + (1 - p) \exp(-w^2) \quad \dots (10)$$

Esta ecuación puede ser resuelta por el método de aproximaciones de Newton. La i aproximación está dada por:

$$h_i = \frac{G - p \exp(-w_i) - (1 - p) \exp(-w_i^2)}{p \exp(-w_i) + 2 w_i (1 - p) \exp(-w_i^2)} \quad \dots (11)$$

Para comenzar las interacciones, una buena aproximación para w puede ser encontrada por:

$$w_1 = \frac{1 - G}{1 - p} \quad \dots (12)$$

La ($i + 1$) aproximación está dada por:

$$w_{i+1} = w_i - h_i \quad \dots (13)$$

Usualmente, tres o cuatro iteraciones producen una estimación satisfactoria de w .

El valor de diseño puede ser encontrado ahora con la siguiente relación que se encuentra a partir de la ecuación (9) o sea:

$$w = \left(\frac{v}{\beta} \right)^{-4.5} = \frac{1}{\left(\frac{v}{\beta} \right)^{4.5}}$$

$$\ln w = \ln 1 - 4.5 \ln \left(\frac{v}{\beta} \right)$$

$$\frac{v}{\beta} = \exp (-0.2222 \ln w)$$

quedando:

$$v(G) = \exp (-0.2222 \ln w) \quad \dots(14)$$

En donde $v(G)$ - es la velocidad de viento con una cierta probabilidad G .

Las ecuaciones 1 y 4 son una mezcla de dos distribuciones de Fréchet y por esto las ecuaciones no son una verdadera distribución de Fréchet, sin embargo, pueden ser calculadas como si fueran una distribución uniforme sobre el rango de probabilidades de diseño de interés general para los ingenieros, o sea, de 0.90 a 0.99 y para valores de p entre 0.05 y 0.90 añadiendo los valores de 9.0 y 4.5 para los valores medios del factor de forma. Los valores resultantes se adaptaban a la ecuación de una parábola, cuya ecuación es:

$$y' = 9.0 - 9.15 p + 4.65 p^2 \quad \dots(15)$$

en la que y' es una especie de parámetro de forma combinada.

Cuando se usa la ecuación 15 para calcular δ' , la velocidad de viento de diseño está dada por:

$$v(G) = \exp \left[\ln \beta - \frac{\ln \ln \left(\frac{1}{G} \right)}{\delta'} \right] \quad \dots (16)$$

La velocidad de viento formativo, dada por la ecuación 16, dependerá para un caso en particular del período de retorno considerado.

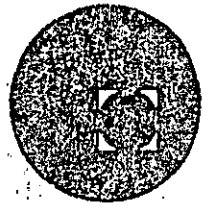
Una aplicación de este método puede verse, en ref. 5

REFERENCIAS

- 1.- Shore Protection Manual.
U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH
CENTER. VOL. I , 1975
- 2.- COASTAL ENGINEERING I
POR RICHARD SILVESTER VOL. 4 A 1975
- 3.- PROBABILITY DISTRIBUTIONS FOR
HURRICANE EFFECTS
POR: LARRY R. RUSSELL
Journal of the Waterways, Harbors and
Coastal Engineering Division Feb. 1971. ASCE
- 4.- DISTRIBUTION OF EXTREME WINDS OVER OCEANS
POR: H. C. S. THOM
Journal of the Waterways, Harbors and
Coastal Engineering Division Feb. 1973 ASCE
- 5.- ESTUDIO EXPERIMENTAL EN CANAL DE OLAS
DE LA OBRA DE PROTECCION PARA LA SIDERURGICA
LAZARO CARDENAS LAS TRUCHAS
POR: J. NAVARRO, A. GUEVARA, D. CERVANTES, E. RIVERA
III CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA
TOMO II P.P. 957 - 972 VER, VER.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

ONDAS DE LARGO PERIODO

ING. J. GUILLERMO MACDONEL

Junio, 1979.

ONDAS DE LARGO PERIODO

J.Guillermo Macdonel*

El ingeniero que tiene que tratar con problemas de Ingeniería de Costas, se enfrenta a que existen otros tipos de ondas no generadas por el viento. Este tipo de ondas producidas por sismos, atracciones de la luna y sol, ciclones, etc., constituyen las denominadas de "Largo Período".

Para fines prácticos se puede considerar la siguiente clasificación:

O n d a	Período
Oleaje (viento)	4-20 seg.
Vagas de mar y yacentes	50-300 seg.
Marea de tormenta	1000-2000 seg.
Tsunamis	1000-2000 seg.
Marea astronómica	45000-9000 seg.

En estas notas se tratarán las ondas que excedan de los 20 segundos de período, ya que el oleaje ha sido analizado en pláticas anteriores.

* Ingeniero Civil. Proyectos Marinos,S.C. Miembro del CICM y ASCE.

Las vagas de mar y yacentes son causadas por la interacción de dos trenes de oleaje distante de casi el mismo período. Conforme estos trenes se aproximan a la costa, se forman zonas en donde las crestas son acumulativas, mientras que entre el valle de una cancela la cresta de la otra. Así se obtienen entonces períodos de calma, intercalados con secuencias cortas de olas altas. De esta manera, el nivel del mar en la playa se incrementa, el cual es transmitido posteriormente hacia el mar en forma de una onda de largo período. Este tipo de ondas pueden producir oscilaciones resonantes dentro de los puertos.

La marea de Tormenta se crea por la succión existente dentro de un área de baja presión en el océano y por el esfuerzo ejercido por el viento sobre la superficie del agua. Este tipo de ondas son significantes cuando son generadas dentro de ciclones tropicales.

Otro aspecto importante en su generación es el hecho de que la plataforma continental es ancha y de poca profundidad.

Este tipo de ondas también se presentan dentro de lagos y esteros en los que la profundidad es baja.

El Tsunami es una palabra japonesa que expresa el término onda o una serie de ondas producidas por movimientos repentinos de la corteza terrestre, tal como es el caso de terremotos. Conforme un Tsunami viaja por la plataforma continental, y puesto que su celeridad es función de la profundidad ($c = \sqrt{gd}$), al disminuir ésta, su energía cinética se transforma en energía potencial. Por lo que, este incremento en altura, produce problemas serios en las instalaciones costeras de los litorales.

Las Mareas Astronómicas se producen en las aguas de los océanos debido a la atracción de la luna y sol, así como de otros planetas.

Debido a la periodicidad de los movimientos de los astros, es posible predecir este tipo de ondas por 2 ó 3 años hacia el futuro.

En rigor, para conocer el ciclo completo de mareas de un lugar, es necesario haber medido estas ondas durante 19 años; de hecho esto no es posible en forma práctica para un nuevo proyecto, pero nuestros puertos cuentan ya con varios años de medición y por tanto, siempre es posible correlacionar sitios cercanos, realizando un mínimo de mediciones.

Como en las otras ondas de largo período que han sido descritas anteriormente, el ancho y profundidad de la plataforma continental son de mucha importancia en la altura y tiempo de llegada de la cresta al sitio de observación.

A continuación describimos las teorías y métodos de cálculo más comunes para tomar en cuenta los efectos de las ondas de largo período, incluyendo las vagas y yacentes, ya que se comentará algo sobre las oscilaciones dentro de un vaso portuario, que es el efecto que nos debe preocupar.

MAREA DE TORMENTA

Como ya se mencionó, este tipo de onda es provocado por el efecto combinado de vientos y presión atmosférica.

Denominamos "tormenta" a un disturbio atmosférico que se caracteriza por vientos fuertes que pueden ser acompañados o no por lluvia.

A una tormenta que se haya originado en el trópico se le llama "tormenta tropical"; mientras que aquella que es el resultado del choque de un frente frío y uno caliente se le llama "tormenta extratropical". Ambos tipos de tormenta pueden producir sobre elevaciones anormales del nivel del agua en las partes poco profundas y cercanas al perímetro de los cuerpos de agua (mar, lago, estuarios, etc.).

A una tormenta tropical severa se le denomina "huracán" cuando se tienen velocidades máximas sostenidas de 65 nudos. Los vientos huracanados pueden llegar a velocidades sostenidas de 130 nudos y aún mayores.

Las ecuaciones hidrodinámicas que describen el fenómeno, son la ecuación de continuidad que expresa la conservación de la masa y la ecuación de movimiento que expresa la segunda ley de Newton. Estas ecuaciones son complicadas y han sido resueltas para el caso de costa abierta o vasos cerrados o semicerrados. Sin embargo, para la determinación de este fenómeno, se usan técnicas simplificadas en las que, utilizando calculadoras de escritorio, se puede resolver el problema.

Método quasi-estático para predicción de marea de tormenta producida por huracan.

Este método está basado en aproximaciones de las ecuaciones hidrodinámicas mencionadas, y el término de quasi-estático se usa para enfatizar que se debe restringir su aplicación solo a huracanes que se muevan muy lentamente.

En la Figura 1, se muestra en forma esquemática el sistema de fuerzas que actúan.

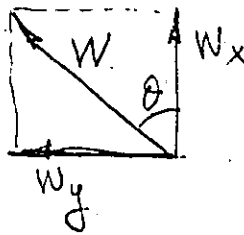
La ecuación diferencial que nos da la sobreelevación máxima a lo largo del eje de las x es:

$$\frac{\partial s}{\partial x} = \frac{\partial s_x}{\partial x} + \frac{\partial s_y}{\partial x} \quad (1)$$

donde

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} = \frac{K W^2 \cos \theta}{g D} \quad (2)$$

$$\frac{\partial s_y}{\partial x} = \frac{F V}{g D} \quad (3)$$



donde

S_x = componente x de la sobreelevación

S_y = componente y de la sobreelevación

K = coeficiente adimensional de fricción en el fondo (2.0×10^{-3} y 5.0×10^{-3}) Se puede utilizar 2.5×10^{-3}

W = velocidad del viento

θ = ángulo del viento medido en el sentido contrario a las manecillas del reloj, a partir del eje x .

g = aceleración de la gravedad

D = profundidad

f = parámetro de Coriolis = $2\omega \sin \phi$

$$\omega = 7.29 \times 10^{-5} \text{ seg}^{-1}$$

V = componente "y" del transporte de agua por unidad de ancho (de x)

Resolviendo por el método de diferencias finitas, los valores de S_y y S_x pueden obtenerse en puntos espaciados Δx .

Los valores de S , pueden entonces interpretarse como el valor medio entre los puntos " x " y " $x + \Delta x$ " en un tiempo " t ".

El transporte longitudinal del agua " V " también se evalúa entre estos puntos. Los datos de esfuerzo de viento y el parámetro de Coriolis se dan en los puntos " x " y " $x + \Delta x$ ".

Los índices " i " y " n " se usan para describir puntos discretos en el espacio y tiempo respectivamente.

Las ecuaciones expresadas (2) y (3) podían entonces escribirse, introduciendo constantes dimensionales.

$$\left(\Delta S_x \right)_{i+1/2}^{n+1} = \frac{C_i \Delta x}{D_{i+1/2}^{n+1}} \left(A_i + A_{i+1} \right)^{n+1} \quad (4)$$

$$(\Delta S_y)_{i+1/2}^{n+1} = \frac{e_2 \Delta x}{D_{i+1/2}^{n+1}} \left[(\text{sen } \phi)_i + (\text{sen } \phi)_{i+1} \right] V_{i+1/2}^{n+1} \quad (5)$$

$$V_{i+1/2}^{n+1} = \frac{\left(\frac{1}{4}\right) \left[(B_i + B_{i+1})^n + (B_i + B_{i+1})^{n+1} \right] (\Delta t) + V_{i+1/2}^n}{1 + C_3 |V_{i+1/2}^n| \Delta t K (D^{-2})_{i+1/2}^{n+1/2}} \quad (6)$$

$$A = k W^2 \cos \phi \quad B = k W^2 \text{sen } \phi$$

en donde

El tirante total con un intervalo medio entre dos pasos esta dado

$$D_{i+1/2}^{n+1/2} = \frac{d_i + d_{i+1}}{2} + S_e + S_A^n + S_A^{n+1} + (S_x + S_y)_{i+1/2}^n + \left(\frac{1}{4}\right) \left(\left[(S_{\Delta p})_i + (S_{\Delta p})_{i+1} \right]^n + \left[(S_{\Delta p})_i + (S_{\Delta p})_{i+1} \right]^{n+1} \right) \quad (7)$$

S_e = sobreelevación inicial

S_A = marea astronómica

$S_{\Delta p}$ = sobreelevación por efecto de presión atmosférica

$$S_{\Delta p} = 1.14 (p_n - p_o) \left(1 + e^{-R/r}\right) \quad (8)$$

(en sistema inglés)

p_n = presión en la periferia de la tormenta

p_o = presión en el centro de la tormenta

r = distancia radial del centro de la tormenta al punto de cálculo.

La profundidad total para el nuevo nivel se calcula de la siguiente manera:

$$D_{i+1/2}^{n+1} = \frac{d_i + d_{i+1}}{2} + S_e + S_A^{n+1} + (S_x + S_y)_{i+1/2}^n + \frac{1}{2} [(S_{\Delta p})_i + (S_{\Delta p})_{i+1}]^{n+1} \quad (9)$$

y la sobreelevación total está dada por todos los efectos anteriores que podemos resumir:

$$S_T = S_x + S_y + S_{\Delta p} + S_e + S_A + S_W + S_L \quad (10)$$

donde

S_W = sobreelevación producida por oleaje

S_L = sobreelevación local (por formas topográficas)

Para el sistema métrico, las unidades empleadas, así como las constantes son:

Δx	Km
$\Delta S_x, \Delta S_y$	m
g	m/seg ²
D	m
A, B	(km/h) ²
V	km ² /h
f	h ⁻¹
Δt	h

C_1	3.94
C_2	2.06
C_3	$(1000)^2$

En la figura 2, se muestra los diferentes componentes de sobreelevación sobre la plataforma continental.

Método del Nomograma

Un método simplificado para obtener una primera aproximación de la marea de tormenta provocada por un huracán, se puede obtener de un análisis empírico de registros pasados.

Jelesniansky combinó los datos empíricos con cálculos técnicos y definió nomogramas que permiten estimar en forma rápida del máximo pico para cualquier latitud geográfica cuando se conocen algunos parámetros de la tormenta.

La figura 3 nos permite obtener la sobreelevación pico S_I , generada por un huracán idealizado que se mueve perpendicularmente hacia la costa con una velocidad de 15 mph.

Este monograma indica que existe un tamaño de tormenta crítico resultado de los radios de los máximos vientos, R . Para una caída de presión mayor que cero, el máximo pico de la sobreelevación se produce para un valor crítico de $R = 30$ mi y cualquier otro valor de R mayor o menor que este, da como resultado valores menores de la sobreelevación.

Un segundo factor F_3 que se da en la figura 4 toma en cuenta los efectos batimétricos a lo largo del Golfo (Jelesnianshi estudió solo Golfo y Costa Atlántica de los Estados Unidos).

Otro factor, que denominaremos F_m se dá en la figura 5, el cual toma en cuenta el efecto de la velocidad de la tormenta y el ángulo con el cual la trayectoria de ella intercepta a la costa.

Entonces, el máximo pico de la sobreelevación de la tormenta está dado por:

$$S_p = S_J F_s F_m \quad (11)$$

Marea de tormenta producida sobre vasos cerrados.

En este caso, si consideramos un vaso rectangular y una profundidad constante, el viento soplando sobre la superficie, se presentan los casos mostrados en la figura 6.

El caso "a" indica que el abatimiento del lado de barlovento es menor; el caso "b", el abatimiento llega al fondo del vaso y "c", una porción del fondo queda expuesta.

La ecuación de la superficie libre del agua, dada por Hellstrom (1951), es

$$y_s^2 = \frac{2\lambda T_0}{\rho_w g} (x + c_1) \quad (12)$$

donde c_1 debe obtenerse de condiciones de continuidad, y la ecuación podemos expresarla

$$y_s^2 = \frac{2\lambda T_0}{\rho_w g} \xi \quad (13)$$

Por otra parte, la sobreelevación del lado de sotavento "h",

$$h = \frac{2\lambda T_0}{\rho_w g} (x + c_1) - d \quad (14)$$

donde h y d se definen en la figura 6 utilizando un coeficiente adimensional:

$$k = \frac{\rho \omega^2 T_0}{\rho_w V_0^2} \quad (15)$$

donde: V_0 es la velocidad del viento en ft/seg; la solución puede ponerse en forma tabular, según se muestra en las tablas 1 y 2, en términos de los factores:

$$\frac{k V_0^2 F}{g d^2} \quad \gamma \quad \frac{x}{F}$$

El valor de k , obtenido para un caso de prototipo (el lago Okéechobé, en Fla) y se puede tomar 3.3×10^{-6}

Tsunamis

El tsunami es un onda que puede generarse por varios mecanismos; por ejemplo se sabe que la explosión de una isla como la de Kra Katoa en 1888, o de un volcán submarino puede producirlos. No siempre los disturbios sísmicos submarinos producirán estos tsunamis, y así por ejemplo Beet (en 1948) reporta que en un catálogo reportan solo 124 de estas ondas en un intervalo en el que se detectaron 15000 sismos a lo largo de las costas.

Los Tsunamis asociados con grandes terremotos (con profundidades de focos mayores de 80 km) no son muy perceptibles. Se ha observado que los tsunamis notables ocurren cuando la magnitud del terremoto M

$$M > 6.3 + 0.01 H$$

$$h = \frac{\rho_w \omega^2 T_0 (16)}{8 \omega g} = d - (x + d)$$

donde H es la profundidad focal en km. Se ha observado también que los tsunamis son desastrosos cuando

$$M > 7.75 + 0.008 H \quad (17)$$

En la tabla 3 se muestran la magnitud energía y sobre elevación de los tsunamis en el Japón.

La celeridad de una onda de este tipo está dado por $c = \sqrt{gd}$, como ya se mencionó y se ha podido verificar que las celeridades promedio de los tsunamis varía entre 375 y 490 m.p.h.

En la figura 8 se muestra los tiempos de viaje de los tsunamis, teniendo como origen a Honolulu, Hawaii; y en la 9 un diragrama de refracción para el tsunami chileno de 1960.

En la figura 10 se muestran algunos daños provocados por el sismo tsunami.

MAREA ASTRONOMICA

Como ya se mencionó, la marea astronómica es el cambio periódico del nivel del mar producido por la atracción gravitacional de la luna, sol y otros cuerpos astronómicos.

Podemos clasificar a las mareas de la siguiente manera:

Diurnas - Cuando se presentan una pleamar y una bajamar en un día lunar.

Semidiurnas - Cuando se presentan dos pleamares y dos bajamares en un día lunar.

Mixtas - Cuando a veces presentan las características de la diurna y otras veces, las de la semidiurna.

En México, el Departamento de Oceanografía dependiente del Instituto de Geofísica de la UNAM, estudia y registra las mareas y, para los principales puertos ha establecido los correspondientes planos de mareas que a continuación se describen.

Altura Máxima Registrada. Nivel más alto registrado en la estación por efectos de algún tsunami o ciclón.

Pleamar Máxima Registrada. Nivel más alto registrado debido a las fuerzas de marea periódica, o también a que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.

Nivel de Pleamar Media Superior. (MHHW): promedio de la más alta de las dos pleamares diaria, durante el período considerado en cada estación.

Nivel de Pleamar Media (MHW): promedio de todas las pleamares durante el período considerado en cada estación. Cuando el tipo de marea es diurna, este plano recalcula tomando el promedio de la pleamar más alta diaria, lo que equivale a que la pleamar media en este caso es lo mismo que la pleamar media superior.

Nivel Medio del Mar: promedio de las alturas horarias durante el período considerado en cada estación.

Altura Mínima Registrada: Nivel más bajo, registrado en la estación por efecto de algún tsunami.

Bajamar Mínima Registrada: Nivel más bajo registrado debido a la fuerza de marea periódica, o también que tengan influencia sobre las mismas los efectos de condiciones meteorológicas.

Nivel de Bajamar Media Inferior (MLLW): Promedio de la más baja de las dos bajamares diarias, durante el período considerado en cada estación. Este plano es el que se utiliza como plano de referencia para el pronóstico de mareas en la Costa del Pacífico y Golfo de California, mismo que utiliza el Coast and Geodetic Survey.

Nivel de Bajamar Media (MLW): Promedio de todas las bajamares, durante el período considerado en cada estación. Cuando el tipo de marea es diurno, este plano se calcula tomando el promedio de la bajamar más baja diaria.

Nivel de Marea Média (MTL): Plano equidistante entre la pleamar media y bajamar media.

El mismo organismo publica también las tablas de predicción de mareas, tanto para el Golfo de México como para el Océano Pacífico en los puertos en los que cuenta con una estación mareográfica.

PROCESOS DE MEZCLADO

Los procesos de mezclado son de mucha importancia dentro de la Ingeniería de costas. La transferencia de calor a través de capas superficiales del océano se debe principalmente al mezclado por difusión y por la agitación, en gran escala, inducida por la rotura del oleaje en el mar. Otro ejemplo en donde los procesos de mezclado tienen gran importancia es el desecho de efluentes por medio de emisores submarinos, en donde las corrientes, oleaje, etc., nos ayudan a diluirlos en el océano.

Mezclado de un chorro turbulento

Consideraremos primeramente el mezclado de un chorro que descarga en un fluido de la misma densidad. En este caso, el chorro que sale se mezclará en parte con el fluido que lo rodea, de tal manera que el volumen del flujo se incrementará con la distancia, y la velocidad disminuirá.

En la Figura 11 se muestra un chorro saliendo de un orificio de ancho " L_0 " en la forma de un flujo uniforme

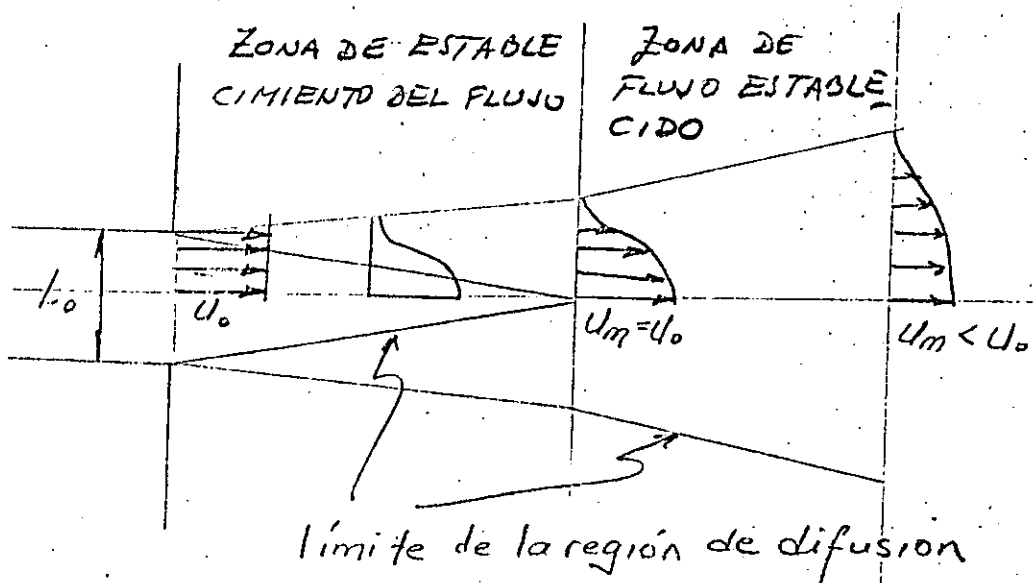


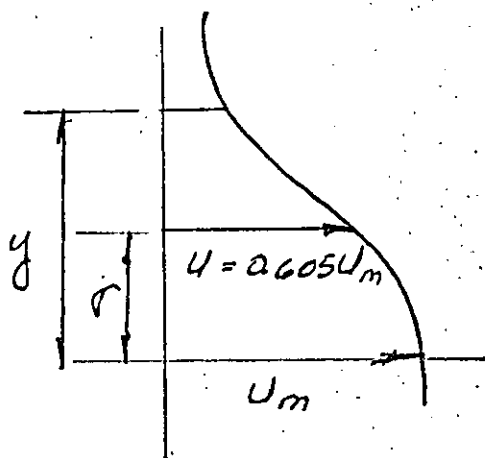
Fig.11 Representación esquemática de un chorro de mezclado.

La frontera entre el chorro y el fluido circundante es inestable y existen esfuerzos de corte altos, y el mezclado ocurrirá con la transferencia del momentum, temperatura y material del chorro al fluido receptor. Se consideran dos zonas de flujo en este modelo:

La zona de establecimiento de flujo que consiste en un núcleo de velocidad uniforme " U_0 ", y de una capa límite de fluido que rodea con velocidad " u ". En la zona de flujo establecido, el mezclado existe en todo el chorro.

Albertson (1948), al desarrollar la teoría del chorro turbulento, supuso que la distribución de presiones era hidrostática en toda la zona de movimiento, que el flujo de momentum era constante, y que el flujo era dinámicamente similar en cada sección de la región de mezclado.

También se supuso que los perfiles de velocidad en la zona de mezclado podrían ser dados por una función de probabilidad normal de Gauss. (ver Fig.12)



$$\frac{u}{U_m} = e^{-\frac{y^2}{2\sigma^2}}$$

$$\frac{u}{U_m} = \exp\left(-\frac{y^2}{2\sigma^2}\right)$$

Fig.12 Distribución de velocidades

donde

u = componente de velocidad en la dirección del eje del chorro.

U_m = velocidad axial a lo largo del eje del chorro a una distancia " x " del orificio de salida.

y = ordenada normal a x

σ = desviación standard (matemáticamente hablando) y físicamente, la distancia del eje del chorro al punto de máximo gradiente de velocidad.

La expresión anterior es una suposición pobre del fenómeno, excepto en la parte central del chorro.

En la zona de establecimiento de flujo, se supuso que " u_m " correspondería a " u_0 " hasta el punto en que los remolinos generados por el chorro de mezclado con el fluido receptor penetraran al centro del chorro; lo que se muestra en la figura 13. Para el caso de una ranura,

El valor de " σ " no se usa directamente, sino más bien otro coeficiente C , cuyo valor : $C = \frac{\sigma}{x}$

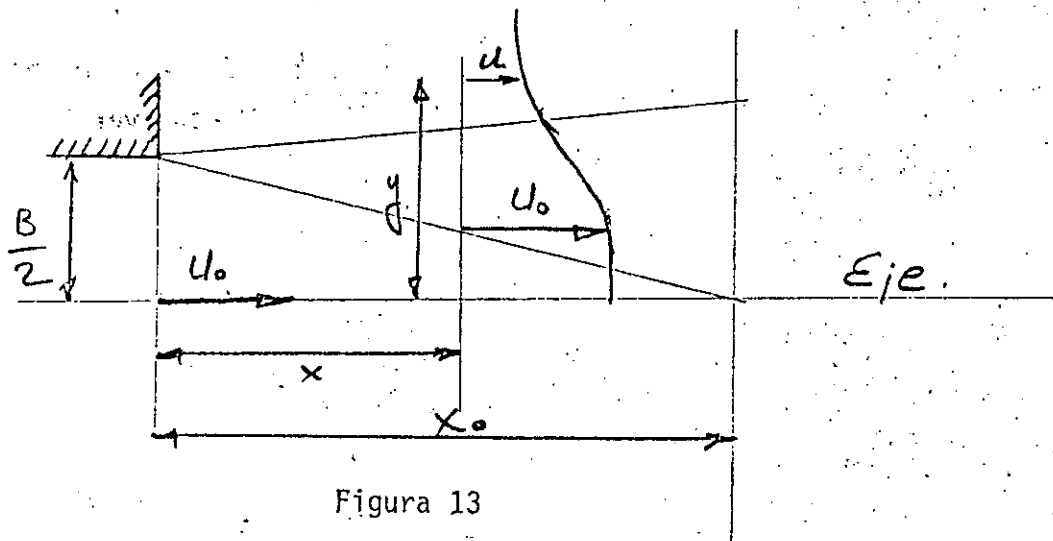


Figura 13

Para el caso de un orificio circular : $C_2 = \frac{\sigma}{x}$

Usando además :

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\int_0^{\infty} u^2 dA}{u_0^2 A_0} = 1$$

$$\frac{x_0}{D_0} = \frac{1}{2C_2} \quad D_0 = \text{diámetro} \quad (18)$$

$$\frac{x_0}{B_0} = \frac{1}{C_1 \sqrt{\pi}} \quad B_0 = \text{ancho ranura} \quad (19)$$

Experimentalmente se han obtenido los valores de C_v y C_L (aire de la misma densidad),

$$\log_{10} \frac{u}{u_0} \sqrt{\frac{x}{B_0}} = 0.36 - 18.4 \frac{y^2}{x^2} \quad (\text{ranura}) \quad (20)$$

$$\log_{10} \frac{u}{u_0} \frac{x}{D_0} = 0.79 - 33 \frac{r^2}{x^2} \quad (\text{orificio}) \quad (21)$$

$r = \text{coord. radial}$

Las ecuaciones para la velocidad a lo largo del eje del centro en la zona de flujo establecido.

$$\frac{u_m}{u_0} \sqrt{\frac{x}{B_0}} = 2.28 \quad (\text{ranura}) \quad (22)$$

$$\frac{u_m}{u_0} \frac{x}{D_0} = 6.2 \quad (\text{orificio}) \quad (23)$$

Para el caso de los gastos:

Zona de establecimiento del flujo

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + 0.080 \frac{x}{B_0} \quad (\text{ranura}) \quad (24)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + 0.083 \frac{x}{D_0} + 0.0128 \frac{x^2}{D_0^2} \quad (\text{orificio}) \quad (25)$$

Zona del flujo establecido

$$\frac{Q}{Q_0} = 0.62 \sqrt{\frac{x}{B_0}} \quad (\text{ranura}) \quad (26)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0.32 \frac{x}{D_0} \quad (\text{orificio}) \quad (27)$$

Un razonamiento análogo se puede realizar para el caso de concentraciones del fluido (inicial y en cualquier punto).

Para el caso de la zona de establecimiento del flujo y en el caso de un orificio.

$$\frac{c}{c_0} = \exp \left\{ - \frac{[\tau - c_3 x - (D_0/2)]^2}{2c_3^2 x^2} \right\} \quad (28)$$

para $\tau > \frac{D_0}{2} - c_3 x$

y $\frac{c}{c_0} = 1$ para $\tau < \frac{D_0}{2} - c_3 x$

El valor de c_3 fluctúa entre 0,085 a 0,096.

En la zona de flujo establecido:

para $\frac{x}{D_0} > 6$ ó 7

$$\frac{c}{c_m} = \exp \left[- \frac{1}{2c_3^2} \frac{\tau^2}{x^2} \right] \quad (29)$$

$$\frac{c_m}{c_0} = \frac{1}{2c_3} \frac{D_0}{x} \quad (30)$$

Mezclado de un chorro que descarga en un fluido más denso

En el caso de las aguas negras, la densidad de estas corresponde a la del agua y si pensamos en los emisores submarinos, los cuales descargan el efluente en el agua de mar, cuya densidad es mayor y por tanto existirá un efecto de flotación.

Para chorros turbulentos, el análisis dimensional demuestra:

$$\frac{u}{u_0} = f_1 \left(\frac{x}{D_0}, \frac{r}{D_0}, \frac{\Delta\rho}{\rho_0}, N_F \right) \quad (31)$$

$$\frac{c}{c_0} = f_2 \left(\frac{x}{D_0}, \frac{r}{D_0}, \frac{\Delta\rho}{\rho_0}, N_F \right)$$

El efecto del número de Reynolds puede despreciarse, $\Delta\rho$ es la diferencia de densidad entre el chorro y el fluido que lo rodea.

El número de Froude está dado por:

$$N_F = \frac{u_0}{\sqrt{(\Delta\rho/\rho_0)gD_0}} \quad (33)$$

Abraham, supuso que el flujo de flotación podría quedar expresado por

$$\frac{\pi}{4} D_0^2 g (\rho_s - \rho_0) u_0 \quad (34)$$

y determinando experimentalmente los coeficientes respectivos, llegó a las siguientes expresiones.

$$\frac{u_m}{u_0} = 3.65 N_F^{-2/3} \left(\frac{x}{D_0} + 2 \right)^{-1/3} \quad (35)$$

$$\frac{u}{u_m} = \exp \left[-80 \left(\frac{r}{x} \right)^2 \right] \quad (36)$$

$$\frac{C_m}{C_0} = 9.7 N_F^{2/3} \left(\frac{x}{D_0} + 2 \right)^{-5/3} \quad (37)$$

$$\frac{C}{C_m} = \exp \left[-0.80 \left(\frac{x}{D_0} \right)^2 \right] \quad (38)$$

En el caso de las aguas negras, la densidad de estas corresponde a la de agua dulce. Todo el análisis anterior corresponde a un chorro descargando en forma vertical, sin momentum inicial y que, la fuente es puntual, es decir, en el punto de salida de la tubería.

Mezclado de un chorro que descarga horizontalmente dentro de un fluido con más densidad

El caso de que el momentum inicial y la fuerza de flotación son normales, ha sido estudiado por Rawn, Bowerman y Brooks, para el caso de una descarga de agua dulce en agua salada. En la figura 14 se muestran las características de este sistema. En este caso

$$N_F = \frac{Q}{\pi/4 D_0^2 \sqrt{g D_0 (\rho_s - \rho_0) / \rho_0}} = \frac{Q}{\pi/4 D_0^2 \sqrt{g D_0 (\rho_s - \rho_0) / \rho_0}}$$

$$N_F = \frac{Q}{\pi/4 D_0^2 \sqrt{g D_0 (\rho_s - \rho_0) / \rho_0}}$$

donde

ρ_s = densidad del agua receptora
 ρ_0 = densidad del efluente

En la figura 15 se muestran los resultados de Rawn y de ella se pueden obtener los grados de dilución en la superficie.

Emisores Submarinos

Utilizando la teoría anterior, se indicará a continuación el caso específico de los emisores submarinos, los cuales son tuberías suficientemente largas,

$$\exp \left[-0.80 \left(\frac{x}{D_0} \right)^2 \right] = \frac{C}{C_m}$$

con una sección difusora en su extremo para diluir el efluente.

Dilución Inicial

Cuando un desecho se descarga por un difusor simple o múltiple, la velocidad de salida del chorro creará un mezclado turbulento con el agua que le rodea.

Para el cálculo de esta dilución inicial utilizamos la gráfica de la fig.15, con las siguientes consideraciones:

$$\rho_{\text{mar}} = 1,010 \text{ a } 1,030$$

$$\rho_{\text{efluente}} = 0,990 \text{ a } 1,000$$

En el caso de existir corrientes moderadas, la dilución inicial puede estimarse:

$$D_1 = \frac{V_x b d}{Q} \quad (40)$$

donde

V_x = velocidad de la corriente

b = ancho efectivo del sistema difusor

d = profundidad promedio del campo de drenaje

Q = gasto del efluente

Dispersión

Después de la dilución inicial, se forma una mezcla relativamente uniforme arriba de la sección difusora. El campo de drenaje se empieza a mover en respuesta a la corriente existente, y así empieza la dilución por dispersión.

Brooks desarrolló las ecuaciones que describen el fenómeno.

$$D_2 = \frac{C_0}{C_c} \quad (41)$$

$$D_2 = \frac{1}{\operatorname{erf} \sqrt{\frac{3/2}{\left[1 + \frac{2}{3} \beta \left(\frac{x}{b}\right)\right]^3 - 1}}} \quad (42)$$

La figura 16 nos permite conocer este valor de D_2 , y la nomenclatura es:

D_2 = dilución debida a la difusión vorticosa después de la dilución inicial.

C_t = máxima concentración del efluente en el tiempo "t"

C_0 = concentración del efluente después de la dilución inicial.

$$\beta = \frac{12E}{V_x b}$$

E = coeficiente de difusión vorticosa = $0.001 b^{4/3}$

V_x = velocidad de la corriente (pies/seg)

x = distancia a lo largo del eje ft.

b = longitud efectiva del sistema difusor, ft.

Tiempo de decaimiento

Un tercer factor en la dilución de efluentes es el decaimiento de éste. En el caso del decaimiento de bacterias, se incluye mortalidad, floculación y sedimentación. Es decir:

$$C_t = C_0 e^{-kt} \quad (43)$$

donde

C_t = concentración bacteriana en el tiempo "t"

C_0 = concentración bacteriana después de la dilución inicial

k = constante decaimiento bacteriana

t = tiempo

Se ha investigado mucho en relación con la constante k . Se ha podido comprobar que una reducción del 90% en el número de bacterias se puede lograr entre 2 y 6 horas.

La duración depende de la temperatura del agua de mar, salinidad y pH. El tiempo en que se logra reducir un 90% el número de bacterias se le llama T_{90}

y la dilución

$$D_3 = \frac{C_0}{C_t} = \exp \frac{2.3 x}{T_{90} 60 (V_x)} \quad (44)$$

En la figura 17 se encuentra resuelta la expresión (44) y con ella podemos determinar esta dilución bacteriana.

La dilución total, tomando en cuenta todos los factores es:

$$D_T = D_1 \cdot D_2 \cdot D_3 \quad (45)$$

NOTE: Various scales have been distorted to give a clearer pictorial representation.

LEGEND:

SWL = Stillwater Level

S_T = Total Setup at Shore

S = Setup

d = depth below SWL

D = Total depth

τ_{sx}, τ_{sy} = x,y components of wind stress

V = y-component of water transport per unit width (of x)

W = Wind Speed

W_x, W_y = x,y components of wind speed

τ_{by} = y-component of bottom stress

f = coriolis parameter

ρ = density of water

g = gravity

t = time

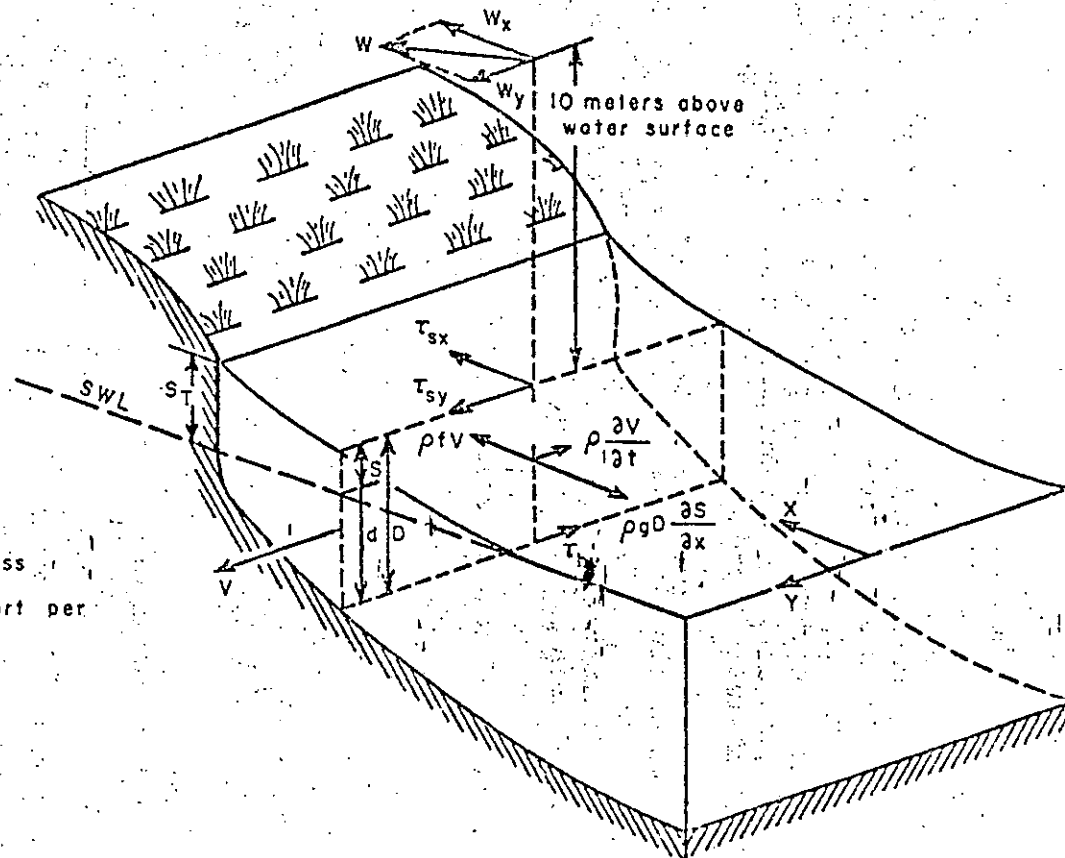


FIGURA 1

ESQUEMA DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN EN LA MAREA DE TORMENTA

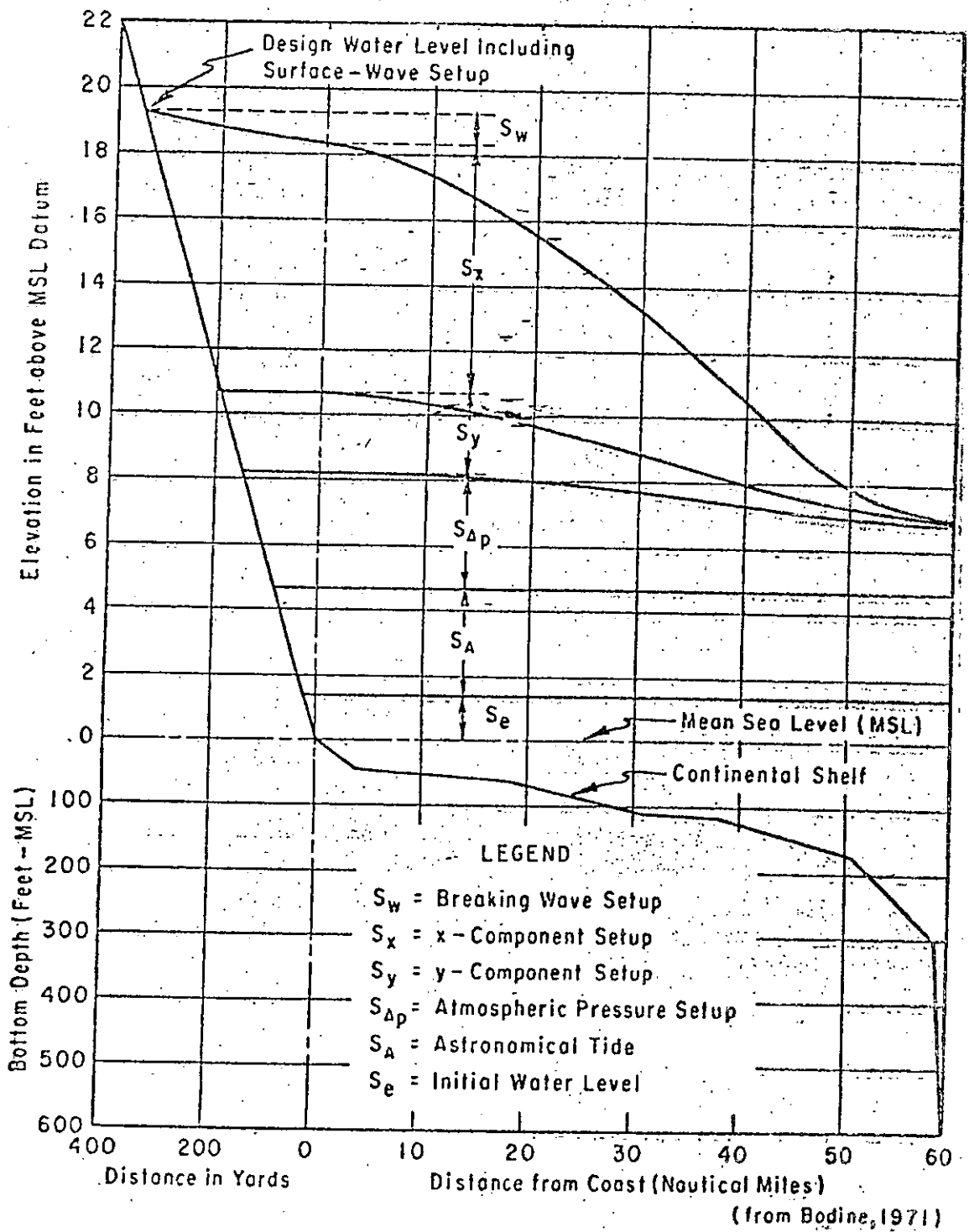


FIGURA 2

DIFERENTES COMPONENTES DE LA MAREA DE TORMENTA.

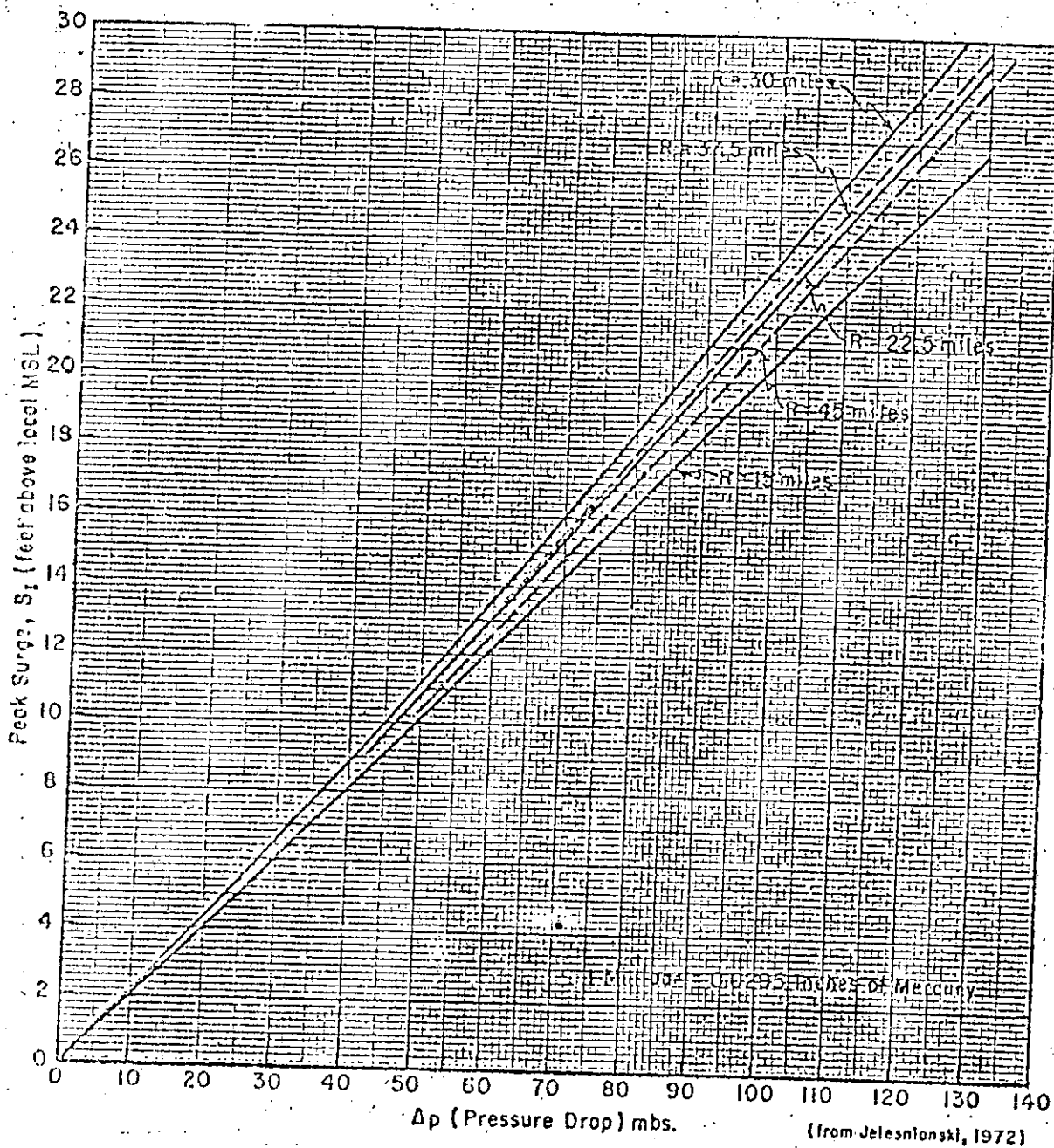
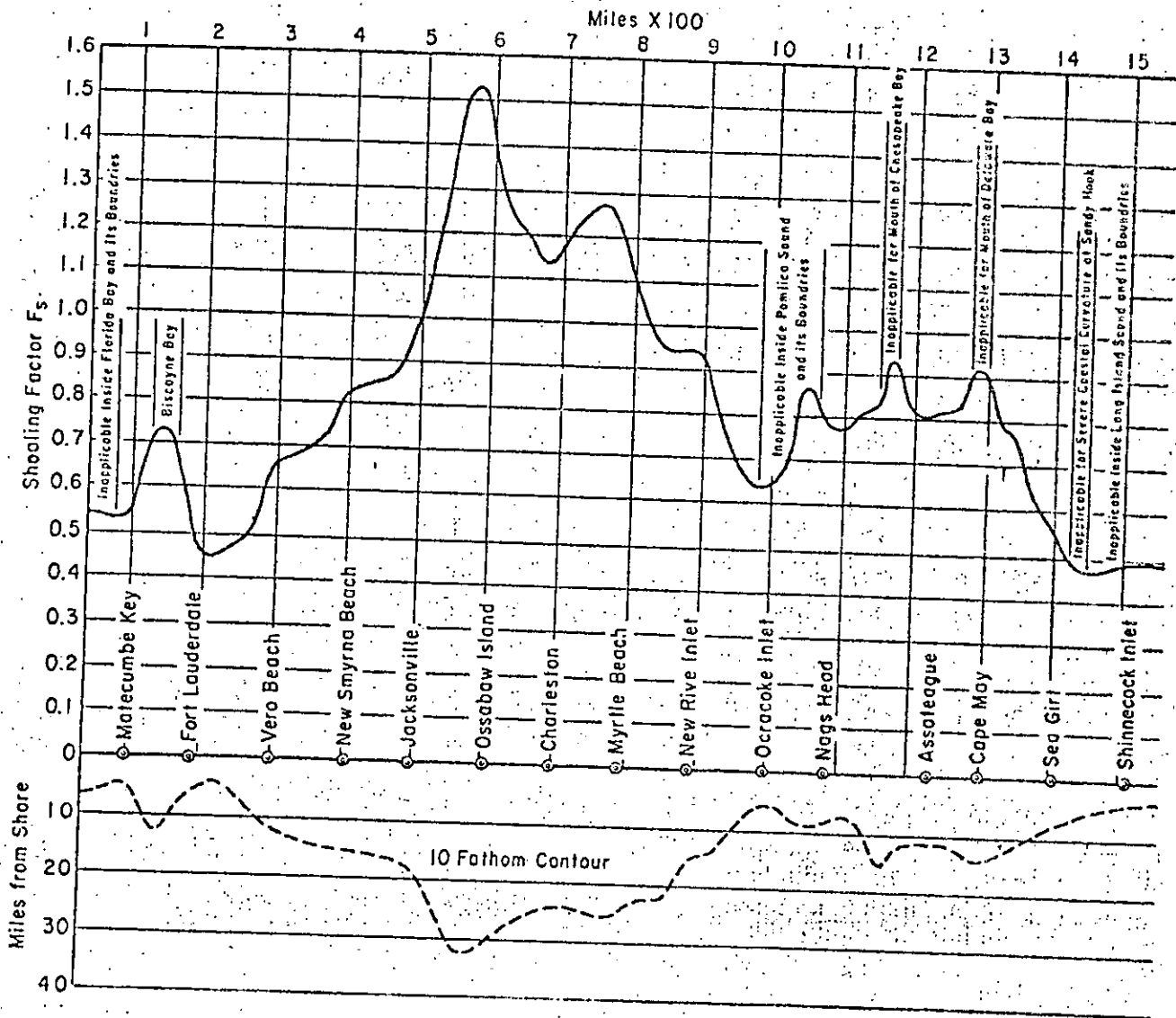
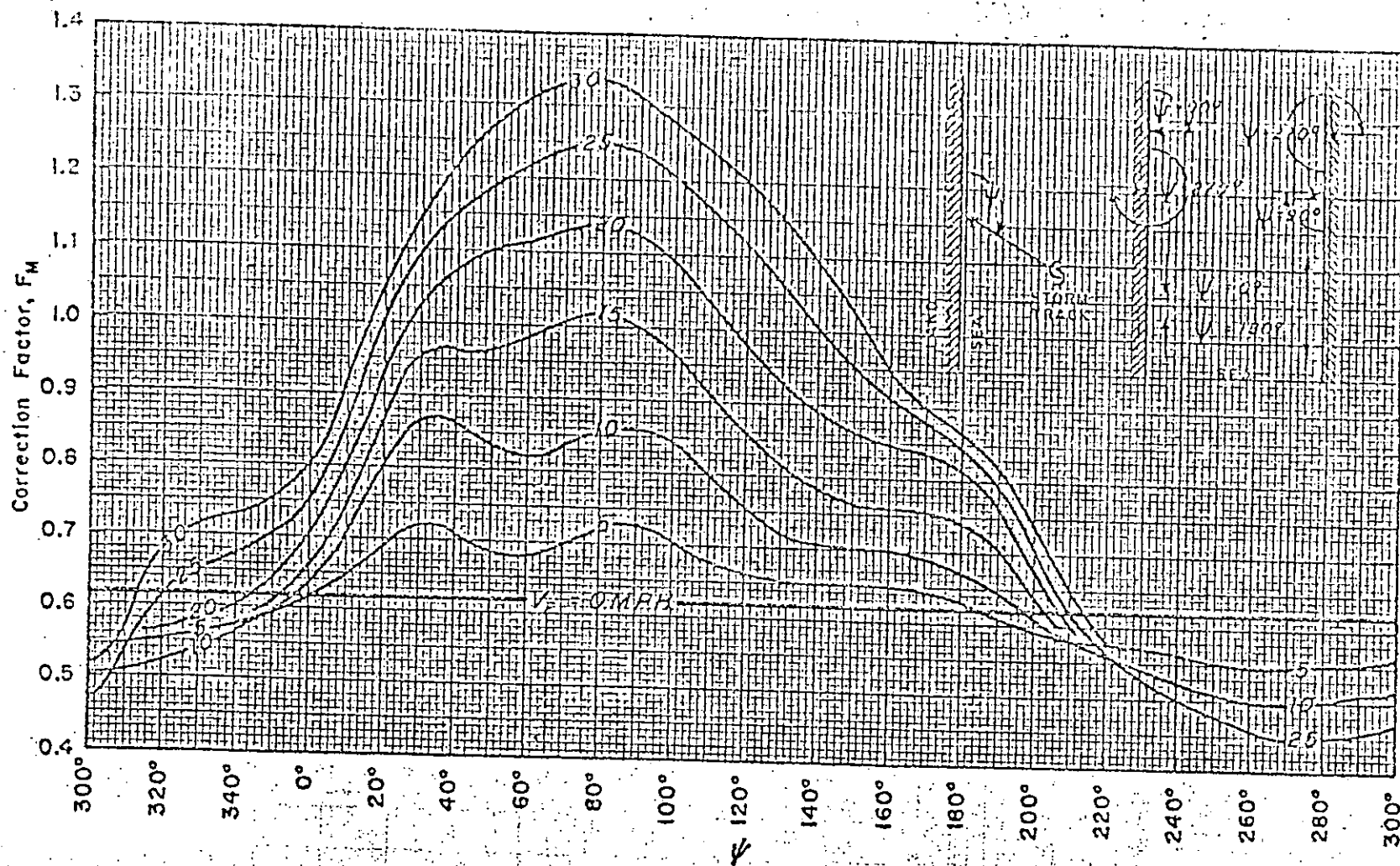


FIGURA 3
ESTIMACION PRELIMINAR DE LA MAREA DE TORMENTA



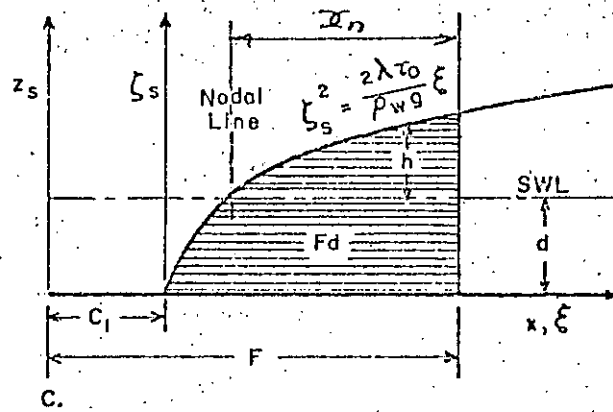
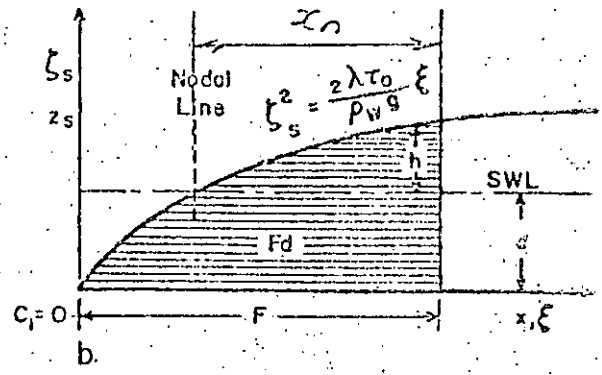
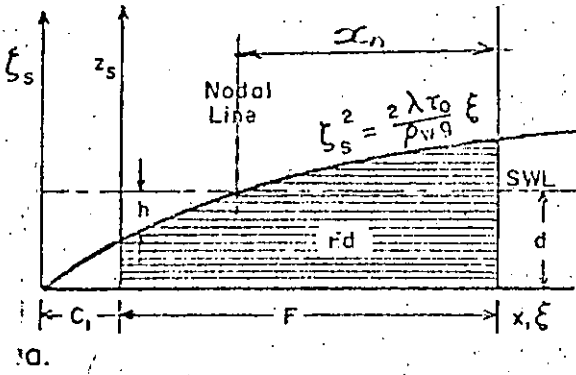
(Jeleznianski, 1972)

FIGURA 4
 FACTOR F_s QUE TOMA EN CUENTA LOS EFECTOS BATIMETRICOS



(from Jolesnanski, 1972)

FIGURA 5
 FACTOR F_M QUE TOMA EN CUENTA LOS EFECTOS DE LA VELOCIDAD DE LA TORMENTA



$\lambda = 1 + \frac{T_b}{T_0}$
 $T_b = \text{esf. corte fondo}$
 $T_0 = \text{esf. corte sup. eq.}$
 $\lambda \begin{cases} 0.7 \\ 2.0 \end{cases} \text{ fondo liso}$
 $\lambda \begin{cases} 1.0 \\ 1.8 \end{cases} \text{ fondo rugoso}$

TABLA NO. 1

FIGURA 6

PARAMETER RELATIONS FOR WIND SETUP IN RECTANGULAR CHANNEL OF CONSTANT DEPTH FOR NONEXPOSED BOTTOM (from Bretschneider, 1958)

$\frac{kU_0^2 F}{gd^2}$	$\frac{x_n}{F}$	Values of h/d corresponding to x/F and $kU_0^2 F/gd^2$										
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.201	0.492	-0.104	-0.082	-0.060	-0.039	-0.018	0.002	0.021	0.041	0.060	0.079	0.097
0.209	0.492	-0.109	-0.086	-0.063	-0.041	-0.019	0.002	0.022	0.043	0.063	0.082	0.101
0.218	0.491	-0.114	-0.089	-0.066	-0.043	-0.020	0.002	0.024	0.045	0.065	0.086	0.106
0.228	0.491	-0.119	-0.094	-0.069	-0.045	-0.021	0.002	0.025	0.047	0.068	0.089	0.110
0.239	0.490	-0.125	-0.098	-0.072	-0.047	-0.022	0.002	0.026	0.049	0.072	0.094	0.115
0.251	0.489	-0.132	-0.103	-0.076	-0.049	-0.023	0.003	0.027	0.052	0.075	0.098	0.121
0.265	0.488	-0.139	-0.109	-0.080	-0.051	-0.024	0.003	0.029	0.054	0.079	0.104	0.127
0.280	0.488	-0.147	-0.115	-0.084	-0.054	-0.025	0.003	0.031	0.058	0.084	0.109	0.134
0.296	0.488	-0.157	-0.122	-0.089	-0.057	-0.026	0.004	0.033	0.061	0.089	0.116	0.142
0.315	0.487	-0.167	-0.130	-0.095	-0.061	-0.028	0.004	0.035	0.065	0.094	0.123	0.150
0.337	0.486	-0.180	-0.140	-0.101	-0.065	-0.029	0.005	0.038	0.070	0.101	0.131	0.160
0.361	0.485	-0.194	-0.150	-0.109	-0.069	-0.031	0.006	0.041	0.075	0.108	0.140	0.171
0.390	0.484	-0.211	-0.163	-0.117	-0.074	-0.033	0.006	0.044	0.081	0.117	0.151	0.184
0.423	0.482	-0.230	-0.177	-0.127	-0.080	-0.035	0.008	0.049	0.088	0.126	0.163	0.199
0.463	0.480	-0.255	-0.195	-0.140	-0.087	-0.038	0.009	0.054	0.097	0.138	0.178	0.217
0.511	0.478	-0.286	-0.217	-0.154	-0.096	-0.041	0.011	0.060	0.108	0.153	0.196	0.238
0.571	0.476	-0.324	-0.244	-0.172	-0.105	-0.044	0.014	0.069	0.121	0.171	0.219	0.265
0.648	0.472	-0.377	-0.280	-0.195	-0.118	-0.048	0.018	0.080	0.138	0.194	0.247	0.293
0.750	0.467	-0.452	-0.329	-0.226	-0.134	-0.052	0.024	0.095	0.162	0.224	0.284	0.341
0.894	0.464	-0.537	-0.409	-0.274	-0.160	-0.059	0.032	0.115	0.192	0.265	0.334	0.399
0.939	0.458	-0.614	-0.421	-0.278	-0.159	-0.055	0.039	0.125	0.205	0.280	0.350	0.418
0.971	0.455	-0.659	-0.443	-0.290	-0.164	-0.055	0.043	0.132	0.215	0.292	0.365	0.434
1.015	0.452	-0.715	-0.467	-0.302	-0.169	-0.055	0.047	0.140	0.226	0.306	0.382	0.453
1.066	0.440	-0.794	-0.494	-0.315	-0.174	-0.054	0.053	0.150	0.239	0.322	0.401	0.475
1.125	0.444	-1.000	-0.526	-0.329	-0.178	-0.051	0.061	0.162	0.255	0.342	0.423	0.500

TABLE 2. PARAMETER RELATIONS FOR WIND SETUP IN RECTANGULAR CHANNEL OF CONSTANT DEPTH FOR EXPOSED BOTTOM
(from Bretschneider, 1958)

$\frac{kU_0^2 F}{Lg^2}$	$\frac{x_1}{F}$	$\frac{x_2}{F}$	Values of h/d corresponding to x/F and $kU_0^2 F/gd^2$										
			x/F	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
1.125	0	0.444	-1.0	-0.526	-0.329	-0.178	-0.051	0.061	0.162	0.255	0.342	0.423	0.500
1.20	0.021	0.438	-1.0	-0.565	-0.345	-0.182	-0.047	0.072	0.179	0.276	0.367	0.452	0.533
1.40	0.070	0.423	-1.0	-0.712	-0.397	-0.198	-0.039	0.097	0.218	0.328	0.429	0.524	0.613
1.60	0.112	0.423	-1.0	-1.000	-0.466	-0.222	-0.038	0.116	0.251	0.373	0.485	0.589	0.687
1.80	0.145	0.423	-1.0	-1.0	-0.556	-0.253	-0.042	0.130	0.280	0.413	0.536	0.649	0.754
2.00	0.175	0.425	-1.0	-1.0	-0.681	-0.292	-0.050	0.141	0.305	0.450	0.582	0.704	0.817
2.20	0.200	0.428	-1.0	-1.0	-1.00	-0.338	-0.063	0.148	0.326	0.483	0.624	0.755	0.876
2.40	0.223	0.432	-1.0	-1.0	-1.0	-0.393	-0.075	0.153	0.345	0.513	0.664	0.802	0.931
2.60	0.244	0.436	-1.0	-1.0	-1.0	-0.459	-0.099	0.155	0.361	0.540	0.701	0.847	0.983
2.80	0.262	0.441	-1.0	-1.0	-1.0	-0.539	-0.121	0.155	0.376	0.566	0.736	0.890	1.033
3.00	0.279	0.446	-1.0	-1.0	-1.0	-0.643	-0.147	0.152	0.388	0.590	0.768	0.931	1.030
4.00	0.294	0.450	-1.0	-1.0	-1.0	-0.806	-0.177	0.148	0.399	0.612	0.799	0.969	1.126
5.00	0.308	0.455	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.210	0.142	0.408	0.632	0.829	1.006	1.169
6.00	0.321	0.460	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.248	0.134	0.416	0.651	0.856	1.041	1.210
8.00	0.333	0.465	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.289	0.125	0.423	0.669	0.883	1.075	1.251
10.00	0.345	0.470	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.336	0.114	0.429	0.686	0.908	1.108	1.290
15.00	0.355	0.475	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.388	0.102	0.433	0.701	0.933	1.139	1.327
20.00	0.375	0.483	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.517	0.074	0.440	0.730	0.978	1.299	1.377
30.00	0.392	0.492	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.712	0.041	0.443	0.756	1.021	1.255	1.486
40.00	0.407	0.505	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.0011	0.433	0.778	1.060	1.307	1.520
60.00	0.428	0.511	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.068	0.438	0.808	1.114	1.381	1.621
80.00	0.456	0.528	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.218	0.418	0.847	1.194	1.492	1.759
100.00	0.480	0.542	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-0.433	0.386	0.877	1.263	1.593	1.885
200.00	0.500	0.555	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	0.342	0.897	1.323	1.683	2.000

TABLA 3

Table 5.3. MAGNITUDE, ENERGY, AND RUN-UP ELEVATION OF TSUNAMIS IN JAPAN
(after Iida, 1953b)

Tsunami magnitude classification	Tsunami energy		Maximum run-up elevation		
	(m)	ergs	(ft-lb)	(meters)	(ft)
5		25.6×10^{23}	18.9×10^{16}	>32	>105
4.5		12.8	9.4	24-32	79-105
4		6.4	4.7	16-24	52.5-79
3.5		3.2	2.4	12-16	39.2-52.5
3		1.6	1.2	8-12	26.2-39.2
2.5		0.8	0.59	6-8	19.7-26.2
2		0.4	0.29	4-6	13.1-19.7
1.5		0.2	0.15	3-4	9.9-13.1
1		0.1	0.074	2-3	6.6-9.9
0.5		0.05	0.037	1.5-2	4.9-6.6
0		0.025	0.018	1-1.5	3.2-4.9
-0.5		0.0125	0.0092	0.75-1	2.5-3.2
-1		0.006	0.0044	0.50-0.75	1.6-2.5
-1.5		0.003	0.0022	0.30-0.50	1.0-1.6
-2		0.0015	0.0011	<0.30	<1.0

TABLA 4

Table 5.3. TSUNAMI ENERGY
(after Iida, 1958)

	Date	Tsunami	Earthquake energy		Tsunami energy		Tsunami energy Earthquake energy
			(ergs)	(ft-lb)	(ergs)	(ft-lb)	
1.	Mar. 3, 1933	Sanriku	20.0×10^{23}	14.7×10^{16}	17×10^{22}	12.5×10^{15}	0.085
2.	Nov. 3, 1936	Fukushima	2.2	1.6	0.2	0.15	0.0091
3.	May 23, 1938	Fukushima	0.28	0.21	0.04	0.03	0.011
4.	Nov. 5, 1938	Fukushima	2.2	1.6	0.2	0.15	0.0091
5.	Dec. 7, 1944	Tonankai	6.4	4.7	7.9	5.8	0.12
6.	Feb. 10, 1945	Fukushima	0.56	0.41	0.04	0.03	0.007
7.	Dec. 21, 1946	Nankaido	9.0	6.6	8.0	5.9	0.098
8.	Mar. 2, 1952	Tokachi	9.0	6.6	8.0	5.9	0.098
9.	Nov. 4, 1952	Kamchatka	13.0	9.6	15	11	0.11
10.	Nov. 25, 1953	Hoso	1.0	0.7	0.7	0.5	0.07

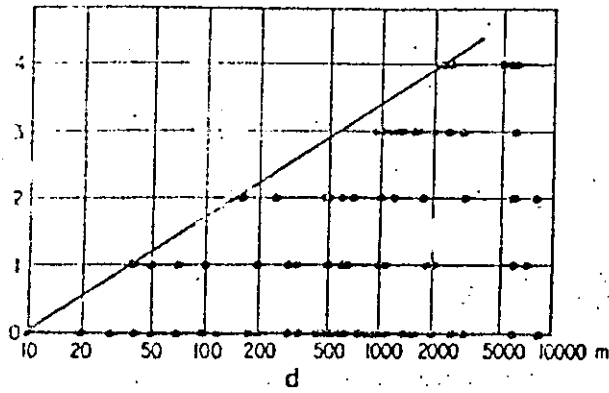


Fig. 5.1. The relationship between tsunami magnitude m and water depth d at the epicenter of earthquake (after Iida, 1961 b)

The transformation of waves generated by an initial surface displacement or impulse has been described in Chapter 4, and certain of these observations apply to tsunamis. For example, the travel time of the initial wave disturbance can be obtained using $C = \sqrt{gd}$. For the April 1, 1946, tsunami it was found that the average wave speeds ranged from 375 to 490 miles per hour, depending upon the ocean depths between the origin and the station. The arrival times were computed to within a few minutes for the stations relatively near the epicenter (1100 statute miles with a travel time of just under 3 hr) and within 30 min for a distant station (8000 miles with a travel time just over 18 hr) (Green, 1946). Travel times to the Hawaiian Islands have been computed for tsunamis originating in several areas, Fig. 5.2. A chart of

Fig. 5.2. Travel times of tsunamis to Honolulu, Hawaii (U.S. Coast and Geodetic Survey) (from Zetler, 1947)

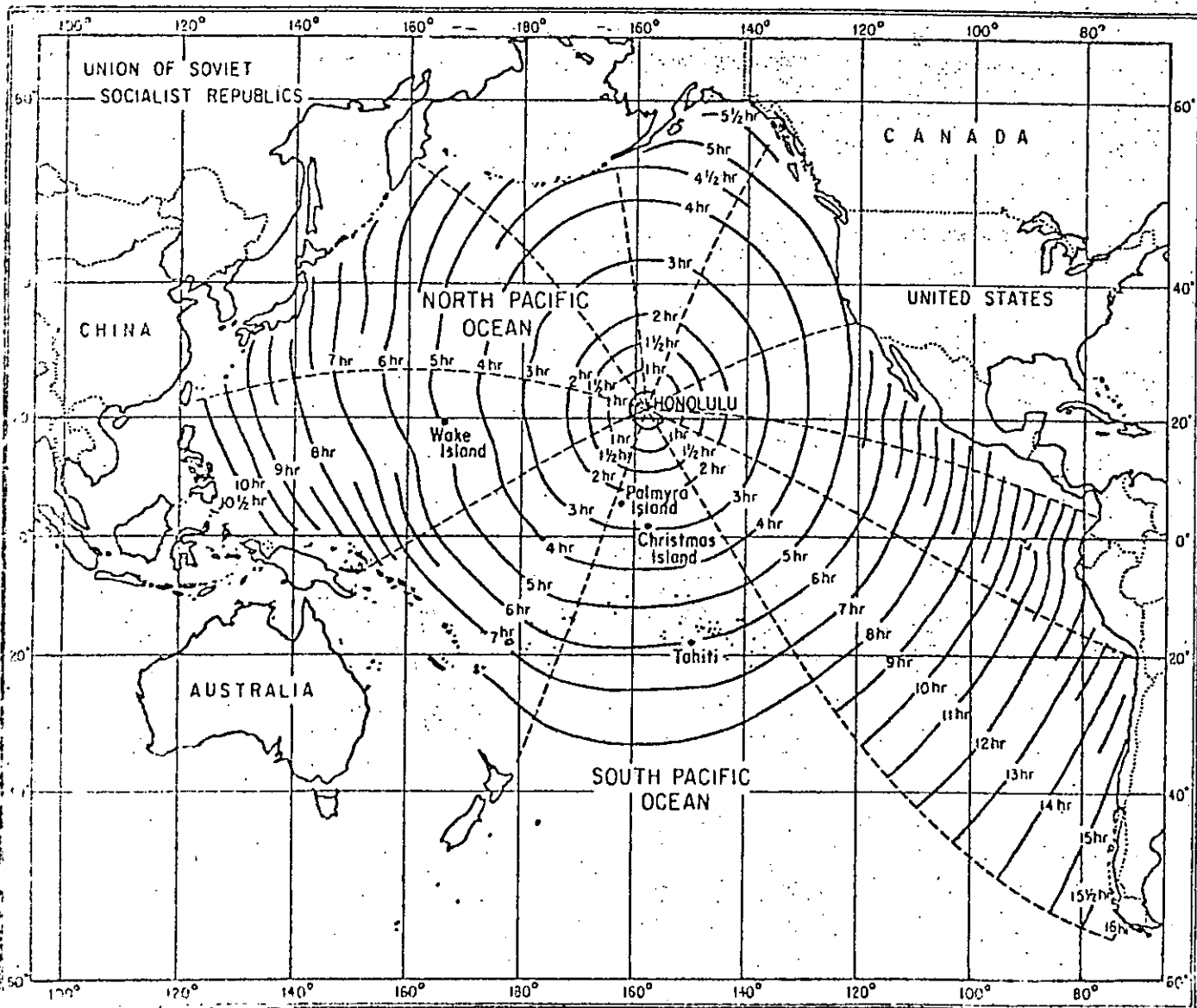


FIGURA 8

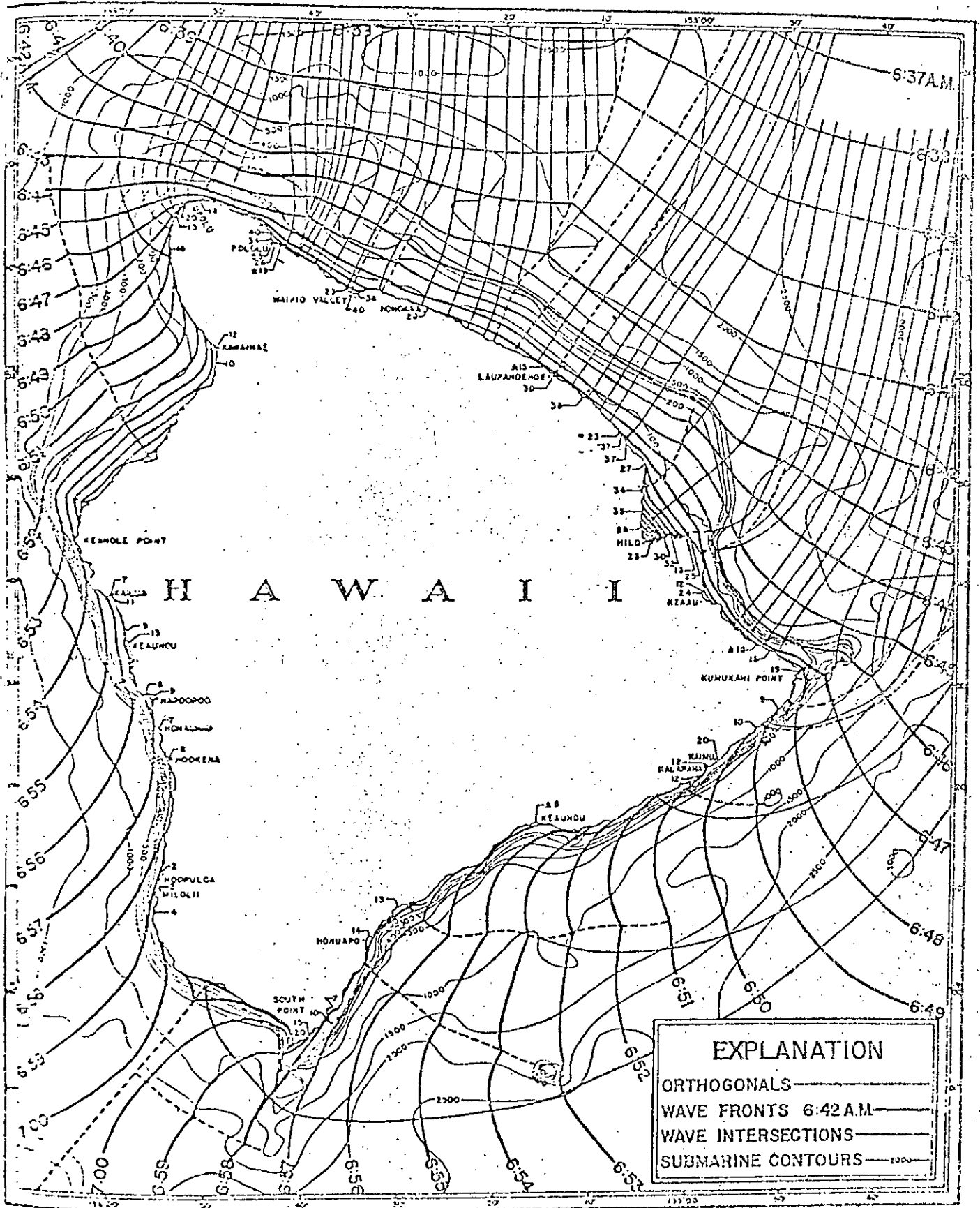
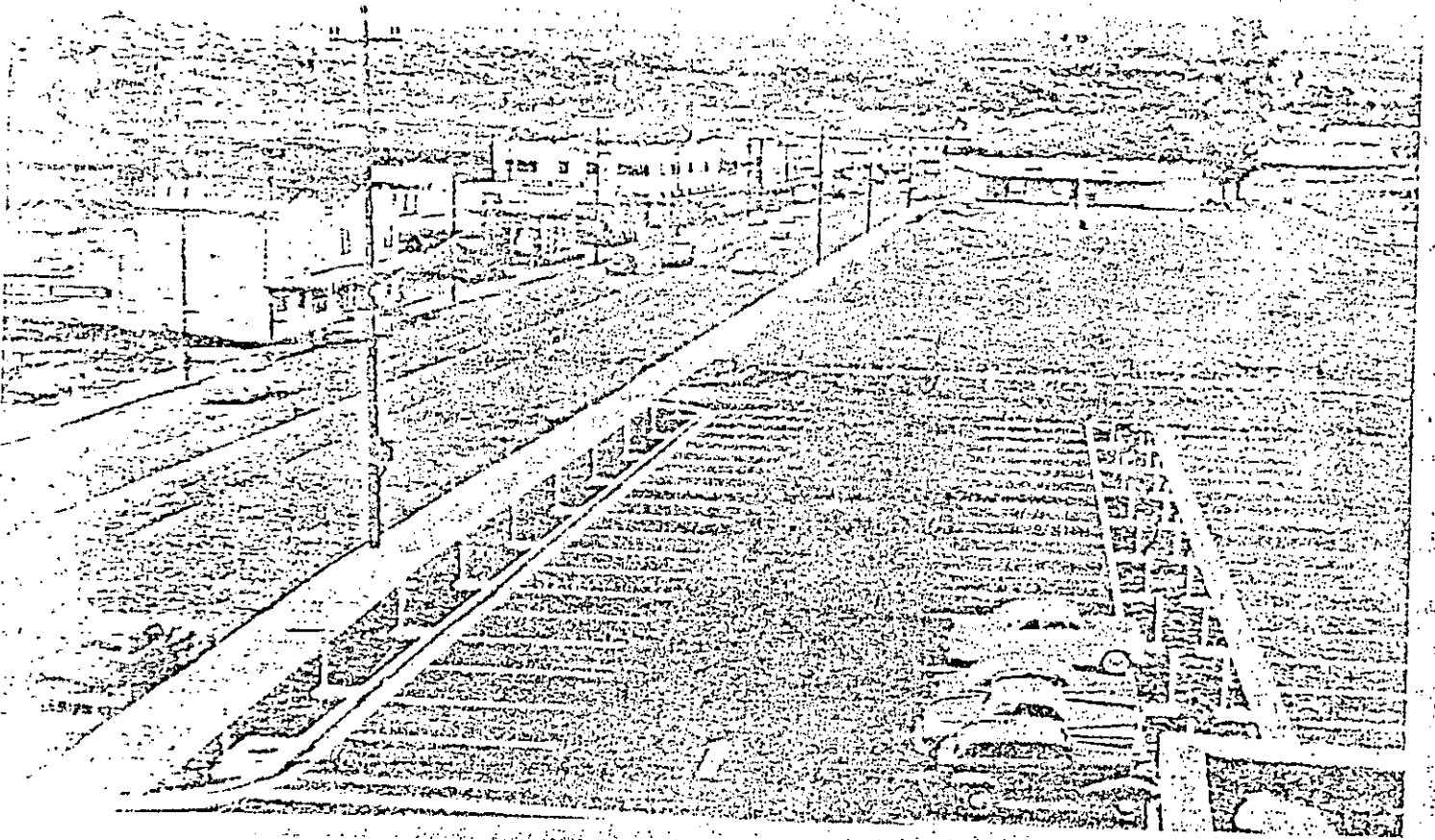


Fig. 5.4. Map of the island of Hawaii, showing heights (in feet above lower low water) reached by the water during the tsunami, wave fronts, orthogonals, and submarine contours (in fathoms). Times refer to computed time of arrival of first wave (from Shepard, MacDonald and Cox, 1950)



(a) Before

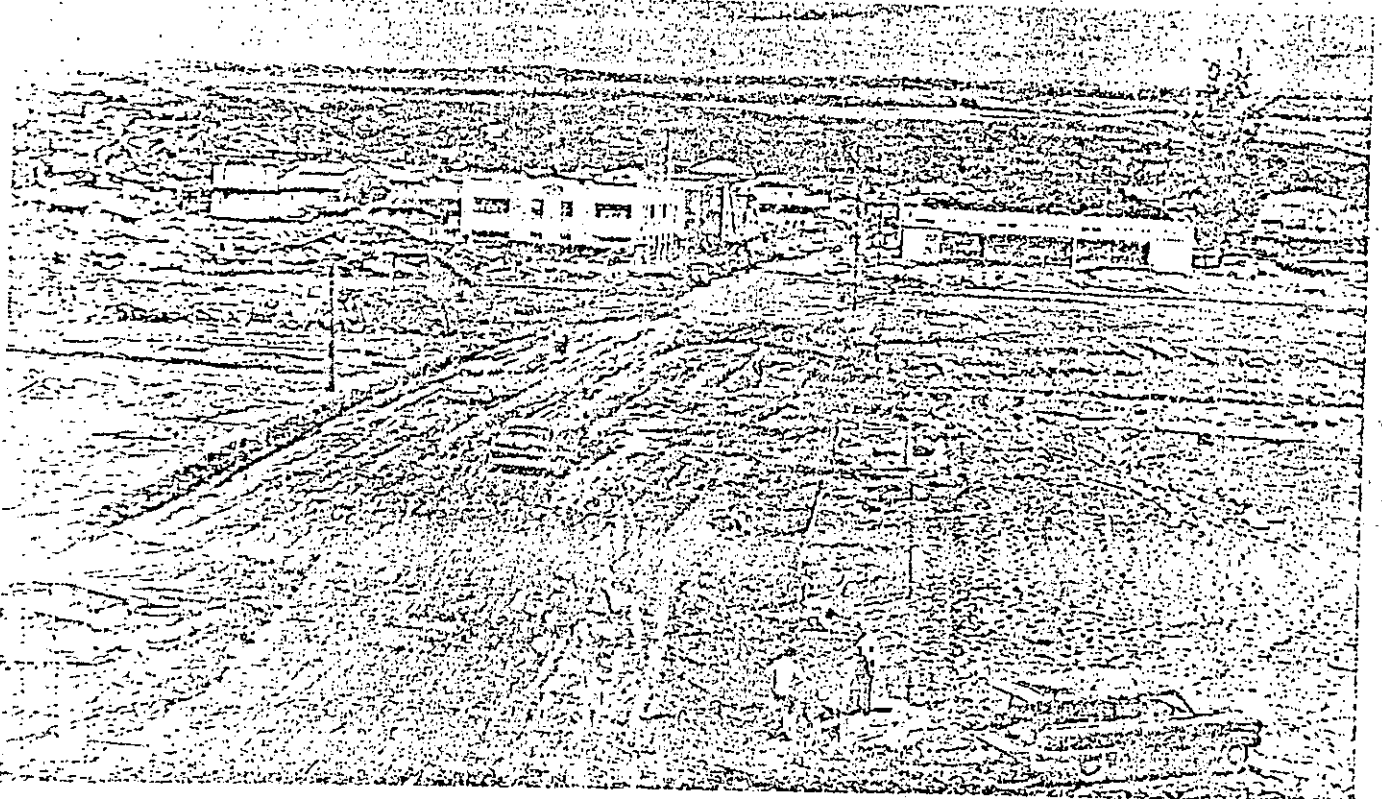


Fig. 5.8. Damage at Hilo, Hawaii due to tsunami of May 23, 1960 (courtesy Larry Kadooka, *Hilo Tribune-Herald*)

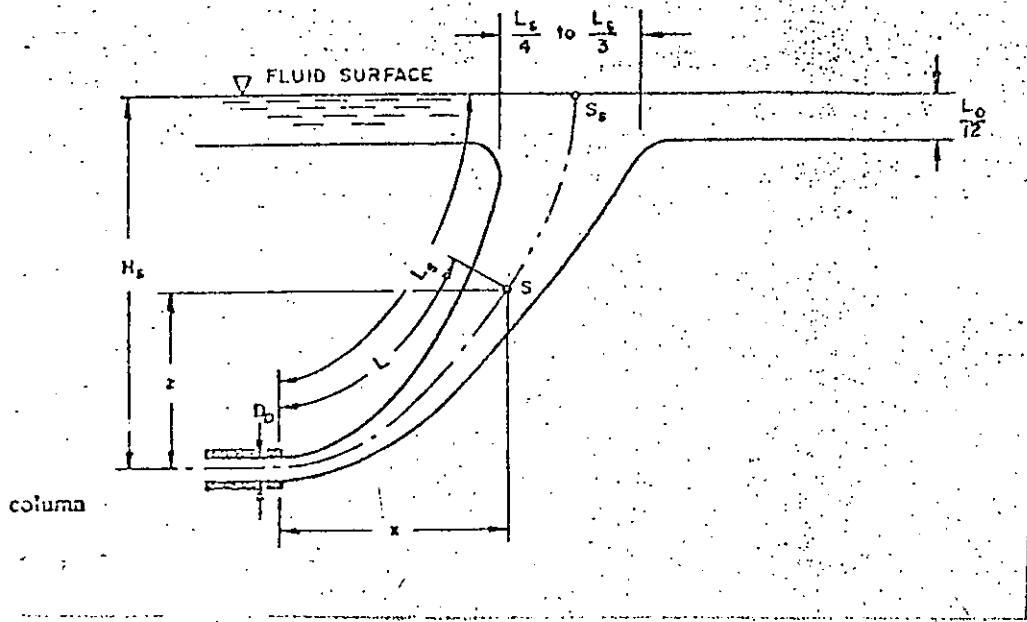
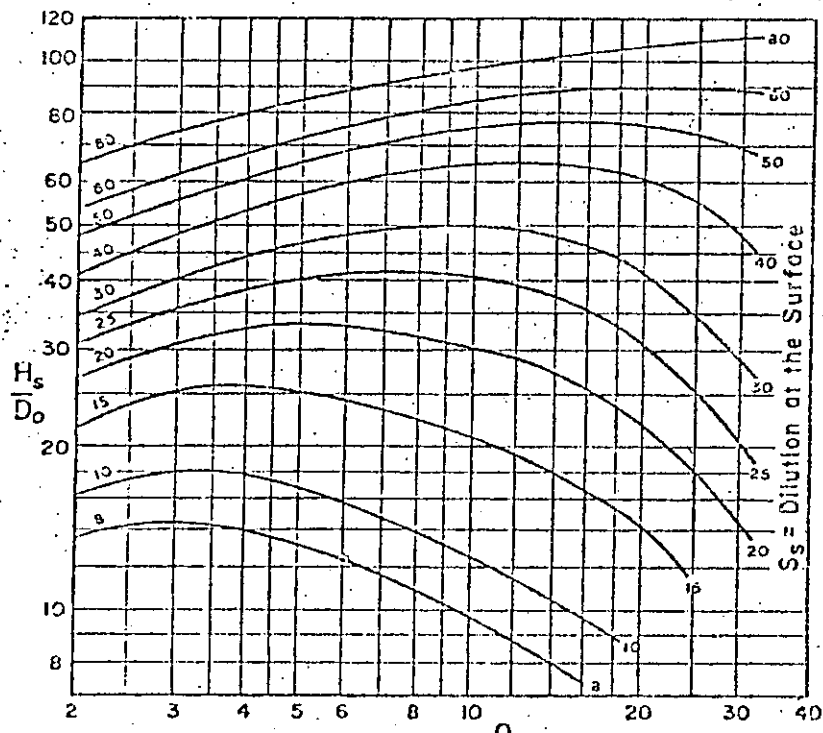


FIGURA 14
ESQUEMA DE UNA COLUMNA ASCENDENTE



$$N_F = \frac{\pi D_0^2 \sqrt{g D_0 (\rho_s - \rho_0)} / \rho_0}{4}$$

$$N_F = \frac{V}{\sqrt{(\Delta P / \rho) g D_0}}$$

FIGURA 15
DILUCION S_s COMO UNA FUNCION DE H_s/D_0 Y N_F PARA UNA DESCARGA HORIZONTAL

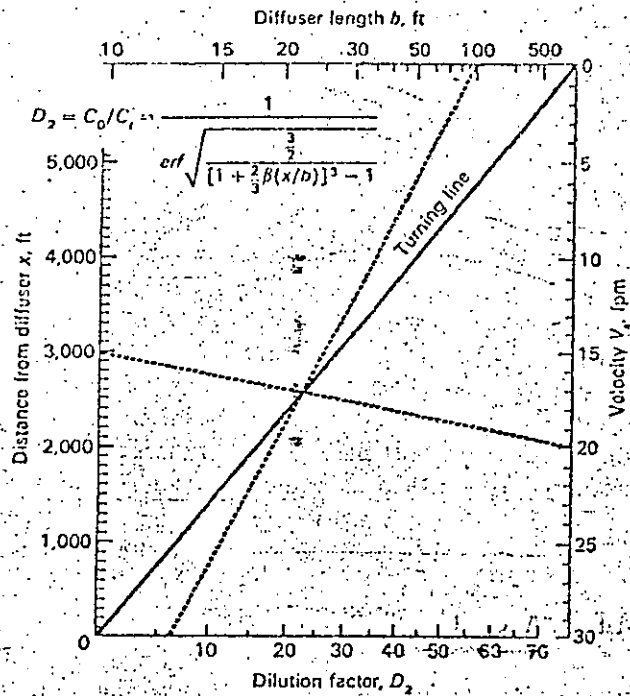


FIGURA 16
NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE D_2

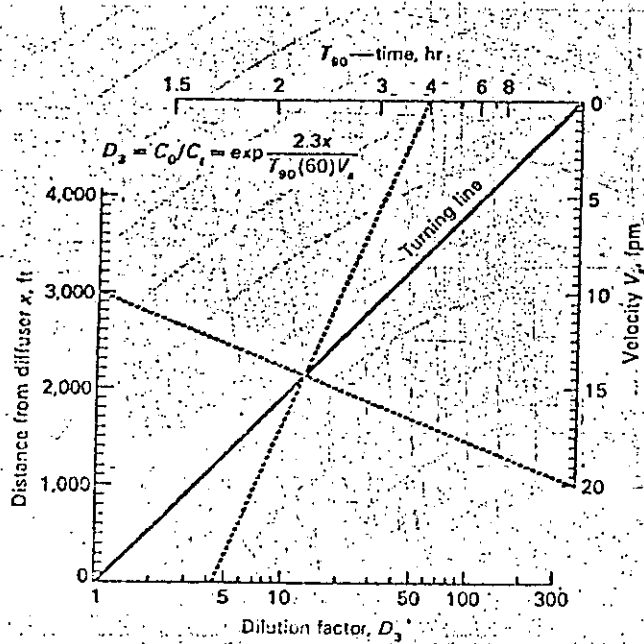


FIGURA 17
NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE D_3

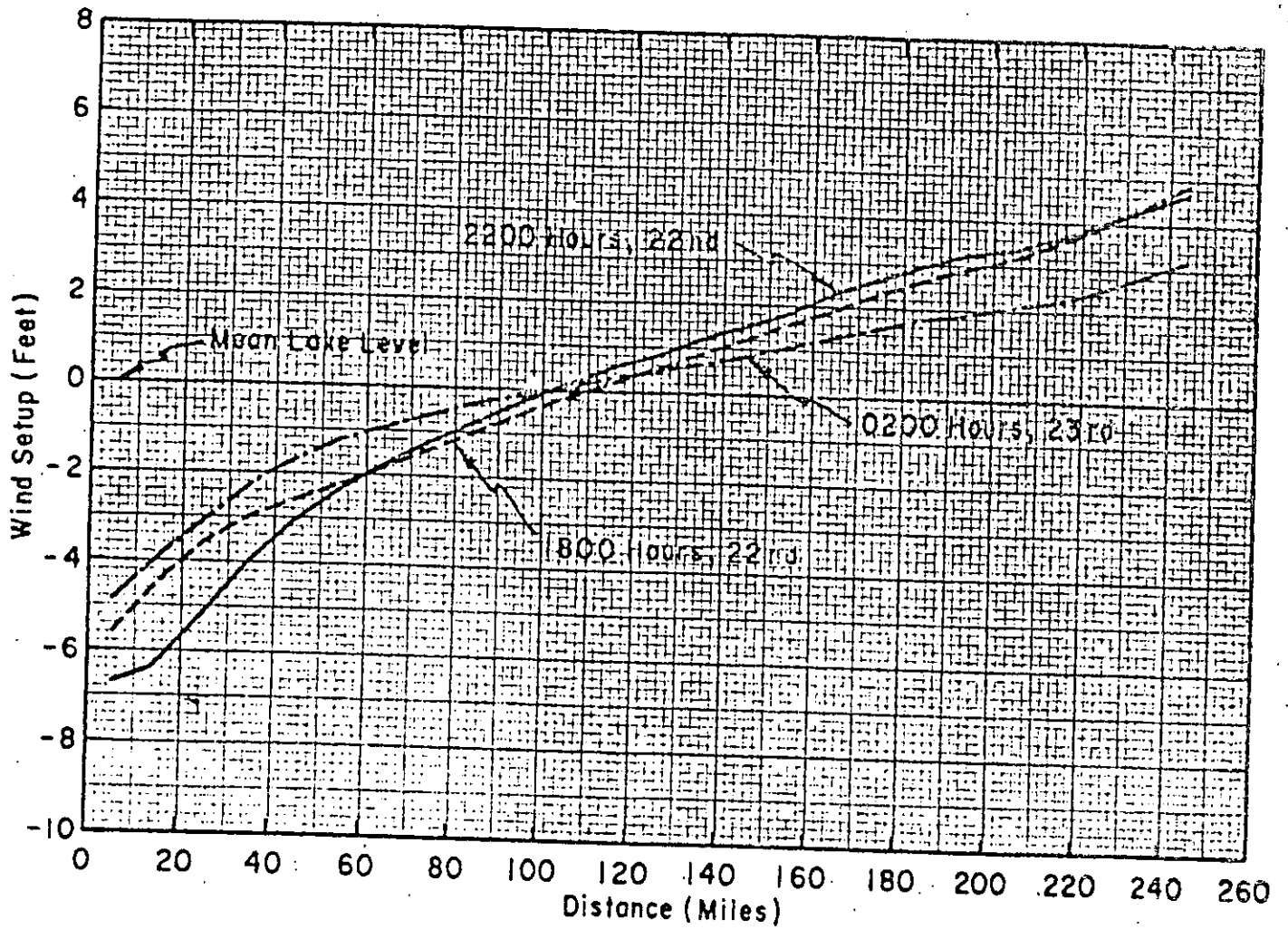


Figure 3-70. Wind Setup Profile for Lake Erie. Storm, March 1955.

Table 3-9. Manual Surge Computations at a Time Level Centered between $t = 31.5$ Hours and $t + \Delta t = 33.0$ Hours

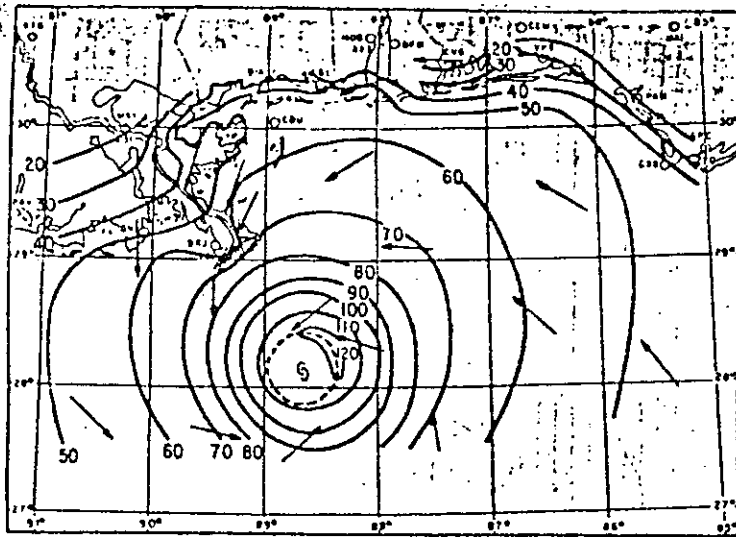
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	Line
Distance Offshore and Δx	Water Depth d, \bar{d}	$\sin \phi$	Initial Water Level S_e	Astro. Tide S_A	Previous Wind Setup $S_x + S_y$	Previous Pressure Setup $S_{\Delta p}$	Previous Flux V^m	Previous Wind Stress B^m	Radial Distances r, \bar{r}	Wind Angle $\theta, \bar{\theta}$	Wind Speed W, \bar{W}	R/\bar{r}	$e^{-R/\bar{r}}$	S_e^{n+1} Eq. 3-85	$\bar{W}^2 \cos \theta$	$\bar{W}^2 \sin \theta$	Wind Stress Coef. k Eq. 3-73	$A^{n+1} = 1.10 \cdot k$ Col 16	$D^{n+1} = 1.10 \cdot k$ Col 17	
(N.M.)	(ft. MLW)		(ft.)	(ft.)	(ft.)	(ft.)	(mi ² /hr.)	(mi/hr.) ²	(N.M.)	(degrees)	(mi/hr.)			(ft.)	(mi/hr.) ²	(mi/hr.) ²		(mi/hr.) ²	(mi/hr.) ²	
77.0	600.0																			
$\Delta x = 7.0$	$\bar{d} = 417.5$	0.500	1.2	0.8	0.343	1.19	0.0870	0.0032	63.4	326.0	77.0									
70.0	235.0	0.500	1.2	0.8	1.374	1.27	0.0801	0.0118	58.0	326.0	78.5	0.241	0.786	0.78	5110	-3447	2.70×10^{-6}	0.0152	-0.0102	A
10.0	197.5	0.500	1.2	0.8	1.374	1.27	0.0801	0.0118	52.6	326.0	80.0	0.291	0.747	0.92	5761	-3886	2.76×10^{-6}	0.0175	-0.0118	B
60.0	160.0	0.500	1.2	0.8	2.571	1.29	0.0519	0.0117	43.5	326.0	86.6	0.353	0.702	1.09	7008	-4727	2.84×10^{-6}	0.0219	-0.0148	C
50.0	90.0	0.500	1.2	0.8	3.812	1.27	0.0327	0.0130	35.7	326.0	97.0	0.430	0.650	1.28	6899	-5840	2.92×10^{-6}	0.0286	-0.0187	D
40.0	52.0	0.500	1.2	0.8	5.256	1.27	0.0188	0.0093	29.3	327.3	109.0	0.611	0.543	1.47	11368	-6247	2.97×10^{-6}	0.0371	-0.0204	E
30.0	40.0	0.500	1.2	0.8	7.642	1.24	0.0178	0.0112	25.0	334.5	118.8	0.848	0.428	1.56	14240	-3313	3.00×10^{-6}	0.0470	-0.0109	F
20.0	36.0	0.500	1.2	0.8	9.140	1.16	0.0185	0.0133	25.0	2.0	125.5	0.642	0.526	1.51	15935	+275	3.01×10^{-6}	0.0528	+0.0009	G
15.0	35.0	0.500	1.2	0.8	10.926	1.09	0.0140	0.0137	27.0	0.0	127.0	0.507	0.602	1.44	15882	1378	3.00×10^{-6}	0.0524	+0.0045	H
10.0	13.0	0.500	1.2	0.8	13.146	1.01	0.0096	0.0160	28.3	10.0	126.0	0.479	0.619	1.38	14810	3924	2.99×10^{-6}	0.0487	0.0129	I
5.0	12.0	0.500	1.2	0.8	13.978	0.99	0.0089	0.0180	30.2	25.0	122.0	0.449	0.638	1.31	13125	6086	2.97×10^{-6}	0.0470	0.0199	J
3.0	9.0	0.500	1.2	0.8	14.337	0.96	0.0087	0.0210	32.3	30.0	119.0	0.425	0.654	1.26	10620	8783	2.96×10^{-6}	0.0346	0.0286	K
2.0	9.0	0.500	1.2	0.8	14.601	0.94	0.0073	0.0239	33.6	50.0	117.0	0.410	0.664	1.22	6641	11403	2.95×10^{-6}	0.0215	0.0370	L
1.0	3.0	0.500	1.2	0.8	14.672	0.92	0.0061	0.0237	34.6	70.0	114.5	0.399	0.671	1.19	2242	12376	2.93×10^{-6}	0.0072	0.0399	M
0.0	0.0								35.7	90.0	111.5									

NOTE: Columns 6 through 9 are values evaluated at previous time level.
Columns 10, 11 and 12 are values taken from curves given in Figure 3-54.

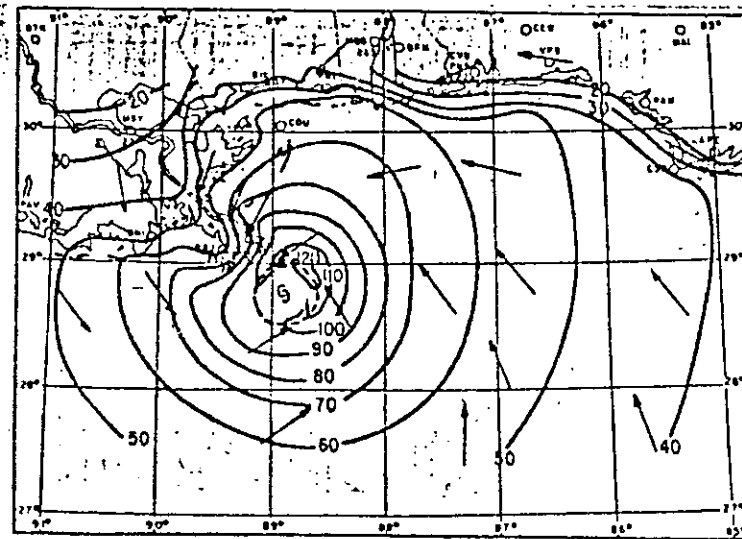
- * Wind reduced by a factor of 0.945 due to interference with land mass.
- † Wind reduced by a factor of 0.890 due to interference with land mass.

STORM CHARACTERISTICS AND OTHER BASIC INFORMATION

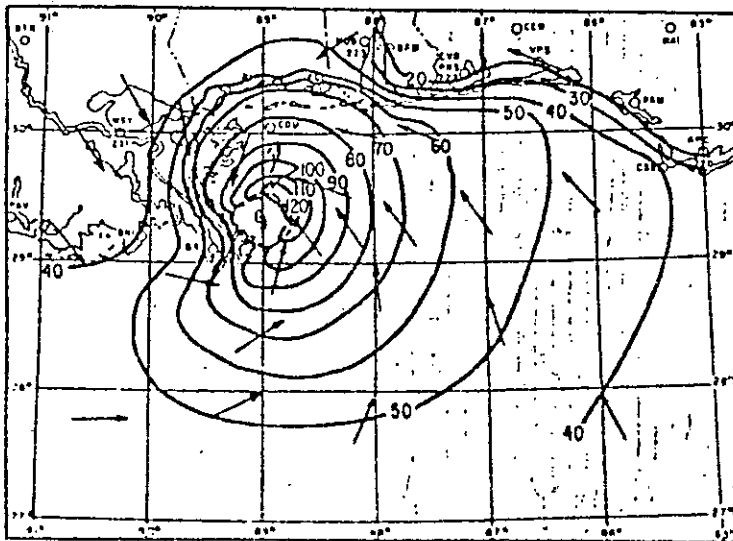
- $P_o = 26.73$ inches of mercury
- $P_n = 29.92$ inches of mercury
- $\Delta p = (P_n - P_o) = 3.19$ inches of mercury
- $V_F = 13.0$ knots
- $R = 14.0$ nautical miles
- $\phi = 30^\circ + \sin \phi = 0.500$ (assumed constant in this case)
- $K = 0.003$
- Wind stress correction factor = 1.10



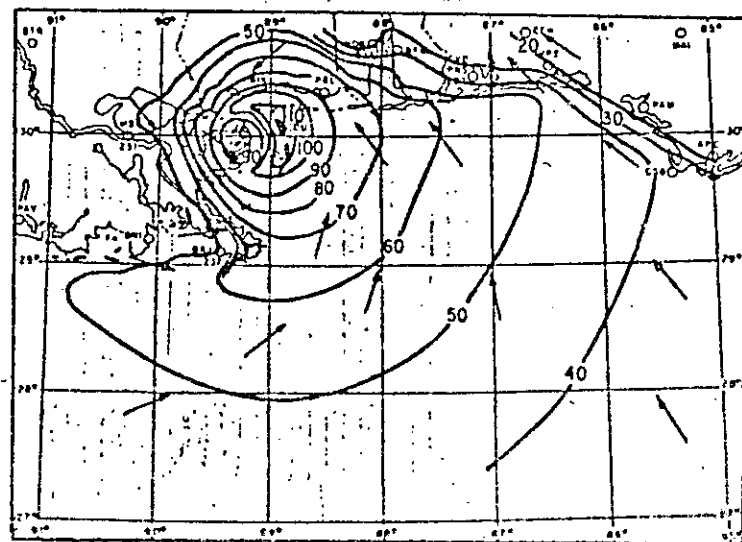
D 1800 GMT - 17 Aug 69



E 2100 GMT - 17 Aug 69



F 0000 GMT - 18 Aug 69



G 0300 GMT - 18 Aug 69

Figure 3-54. 30-Foot Surface Isevols (knots), Hurricane Camille.-- Continued

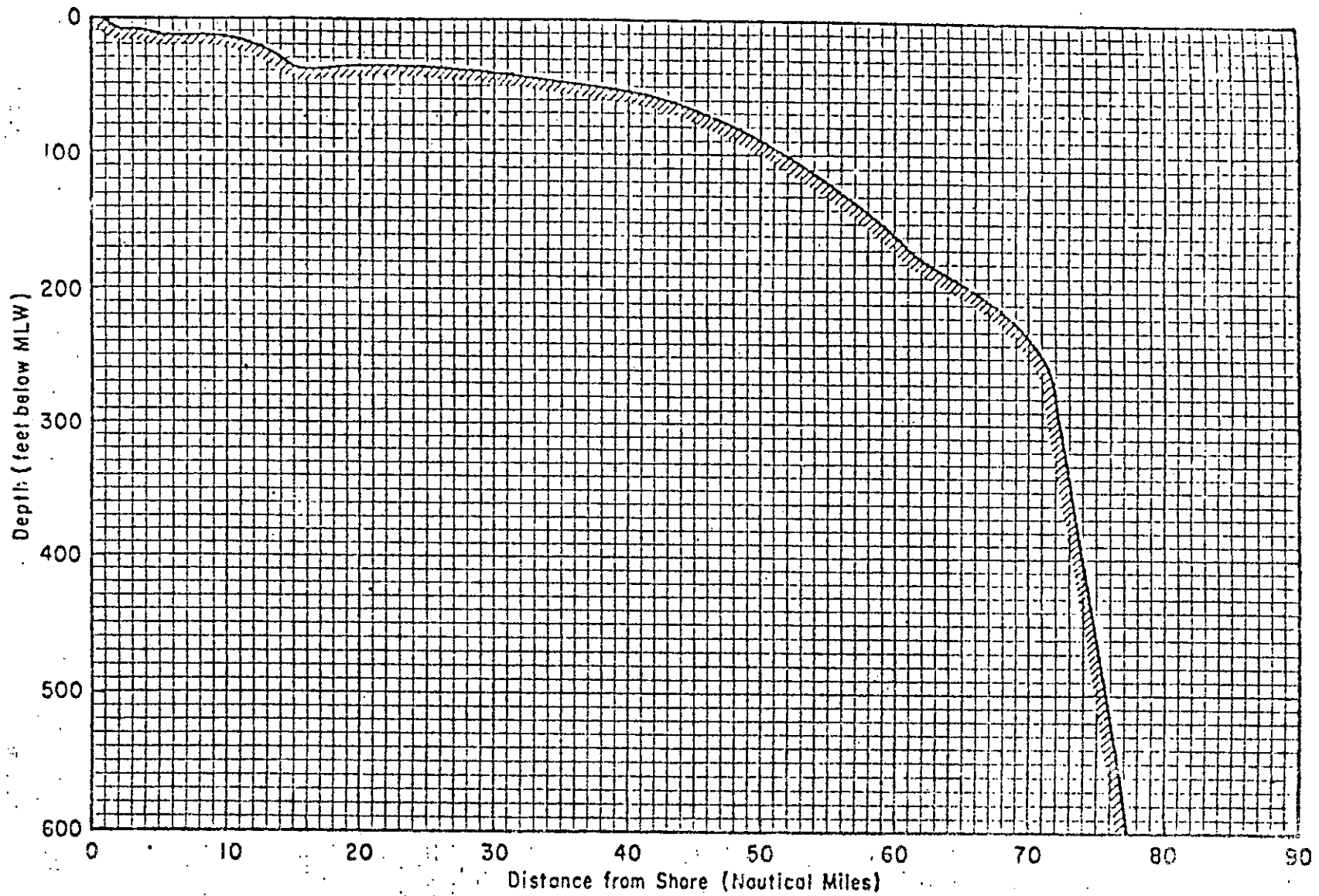


Figure 3-55. Seabed Profile Used for Hurricane Camille (August 1969).

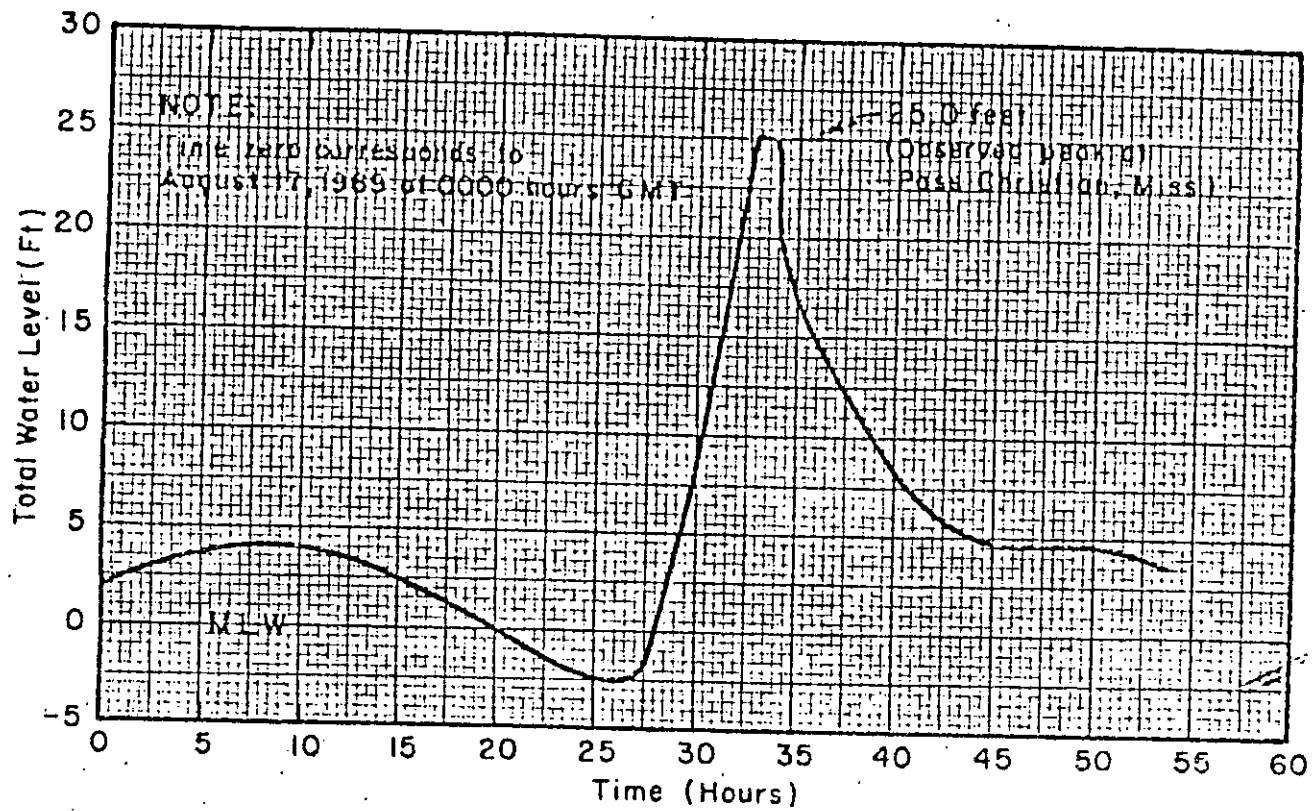
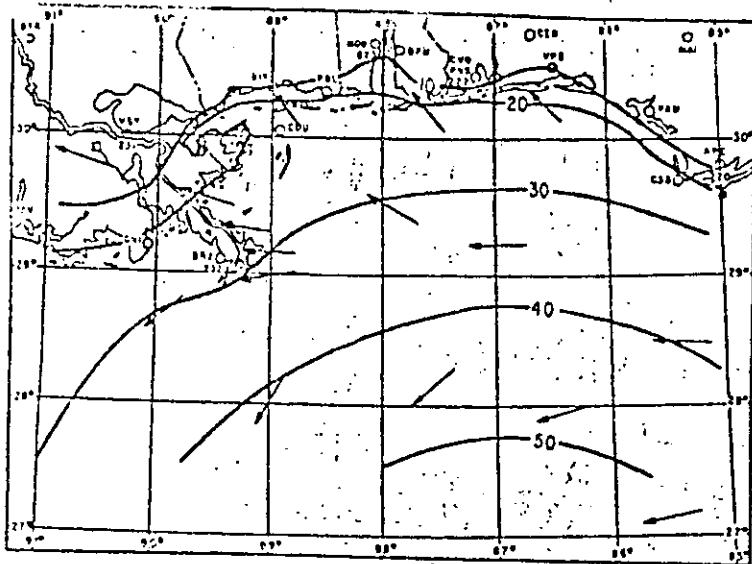


Figure 3-56. Open Coast Surge Hydrograph. Hurricane Camille, August 1969.

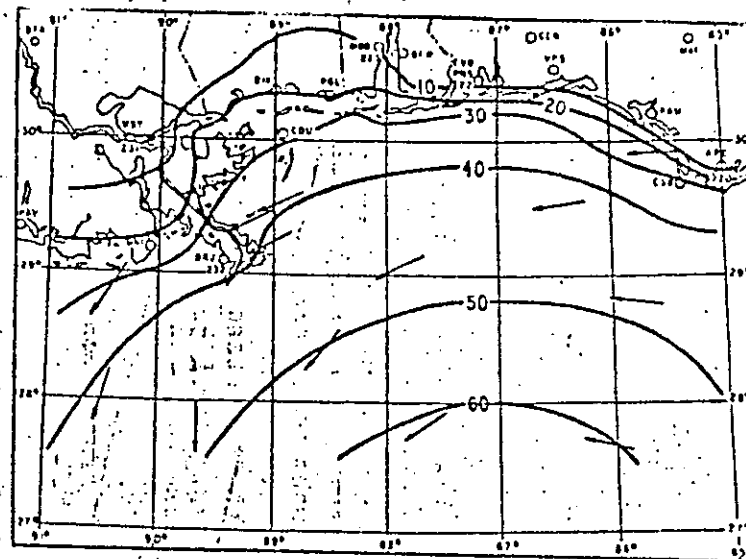
Table 3-9. Manual Surge Computations at a Time Level Centered between $t = 31.5$ Hours and $t + \Delta t = 33.0$ Hours—Continued.

Line	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
	$\frac{S_{\Delta P}^n + S_{\Delta P}^{n+1}}{2}$ (ft.)	$D^{n+1/2}$ Σ Cols 2, 4, 5, 6, 21 Eq. 3-84 (ft.)	D^{n+1} Σ Cols 2, 4, 5, 6, 15 Eq. 3-86 (ft.)	$\left(\frac{B^n + B^{n+1}}{2}\right)\Delta t$ (mi ² /hr.)	$\left(\frac{5280}{D^{n+1/2}}\right)^2$ (mi ² /hr.)	$1 + \left\{ \frac{K \cdot \Delta t}{ V^n } \right\}$ [Col 25] (mi ² /hr.)	$V^{n+1} = \frac{V^n}{\left\{ \frac{K \cdot \Delta t}{ V^n } + 1 \right\}}$ Col 26 Eq. 3-90 (mi ² /hr.)	$K \cdot (5280)^2$ (mi ² /hr.)	$\frac{ B^{n+1} }{(D^{n+1})^2}$	$V^{n+1} = \frac{V^n}{\left\{ \frac{K \cdot \Delta t}{ V^n } + 1 \right\}}$ Col 29 Eq. 3-91 (mi ² /hr.)†	Value Used V^{n+1} (mi ² /hr.)	$\frac{106 \cdot \Delta x}{D^{n+1}}$	$\Delta S_y = 2 \cdot \sin \phi \cdot V^{n+1}$ Col 32 Eq. 3-89 (ft.)	$S_y = \Sigma \Delta S_y$ (ft.)	$\frac{\Delta S_x = 106 \cdot \Delta x \cdot \Lambda^{n+1}}{D^{n+1}}$ Eq. 3-88 (ft.)	$S_x = \Sigma \Delta S_x$ (ft.)	Total Setup S_T Eq. 3-87 (ft.)
A	0.98	421.82	420.62	-0.0052	156.68	1.0613	0.0771	83,635	1804.59	0.1469	0.0771	1.764	0.136	0.136	0.103	0.103	3.02
B	1.09	201.96	201.79	0.0000	683.49	1.2464	0.0643	83,635	480.49	0.0758	0.0643	5.253	0.338	0.474	0.352	0.455	3.85
C	1.19	130.76	130.66	-0.0023	1630.49	1.3808	0.0359	83,635	253.67	0.0550	0.0359	8.113	0.291	0.765	0.680	1.135	4.99
D	1.27	78.08	78.09	-0.0043	4572.86	1.6729	0.0170	83,635	114.03	0.0369	0.0170	13.574	0.231	0.996	1.487	2.632	6.90
E	1.37	54.63	54.73	-0.0083	9341.26	1.7903	0.0059	83,635	61.11	0.0270	0.0059	19.368	0.114	1.110	2.752	5.374	9.95
F	1.40	49.04	49.20	0.0002	11592.22	1.9285	0.0093	83,635	26.38	0.0178	0.0093	21.545	0.200	1.310	3.978	9.252	14.12
G	1.33	47.97	48.15	0.0107	12115.14	2.0086	0.0145	83,635	2.09	0.0050	0.0050	11.007	0.055	1.365	2.226	11.478	16.35
H	1.26	38.19	38.37	0.0136	19114.74	2.2042	0.0125	83,635	6.63	0.0089	0.0089	13.813	0.123	1.488	2.772	14.250	19.18
I	1.19	28.84	29.03	0.0217	33517.94	2.4480	0.0128	83,635	10.87	0.0114	0.0114	18.257	0.208	1.696	3.287	17.537	22.61
J	1.15	27.63	27.79	0.0284	36517.92	2.4625	0.0151	83,635	15.37	0.0136	0.0136	7.629	0.104	1.800	1.254	18.791	23.90
K	1.11	26.45	26.60	0.0372	39848.91	2.5601	0.0179	83,635	20.24	0.0156	0.0156	3.985	0.062	1.862	0.528	19.319	24.44
L	1.08	23.99	23.82	0.0456	48440.36	2.5913	0.0204	83,635	20.99	0.0158	0.0158	4.450	0.070	1.932	0.366	19.685	24.84
M	1.06	19.52	19.36	0.0477	73165.82	3.0084	0.0179	83,635	14.95	0.0134	0.0134	5.475	0.073	2.005	0.151	19.836	25.03

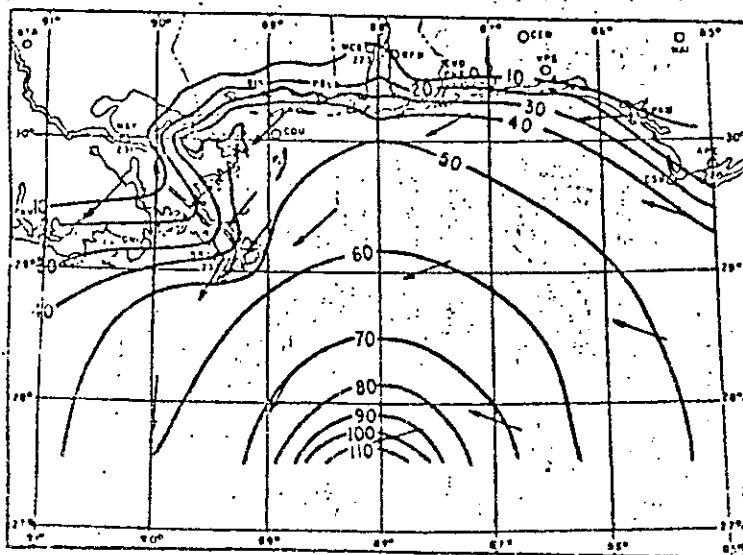
† This is a test.



A 0000 GMT - 17 Aug 69



B 0600 GMT - 17 Aug 69



C 1200 GMT - 17 Aug 69

(from U.S. Weather Bureau Publication,
HUR. 7-113A, 1970)

Figure 3-54. 30-Foot Surface Isovels (knots),
Hurricane Camille.

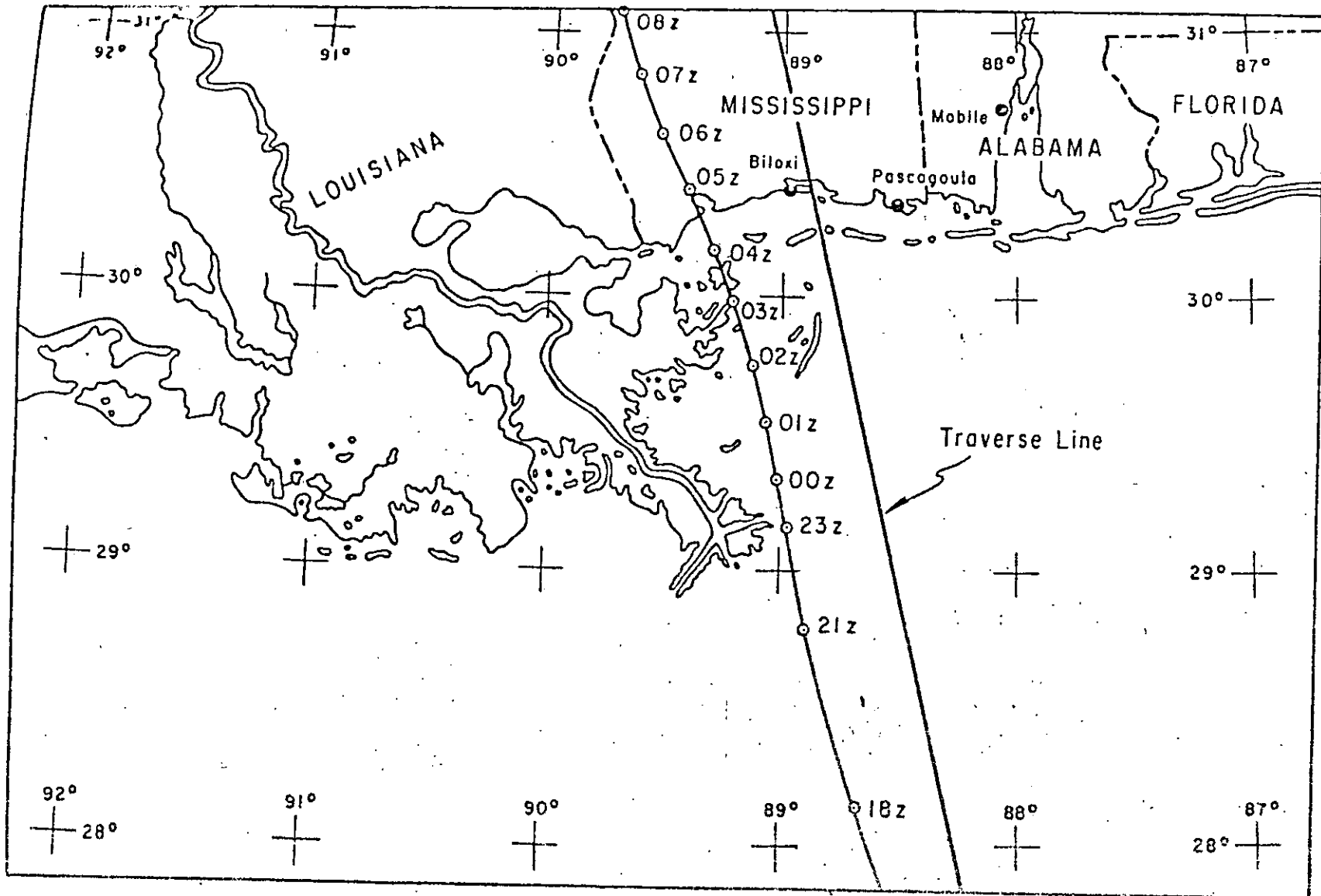


Figure 3-53. Track for Hurricane Camille, August 1969.

(from Hur. 7-113A, 1970)



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE CONTAMINACION DEL AGUA

ING. GUILLERMO MACDONEL

JUNIO, 1979

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE CONTAMINACION DEL AGUA

J. Guillermo Macdonei

El término contaminación implica la presencia de materia extraña indeseable en una sustancia. En el caso del agua, puesto que ésta contiene pequeñas cantidades de sales minerales disueltas, podemos decir que la contaminación consiste en la materia extraña indeseable que deteriora su calidad.

La calidad del agua puede definirse como su aptitud para los usos benéficos a que se ha dedicado, es decir, para bebida, riego y recreación.

La materia extraña contaminante puede ser:

Materia inerte (plomo, mercurio, etc.)

Materia viva (microorganismos)

Clases de impurezas en el agua

Una de las clasificaciones de las sustancias extrañas en el agua se puede hacer de acuerdo a su volumen.

Las partículas suspendidas son las mayores, con diámetro de aproximadamente una micra. Se pueden depositar a velocidades razonables y son retenidas por los filtros comunes. Son también lo suficientemente grandes para absorber luz y por tanto hacer del agua contaminada un agua turbia y sucia.

Las partículas coloidales son tan pequeñas, que su velocidad de sedimentación es insignificante y pasan a través de los medios filtrantes;

por lo tanto, no se les puede eliminar del agua por sedimentación o filtración ordinaria. En algunos casos, los colores azul, verde, etc., de los lagos o mares, son debidos en gran parte a las partículas coloidales.

La materia disuelta no se deposita, no es retenida por los filtros y no enturbia el agua.

El tamaño de estas partículas es de 1/1000 de micra de diámetro. Si estas partículas son eléctricamente neutras se les llama moléculas, y si llevan una carga eléctrica se les designa como "iones". El azúcar de caña el etanol y el glicol son sustancias que se disuelven en el agua como moléculas eléctricamente neutras. La sal de mesa (cloruro de sodio) se disuelve como sodio positivo y iones negativos de cloruro.

En la Tabla 1, se muestra esta clasificación de acuerdo a los tamaños. Por otra parte, las sustancias extrañas también pueden clasificarse por otras propiedades de la partícula, como por ejemplo: vivas o inertes, orgánicas o minerales, radioactivas o no radioactivas, tóxicas o inofensivas, naturales o añadidas por el hombre.

Composición de las aguas naturales

Las aguas naturales nunca son puras, los orígenes y naturaleza de sus impurezas se relacionan en la tabla 2. Dependiendo de las cantidades de estas impurezas, las aguas naturales van en calidad desde potables gustosas hasta venenosas, en cuanto a salinidad, van de agua pura de lluvia (no salada) a salubre, al agua de mar.

Composición del agua de mar.

En la Tabla 3, se muestra una lista de los principales iones que componen al agua de mar, así como en la tabla 4, las sales que al evaporarse deja el agua de mar.

Adicionalmente, existe alimento para una variedad de plantas microscópicas y animales el cual es proporcionado por nutrientes disueltos y materia orgánica.

Dentro de los nutrientes tenemos los nitratos y el amoníaco, fosfato de fósforo. La materia orgánica disuelta y coloidal incluye entre el 80% y 99% del carbón orgánico en el agua de mar. Las bacterias y quizá otros organismos marinos tomarán este constituyente orgánico directamente del agua.

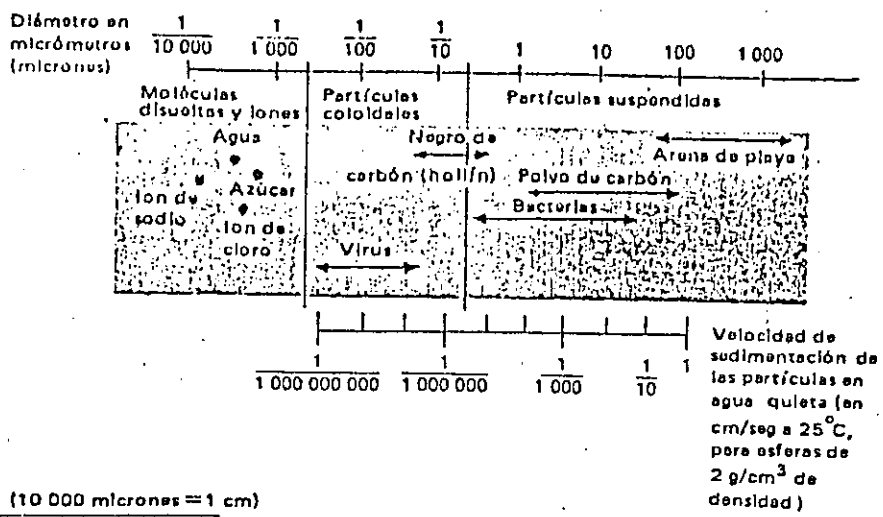


TABLA 1. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS EN EL AGUA

Origen	Clasificación del tamaño de las partículas				
	Suspendidas	Coloidales		Disueltas	
Atmósfera	← Polvos →		Moléculas Bióxido de carbono, CO ₂ Bióxido de azufre, SO ₂ Oxígeno, O ₂ Nitrógeno, N ₂	Iones positivos Hidrógeno, H ⁺	Iones negativos Bicarbonato, HCO ₃ ⁻ Sulfatos, SO ₄ ²⁻
Tierra mineral y piedras	← Arena → ← Arcillas → ← Partículas de tierra mineral →		Bióxido de carbono, CO ₂	Sodio, Na ⁺ Potasio, K ⁺ Calcio, Ca ²⁺ Magnesio, Mg ²⁺ Hierro, Fe ²⁺ Manganeso, Mn ²⁺	Cloruro, Cl ⁻ Fluoruro, F ⁻ Sulfatos, SO ₄ ²⁻ Carbonato, CO ₃ ²⁻ Bicarbonato, HCO ₃ ⁻ Nitrato, NO ₃ ⁻ Diversos fosfatos
Organismos vivos y sus productos de descomposición	Algas	← Tierra orgánica (manto) →	Bióxido de carbono, CO ₂ Oxígeno, O ₂ Nitrógeno, N ₂ Sulfuro de hidrógeno, H ₂ S Metano, CH ₄ Diversos desechos orgánicos, algunos de los cuales producen olor y color	Hidrógeno, H ⁺ Sodio, Na ⁺ Amonio, NH ₄ ⁺	Cloruro, Cl ⁻ Bicarbonato, HCO ₃ ⁻ Nitrato, NO ₃ ⁻
	Diatomeas Bacterias				
	Peces y otros organismos				

TABLA 2. IMPUREZAS EN LAS AGUAS NATURALES

Common name	Chem. form in ocean	Amount, ‰*	Ratio ion/chloride ion
Chloride.....	Cl ⁻	19.353	1.0000
Sodium.....	Na ⁺	10.76	0.5567†
Sulfate.....	SO ₄ ⁻	2.712	0.1400†
Magnesium.....	Mg ⁺⁺	1.294	0.06667†
Calcium.....	Ca ⁺⁺	0.413	0.0215†
Potassium.....	K ⁺	0.397	0.0206†
Bicarbonate.....	HCO ₃ ⁻	0.142	0.0073
Bromide.....	Br ⁻	0.067	0.00348*
Strontium.....	Sr ⁺	0.008	0.00042†
Boron.....	H ₂ BO ₃	0.004	0.000230*
Fluoride.....	F ⁻	0.001	0.000067‡

Note: The total salinity, by addition of these major ions, is 35.141 ‰; by the text formula of 0.03 + 1.805 Cl, it is 35.000 ‰. This difference is due to the fact that the bicarbonate is not being expressed as the oxide and the bromide is not being expressed as the chloride equivalent.

* F. Culkin, 1965.

† J. P. Riley, 1966.

‡ M. Tonquddi, 1966.

§ Greenhalgh and Riley, 1963.

TABLA 3. PRINCIPALES IONES QUE CONSTITUYEN EL AGUA DE MAR

Chemical compound	Formula	‰	Total salts, ‰	Common name
Sodium chloride.....	NaCl	27.21	77.74	Table salt
Magnesium chloride...	MgCl ₂	3.81	10.88	
Magnesium sulfate...	MgSO ₄	1.66	4.74	Epsom salts
Calcium sulfate.....	CaSO ₄	1.26	3.60	Gypsum, anhydrite
Potassium sulfate.....	K ₂ SO ₄	0.86	2.46	
Calcium carbonate...	CaCO ₃	0.12	0.34	Limestone, calcite, marl, chalk, etc.
Magnesium bromide...	MgBr ₂	0.08	0.23	
		35.00	99.99	

TABLA 4. PRINCIPALES SALES QUE SE OBTIENEN AL EVAPORAR EL AGUA DE MAR.

SUBSECRETARIA DE MEJORAMIENTO DEL AMBIENTE

DIRECCION GENERAL DE SANITAMIENTO DEL AGUA

LABORATORIO DEL AGUA

El artículo 24 del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de aguas contiene las tablas para clasificar las aguas de los cuerpos receptores y son las siguientes:

Tabla 3 Aguas dulces superficiales.

Clases	Usos
EI	Para abastecimiento de Sistemas de agua potable e industria alimenticia con desinfección únicamente. Recreación de contacto primario.
EII	Para abastecimiento de agua potable, con tratamiento convencional (coagulación-sedimentación, filtración y desinfección), e Industrias.
EIII	Agua adecuada para uso recreativo, conservación de flora y fauna y usos industriales.
EIV	Agua para uso agrícola e industrial.
	Agua para uso industrial (excepto procesamiento de alimentos).

Tabla 4 Aguas de Estuarios.

Clases	Usos
EI	Explotación de moluscos para consumo directo y todos los demás usos.
EII	Recreación (contacto primario y cualquier otro uso, excepto EI).
EIII	Explotación pesquera y cualquier otro uso, excepto los anteriores.
EIV	Navegación y cualquier otro uso, excepto los anteriores.

Tabla 6 Aguas Costeras.

Clases	Usos
C1	Cultivo de mariscos para consumo directo y áreas de acuicultura y todos los demás usos.
C2	Recreación con contacto primario y todos los demás usos, excepto C-1
C3	Usos recreativos sin contacto primario y todos los demás usos, excepto los anteriores.
C4	Explotación pesquera de especies de escama y todos los demás usos, excepto los anteriores.

Artículo 13.- Los responsables de las descargas de aguas residuales que no sean arrojadas en el alcantarillado de las poblaciones, deberán, dentro de un plazo de tres años al registro de la descarga, ajustarla a la siguiente:

Tabla 1 De máximos tolerables.

Sólidos sedimentables	1.0 mg/l
Grasas y aceites	70 mg/l
Materia flotante	Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3 mm de claro libre - cuadrado
Temperatura	33° C
Potencial hidrógeno pH	4.5 - 10.0

Tabla 6 Clasificación de las aguas costeras en función de sus usos y características de calidad.

Clase	pH	Temperatura °C	O.D. (mg/l) máximo	Bacterias coliformes (nmp/100ml)	Grasas y Aceites	Transparencias	Olor y Sabor	Materia flotante	Sustancias tóxicas
C1	C.N. ± 0.3	C.N. ± 10% (b)	90% de C.N. (c)	70	(f)	(k)	(m)	ausente	(n)
C2	C.N. ± 0.3	C.N. ± 10% (b)	90% de C.N. (d)	menor de 1000 (g)	(f)	(k)	(m)	ausente	(n)
C3	C.N. ± 0.4	C.N. + 10% (b)	90% de C.N. (d)	menor de 2000 (h)	(f)	(k)	(m)	ausente	(n)
C4	C.N. ± 0.4	C.N. + 10% (b)	90% de C.N. (e)	media menor de 10,000 (i)	(f)	(k)	(m)	ausente	(n)

Tabla 2 Clasificación de las aguas de los cuerpos receptores superficiales en función de sus usos y características de calidad.

Clase	pH	Temp. (°C)	O.D. (mg/l) máximo	Bacterias coliformes fecales (NMP/x100ml)*	Aceites y grasas (mg/l)*	Sólidos suspendidos (mg/l)*	Turbiedad (U.T.J.) máximo	Color (pt-co) máximo	Olor y Sabor	Nutrientes Nitrogeno-Pósforo (mg/l) máximo	Materia Flotante	Sustancias tóxicas
EI	6.5 a 8.5	C.N. máx. 2.5	4.0	200 fecales	0.76	menor de 1000	10	20	ausente	(c)	ausente	(d)
EII	6.5 a 8.5	C.N. máx. 2.5	4.0	1000 fecales	1.0	menor de 1000	C.N.	(f)	(c)	(c)	ausente	(d)
EIII	6.0 a 9.0	C.N. máx. 2.5	4.0	10,000 fecales	ausente película visible	menor de 2000	C.N.	C.N.	C.N.	(c)	ausente	(d)
EIV	6.0 a 9.0	C.N. máx. 2.5	3.2	1000 fecales	ausente película visible		C.N.	C.N. máx. 10	(c)		ausente	(d)

Tabla 4 Clasificación de las aguas de estuarios en función de sus usos y características de calidad.

Clase	pH	Temp. (°C) max.	O.D. (mg/l) max.	Bacterias coliformes fecales (nmp/100ml)	Aceites y Grasas	Sólidos disueltos (U.T.J.)	Turbiedad (U.T.J.)	Color y Sabor	Nutrientes (mg/l)	Materia Sedimentable (mg/l)	Sustancias Tóxicas
EI	6.5 a 8.5	C.N. máx. 2.5	4.0	70 promedio	(d)	(c)	(f)	(g)	(n)	(i)	(j)
EII	6.5 a 8.5	C.N. máx. 2.5	4.0	200 fecales	(d)	(e)	(f)	(g)	(n)	(i)	(j)
EIII	6.5 a 8.5	C.N. máx. 2.5	4.0	10,000 promedio mensual	(d)	(e)	(f)	(g)	(n)	(i)	(j)
EIV	5.0 a 9.0		3.0		(d)	(e)				(i)	(j)

Estos valores están planteados para proyectos de tratamiento de desechos tóxicos y no representan un valor óptimo, deseable, confiable o permisible dentro de los límites de los parámetros aquí dados.

Compuestos	Limite detectable (mg/l)		Nivel deseable (para agua potable de uso público) (mg/l)		Nivel permisible (Aguas Superficiales para agua potable de uso público) (mg/l)		Cuerpo agregado Pesca Deportiva (Recreación) (mg/l)		Uso Agrícola (mg/l)		Uso de Irrigación (mg/l)		Uso Industriales (mg/l)		Descargas a Depósitos grandes de agua (mg/l)	
	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.	UTJ	Unids.
Turbidez	0.1		0.1		30.0		25.0		25.0							
Color	2															
Olor (a 25°C)	0		3		15											
pH	0.1	Entrada	7.0-8.5		6.0-8.5		6.5-8.3		6.5-9.0				1200			
Residuos totales	1.0		500.0		1000.0											
Residuos filtrables	1.0		200.0		500.0											
DEO	0.5		2		4											
TCC	1		3		10											
CCl	0.001		0.04		0.1						100.0					
MEAS	0.05		0.25		0.5											
Alcalinidad	1.0		250.0		400.0								10.0		0.4	
Aluminio	0.01		0.05		0.1								1.3		1.5	
N. Amónico	0.005		0.01		0.05								500.0			
Arsénico	0.01		0.01		0.05			1.0					3.0			
Bario	0.4		0.5		1.0								1.0			
Boro	0.02		0.025		1.0				0.05						0.1	
Calcio	0.001		0.005		0.01				1.0						2.0	
Cloro	1.0		25.0		250.0						0.75					
Cromo (hexavalente)	0.01		0.02		0.05		1.0		30.0		0.01				0.08	
Cobre	0.004		0.01		0.2		0.2		1.0		0.009			500.0	500.0	
OD	0.1		8.0		5.0		3.0		7.0		0.05				0.1	
Fluoruros	0.1		1.0		1.2				1.0					0.5	0.4	
CaCO ₂ (dureza)	1.0		80.0		250.0		1.0				1.2					
Calcio	0.1		15.0		43.0		0.2						1.2		3.0	
Magnesio	0.1		10.0		39.0								650.0			
Hierro	0.005		0.05		0.3								162.0			
Plomo	0.01		0.01		0.05								100.0			
Manganeso	0.001		0.01		0.05								80.0		0.6	
N. (Nitratos y Nitratos)	0.1		0.1		2.0-4.0				0.3						0.1	
Fósforo	0.01		0.01		0.1				0.05						0.6	
Selenio	0.004		0.01		0.01				45.0					30.0	20.0	
Heta	0.001		0.001		0.05								4.0			
Sulfuro	1.0		50.0		250.0				0.01						0.2	
Sólidos Totales	1.0		200.0		500.0		500.0		240.0				680.0		500.0	
Ion - Uranio	0.005		0.5		5.0								1000.0		1000.0	
Zinc	0.001		0.05		5.0				3.0						0.6	
Cianuro	0.005		0.01		0.1		0.02		0.02				5.0		0.4	
Grasas y Aceites	0.05		0.05		0.05											
Insecticidas																
Aldrin			0.05	ug/l	1.7	ug/l	0.05	ug/l	0.05	ug/l	1.7	ug/l	1.7	ug/l	0.03	ug/l
Clordano			0.02	ug/l	0.3	ug/l	0.02	ug/l	0.02	ug/l	0.3	ug/l	0.3	ug/l	0.02	ug/l
DDT			0.006	ug/l	4.2	ug/l	0.006	ug/l	0.006	ug/l	4.2	ug/l	4.2	ug/l	0.006	ug/l
Dieldrin			0.003	ug/l	1.7	ug/l	0.003	ug/l	0.003	ug/l	1.7	ug/l	1.7	ug/l	0.003	ug/l
Endrin			0.002	ug/l	0.1	ug/l	0.002	ug/l	0.002	ug/l	0.1	ug/l	0.1	ug/l	0.002	ug/l
Heptacloro			0.002	ug/l	1.0	ug/l	0.002	ug/l	0.002	ug/l	1.8	ug/l	1.8	ug/l	0.002	ug/l
Hexa Cl epoxide			0.0002	ug/l	1.8	ug/l	0.0002	ug/l	0.0002	ug/l	1.8	ug/l	1.8	ug/l	0.002	ug/l
Lindano			0.002	ug/l	5.6	ug/l	0.002	ug/l	0.002	ug/l	5.6	ug/l	5.6	ug/l	0.002	ug/l
Methoxycloro			0.004	ug/l	3.5	ug/l	0.004	ug/l	0.004	ug/l	3.5	ug/l	3.5	ug/l	0.004	ug/l
Fosfatos Orgs.			0.0003	ug/l	10.0	ug/l	0.0003	ug/l	0.0003	ug/l	10.0	ug/l	10.0	ug/l	0.0003	ug/l
Malta Carbamato																
Toxanteno																
Herbicidas			0.03	ug/l	0.5	ug/l	0.03	ug/l	0.03	ug/l	0.5	ug/l	0.5	ug/l	0.03	ug/l
2,4-D, 2,4,5-T			10.0	ug/l	10.0	ug/l	10.0	ug/l	10.0	ug/l	10.0	ug/l			10.0	ug/l
2,4,5-TP																
Fenoles	0.0005		0.001		0.005		0.001		0.001						0.002	mg/l
Pesticidas																
Org. Total	1.0	pc/l	100.0	pc/l	1000.0	pc/l	1000.0	pc/l	1000.0	pc/l	1000.0	pc/l	1000.0	pc/l	1000.0	pc/l
Pa Jia-225	0.05	pc/l	1.0	pc/l	3.0	pc/l	3.0	pc/l	3.0	pc/l	3.0	pc/l	3.0	pc/l	3.0	pc/l
Stronato-91	0.05	pc/l	2.0	pc/l	10.0	pc/l	10.0	pc/l	10.0	pc/l	10.0	pc/l	10.0	pc/l	10.0	pc/l
Microbiología																
Coliformes			100/100	ml	1000/100	ml	1000/100	ml	5000/100	ml	5000/100	ml	5000/100	ml	1000/100	ml
Coliformes Fecales			20/100	ml	2000/100	ml	200/100	ml	1000/100	ml	1000/100	ml	1000/100	ml	20/100	ml

1.3.7. Valores máximos permisibles de sustancias tóxicas: a) en los cuerpos receptores, b) en estuarios, c) Aguas Costeras.

mg/l	DA	DI	DII	DIII	DIV	EI	EII	EIII	EIV	C1	C2	C3	C4
0	0.05	0.05	1.0	5.00		1.0	1.0	1.0		0.1	0.1	0.1	0.1
	1.00	1.00	5.00	---									
	1.00	1.00	---	2.0									
	0.01	0.01	0.01	0.005		0.01	0.01	0.01		0.001	0.001	0.001	0.001
resvalente	1.00	1.00	0.10	1.0		0.05	0.05	0.05		0.005	0.005	0.005	0.005
0	0.05	0.05	0.10	5.00		0.01	0.01	0.01		0.001	0.001	0.001	0.001
	0.005	0.005	0.01	---		0.005	0.005	0.005		0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
	0.05	0.05	0.10	5.00		0.1	0.1	0.1		0.001	0.001	0.001	0.001
	0.01	0.01	0.05	0.05		0.1	0.1	0.1		0.008	0.008	0.008	0.008
	0.20	0.20	0.02	---		10	10	10		0.01	0.01	0.01	0.01
1.	0.50	0.50	3.0	---		0.02	0.02	0.02		0.001	0.001	0.001	0.001
	0.001	0.001	1.00	---		0.5	0.5	0.5		0.001	0.001	0.001	0.001
bles con						0.1	0.1	0.1		0.001	0.001	0.001	0.001
no	0.15	0.15	---	---									
						0.5	0.5	0.5					
						1.5	1.5	1.5					
						0.8	0.8	0.8		0.1	0.1	0.1	0.1
						1.5	1.5	1.5					
	0.017	0.017				0.0004	0.0004	0.0004		0.04	0.04	0.04	0.04
	0.003	0.003	---	---		0.02	0.02	0.02		2.0	2.0	2.0	2.0
	0.042	0.042	---	---		0.006	0.006	0.006		0.6	0.6	0.6	0.6
	0.017	0.017	---	---		0.003	0.003	0.003		0.3	0.3	0.3	0.3
	0.001	0.001	---	---						0.2	0.2	0.2	0.2
o	0.018	0.018	---	---		0.002	0.002	0.002		0.2	0.2	0.2	0.2
del Hqpx													
	0.018	0.018	---	---									
	0.096	0.096	---	---		0.002	0.002	0.002		0.2	0.2	0.2	0.2
ro	0.035	0.035	---	---		0.04	0.04	0.04		4.0	4.0	4.0	4.0
orgánicos													
matos	0.100	0.100	---	---									
	0.005	0.005	---	---		0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
s,totales	0.100	0.100	---	---									
						0.02	0.02	0.02		2.0	2.0	2.0	2.0
						0.002	0.002	0.002					
						0.002	0.002	0.002		0.2	0.2	0.2	0.2
						0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
						0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
						0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
						0.02	0.02	0.02		2.0	2.0	2.0	2.0
						0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
						0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
						0.003	0.003	0.003		0.03	0.03	0.03	0.03
						0.03	0.03	0.03		3.0	3.0	3.0	3.0
						0.01	0.01	0.01		1.0	1.0	1.0	1.0
						0.05	0.05	0.05		5.0	5.0	5.0	5.0
es						0.01	0.01	0.01		10.0	10.0	10.0	10.0
						0.10	0.10	0.10		10.0	10.0	10.0	10.0
						0.10	0.10	0.10		10	10	10	10
2-4-D						0.10	0.10	0.10		10	10	10	10
2,4,5-T						0.10	0.10	0.10		10	10	10	10
de ácido						0.10	0.10	0.10		10	10	10	10
						0.10	0.10	0.10		10	10	10	10
ura						0.10	0.10	0.10		10	10	10	10

Anexo a la Tabla No. 2.

- (a) Máximo 30°C, excepto cuando sea causada por condiciones naturales. Medida en la superficie fuera de la zona de mezclado, la cual se determinará de acuerdo con las características de la descarga.
- (b) Este límite, en no más del 10% del total de las muestras mensuales (5 mínimo), podrá ser mayor de 2000 coliformes fecales.
- (c) No debe existir en cantidades tales que provoquen hiperfertilización.
- (d) El criterio con respecto a sustancias tóxicas es el siguiente: Ninguna sustancia tóxica sola o en combinación con otras estará presente en concentraciones tales que conviertan el agua del cuerpo receptor en inadecuada para el uso específico a que se destinen.
- (e) Este límite, en no más del 10% del total de las muestras mensuales (5 como mínimo) podrá ser mayor a 2000 coliformes fecales.
- (f) No será permitido color artificial que no sea coagulable por tratamiento convencional.
- (g) Removible por tratamiento convencional.
- (h) 2000 coliformes fecales como promedio mensual, ningún valor mayor de 4000.
- (i) Conductividad no mayor de 2000 u mhos/cm.
- (j) Para riego de legumbres que se consuman sin hervir o frutas que tengan contacto con el suelo.

Anexo a la Tabla No. 4.

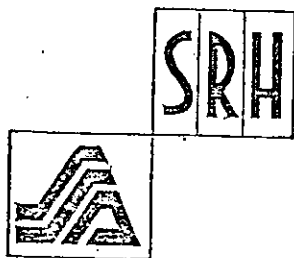
- (a) Medida en la superficie en la zona de mezclado.
- (b) No más del 10% del total de las muestras mensuales (5 como mínimo) podrá ser mayor de 2000 coliformes fecales.
- (c) Ningún valor será mayor de 20,000 coliformes totales.
- (d) Ningún aceite o producto de petróleo debe ser descargado en:
1. presente película visible, manchar peces u organismos invertebrados, forme depósito aceitado en la Costa, Rivera o en el fondo del cuerpo receptor, se vuelva tóxico.
- (e) No deberán hacerse cambios en la geometría de la cuenca o en las entradas de agua dulce que puedan causar cambios permanentes en los patrones de comportamiento de la isohalina de $\pm 10\%$ de la variación natural.
- (f) Se aplicarán los siguientes límites: C.N. $\pm 5\%$ si la turbiedad natural está entre 0 y 50 UTJ
C.N. $\pm 10\%$ si la turbiedad natural está entre 50 y 100 UTJ
C.N. $\pm 20\%$ si la turbiedad natural está entre mayor de 100 UTJ
- (g) No deberá descargarse ningún efluente con estas características a menos que se haya demostrado que no es perjudicial a la flora y fauna acuática, ni impida el uso óptimo del cuerpo receptor.
- (h) No debe existir en cantidades que cause hiperfertilización.
- (i) Cualquier desecho susceptible de sedimentarse y que pueda ocasionar consumo de oxígeno, opacidad o interferencia a los organismos bentónicos en su respiración o nutrición.

Anexo a la Tabla No. 6.

- (a) Se considera como zona de mezclado en aguas costeras el volumen adyacente al sitio de la descarga - en el cual se mezclan las aguas residuales con las aguas costeras, debido al momentum de descarga y a la diferencia de densidades.
- (b) Nunca podrá ser mayor de 32°C.
- (c) Nunca deberá ser menor de 4 mg/l.
- (d) Nunca deberá ser menor de 3 mg/l.
- (e) Nunca deberá ser menor de 5.0 mg/l.
- (f) No más del 10% del total de las muestras en un mes, debe exceder a 230 coliformes fecales.
- (g) No más del 20% del total de las muestras (5 por lo menos) deberán exceder 1000/100 ml.
- (h) No más del 20% del total de las muestras deberá exceder 10000/100 ml.
- (i) No más del 20% del total de las muestras deberá exceder 10000/100 ml, y ninguna 20000/100 ml.
- (j) Idem, anexo 4.
- (k) La media mensual de este parámetro no podrá disminuirse más de una media vez la desviación estándar de la media determinada durante el mismo periodo para los niveles naturales.
- (l) Idem, (k).
- (m) No deberá descargarse ningún efluente con estas características a menos que se demuestre que no es perjudicial para el desarrollo de la vida acuática, la apariencia física o el uso óptimo del cuerpo receptor.
- (n) Máximos permisibles de tóxicos se determinará mediante bioensayos.

REGLAMENTO

PARA LA PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DE AGUAS



LUIS ECHEVERRIA ALVAREZ, Presidente Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, a sus habitantes, sabed:

Que en ejercicio de la facultad que a este Ejecutivo de mi cargo, confiere la fracción I del artículo 89 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y con fundamento en los artículos 1o., 2o., 3o., 5o. y 9o. de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, he tenido a bien expedir el siguiente

REGLAMENTO PARA LA PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DE AGUAS

Capítulo I

DISPOSICIONES GENERALES

ARTICULO 1.—El presente Reglamento tiene por objeto proveer, en la esfera administrativa, a la observancia de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental en toda la República, en lo que se refiere a la prevención y control de la contaminación de las aguas, cualquiera que sea su régimen legal.

ARTICULO 2.—El Consejo de Salubridad General podrá dictar las disposiciones generales para prevenir y controlar la contaminación ambiental a que se refiere este Reglamento. Su aplicación compete al Ejecutivo Federal, por conducto de la Secretaría de Salubridad y Asistencia en coordinación con la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Las demás autoridades que dependan del Ejecutivo Federal, de los Ejecutivos de los Estados, de los Territorios y de los

Ayuntamientos, auxiliarán a las mencionadas anteriormente, en la aplicación de este Reglamento, sin perjuicio de las atribuciones que les son propias.

ARTICULO 3.—La Secretaría de Salubridad y Asistencia, en su caso, coordinadamente con la de Recursos Hidráulicos, en lo no previsto por este Reglamento, dictará las disposiciones técnicas a que deberán sujetarse las personas físicas o morales de carácter público o privado, cuyas actividades puedan causar contaminación de las aguas.

ARTICULO 4.—Las Secretarías de Salubridad y Asistencia, de Recursos Hidráulicos y de Industria y Comercio, se coordinarán para expedir dentro de sus respectivas competencias, los instructivos y circulares necesarios a fin de proveer al cumplimiento de este Reglamento, que se publicarán en el Diario Oficial de la Federación para su debida observancia.

ARTICULO 5.—El Ejecutivo Federal dictará o promoverá ante el Congreso de la Unión, en su caso, las medidas fiscales convenientes para procurar la descentralización industrial; así como para facilitar a las industrias establecidas y a las que en lo futuro se establezcan, la fabricación, adquisición e instalación de equipos y aditamentos que tengan por objeto evitar, controlar o abatir la contaminación del agua.

Para estos propósitos, las Secretarías de Hacienda y Crédito Público y de Industria y Comercio, realizarán los estudios conducentes, particularmente aquellos que tiendan a facilitar la fabricación de equipos o la importación de los que no se produzcan en el país; la exención o reducción de impuestos, la autorización para depreciar aceleradamente con fines fiscales los equipos sustituidos o de nueva adquisición y otras franquicias.

DE LA PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DE AGUAS

ARTICULO 6.—La prevención y control de la contaminación de las aguas, para preservar y restaurar la calidad de los cuerpos receptores, deberá realizarse, en los términos de este Reglamento, mediante los siguientes procedimientos:

I.—Tratamiento de las aguas residuales para el control de sólidos sedimentables, grasas y aceites, materia flotante, temperatura y potencial hidrógeno (pH); y

II.—Determinación y cumplimiento de las condiciones particulares de las descargas de aguas residuales, mediante el tratamiento de éstas, en su caso, de acuerdo con el resultado de los estudios que la autoridad competente realice de los cuerpos receptores, su capacidad de asimilación, sus características de dilución y otros factores.

ARTICULO 7.—Las descargas de aguas residuales, con excepción de las provenientes de usos puramente domésticos, deberán registrarse en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, dentro de los plazos establecidos en el artículo 10.

El cumplimiento de esta obligación, corresponde a los propietarios, encargados o representantes de establecimientos, servicios o instalaciones, públicos o privados, que originen o motiven las descargas.

ARTICULO 8.—La Secretaría de Recursos Hidráulicos suministrará a los responsables de las des-

cargas, gratuitamente, las formas de solicitudes para efectuar el registro, en las cuales deberán proporcionar lo siguiente:

- I.—Nombre y domicilio;
- II.—Punto de la descarga, acompañando plano o croquis de los terrenos donde ésta se localice;
- III.—Características físicas, químicas y bacteriológicas de las aguas residuales;
- IV.—Gastos máximos, promedio y mínimo, de las aguas residuales; y
- V.—Descripción general de los dispositivos y plantas de tratamiento, en su caso.

Para que los responsables de las descargas estén en condiciones de proporcionar los informes y documentos anteriores, dispondrán de los plazos a que se refiere el artículo 10.

ARTICULO 9.—En las formas para efectuar el registro de las descargas, el responsable de éstas deberá manifestar si desea que desde luego se le fijen las condiciones de la misma, en los términos del artículo 24.

ARTICULO 10.—Los plazos para el registro de las descargas de aguas residuales serán los siguientes:

- I.—Seis meses para las descargas existentes de aguas residuales provenientes de usos públicos o industriales, que se viertan en los alcantarillados de las poblaciones;
- II.—Seis meses para las descargas existentes de aguas residuales, con excepción de las provenientes de usos puramente domésticos, que no se viertan en los alcantarillados de las poblaciones;

III.—Seis meses para las descargas de los sistemas de alcantarillados que se viertan en cuerpos receptores;

IV.—Cuatro meses para las nuevas descargas de aguas residuales provenientes de usos públicos o industriales que vayan a los alcantarillados de las poblaciones, a partir de la fecha de su inicio; y

V.—Cuatro meses para las nuevas descargas de aguas residuales, con excepción de las provenientes de usos puramente domésticos que no vayan a los alcantarillados de las poblaciones, a partir de la fecha de su inicio.

En los casos de las fracciones IV y V, los responsables de las nuevas descargas, antes del inicio de éstas, deberán presentar a las Secretarías de Salubridad y Asistencia y de Recursos Hidráulicos un aviso previo con los datos comprendidos en las fracciones I y II del artículo 8.

ARTICULO 11.—La Secretaría de Recursos Hidráulicos efectuará el registro, con base en la solicitud presentada y enviará los datos de aquel, a la Secretaría de Salubridad y Asistencia, con copia de la documentación exhibida.

Transcurrido el plazo del registro, la Secretaría de Recursos Hidráulicos sin perjuicio de aplicar las sanciones procedentes, registrará a los omisos, requiriéndolos para que proporcionen la información a que se refiere el artículo 8.

ARTICULO 12.—El registro de las descargas de aguas residuales, tendrá por objeto contribuir a los estudios para determinar la calidad de los cuerpos receptores y las condiciones particulares que deban cumplir las propias descargas; así como la programación a corto, mediano y largo plazo, de la acción para

prevenir, controlar y abatir la contaminación de las aguas.

ARTICULO 13.—Los responsables de las descargas de aguas residuales que no sean arrojadas en el alcantarillado de las poblaciones, deberán, dentro de un plazo de tres años contados a partir de la fecha del registro de la descarga, ajustarla a la siguiente.

TABLA NUM. 1 DE MAXIMOS TOLERABLES

I.—Sólidos sedimentables	1.0 ml/1
II.—Grasas y aceites	70 mg/1
III.—Materia flotante	Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3 mm. de claro libre cuadrado.
IV.—Temperatura	35° C
V.—Potencial Hidrógeno pH	4.5 - 10.0

Los métodos de muestreo y análisis de laboratorio para comprobar que los responsables de las descargas se ajustan a la tabla anterior, serán fijados por la Secretaría de Industria y Comercio, mediante instructivo que se publicará en el Diario Oficial de la Federación.

ARTICULO 14.—Los responsables de las descargas de aguas residuales que sean arrojadas en el alcantarillado de las poblaciones, dentro de un plazo de tres años contados a partir de la fecha del registro de la descarga, deberán sujetarse a las normas establecidas en el artículo anterior.

Asimismo podrán optar dentro de un plazo de diez meses, contados a partir de la fecha del registro de la descarga, por el pago de las cuotas que como derechos fijen las disposiciones locales correspondientes, para cubrir los costos de operación del tratamiento de las aguas residuales del alcantarillado que efectúen las propias autoridades.

En este último caso, en el mismo plazo, los responsables de las descargas, deberán presentar un informe preliminar de ingeniería que contenga exclusivamente la fase de trabajos internos a que se refieren los artículos 16 fracción I, 17 fracciones I y II y 21 fracción I, por cuanto a la medición y muestreo de la descarga.

La vigilancia del cumplimiento de estas obligaciones estará a cargo de las autoridades municipales correspondientes o del Departamento del Distrito Federal como responsables de las descargas de aguas provenientes de las redes del alcantarillado.

ARTICULO 15.—Los responsables de las descargas de aguas residuales que hubieren optado en los términos del artículo anterior por el pago de las cuotas que como derechos fijen las disposiciones locales para cubrir los costos de operación del tratamiento de las aguas residuales del alcantarillado, dejarán de pagarlas, cuando ajusten las descargas a las normas establecidas en este reglamento, previo aviso a las autoridades correspondientes con diez meses de anticipación.

ARTICULO 16.—Los responsables de las descargas de aguas residuales, que requieran obras o instalaciones de purificación para cumplir con lo dispuesto en el artículo 13 deberán, dentro de un plazo de diez meses contados a partir de la fecha del registro, presentar un Informe Preliminar de Ingeniería (I.P.I.) que contengan las siguientes fases sucesivas:

- I.—De trabajos internos;
- II.—De trabajos externos;
- III.—De adquisiciones;
- IV.—De construcción; y
- V.—De cumplimiento.

El informe deberá ser autorizado por un profesional de la materia, con cédula expedida por la Secretaría de Educación Pública.

ARTICULO 17.—El informe preliminar de ingeniería en cuanto a los trabajos internos comprenderá:

- I.—Revisión de los sistemas de recolección de aguas residuales (pluviales, sanitarias y del proceso en su caso) que componen la o las descargas finales;
- II.—Muestreo y análisis de calidad de cada una de las descargas de los sistemas de recolección;
- III.—Proyecto de los cambios que fueren necesarios en los sistemas de recolección de aguas residuales; incluyendo la determinación del gasto o flujo de diseño del sistema de tratamiento;
- IV.—Determinación del costo de los cambios necesarios; y
- V.—Plazo de terminación de los cambios en los sistemas de recolección de aguas residuales.

ARTICULO 18.—El informe preliminar de ingeniería en cuanto a los trabajos externos comprenderá:

- I.—En caso de ser necesario, proyecto del sistema de tratamiento o modificaciones al o los existentes;

- II.—Caracterización de los residuos;
- III.—Proyecto, en su caso, del sistema de disposición de los lodos que puedan producirse durante el tratamiento;
- IV.—Lista del equipo que se utilizará en el sistema de tratamiento;
- V.—Terreno y localización del lugar donde se instalará la planta de tratamiento;
- VI.—Punto de la descarga final; y
- VII.—Plazo de terminación de la fase.

ARTICULO 19.—El informe preliminar de ingeniería en cuanto a las adquisiciones comprenderá:

- I.—Fecha en que se fincarán el o los pedidos de compra del equipo que se utilizará en los sistemas de tratamiento; y
- II.—Fecha en que se espera su total entrega.

ARTICULO 20.—El informe preliminar de ingeniería en cuanto a la construcción comprenderá:

- I.—Fechas de iniciación y terminación de las construcciones e instalaciones que se requieran de acuerdo con la fase de trabajos internos; y
- II.—Fechas de iniciación y terminación de las construcciones e instalaciones que se requieran de acuerdo con la fase de trabajos externos.

ARTICULO 21.—El informe preliminar de ingeniería en cuanto a su cumplimiento comprenderá:

- I.—Fecha en que se iniciará la operación de dispositivos de medición y muestreo de la descarga; y
- II.—Fecha estimada para que la descarga se ajuste a las condiciones señaladas en el artículo.

lo 13, dentro del plazo que el mismo establece.

ARTICULO 22.—Los responsables de las descargas de aguas residuales que en los términos de este reglamento deban instalar sistemas de tratamiento, estarán obligados a cumplir en sus fechas, con el programa contenido en el informe preliminar de ingeniería.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos vigilará el cumplimiento de esta obligación y en su caso, impondrá las sanciones que correspondan.

ARTICULO 23.—Las Secretarías de Recursos Hidráulicos y de Salubridad y Asistencia realizarán los estudios de los cuerpos receptores a que se refiere este Reglamento, a fin de clasificar las aguas en función de sus usos, conocer su capacidad de asimilación y de dilución, así como para señalar las condiciones particulares de las descargas de aguas residuales.

ARTICULO 24.—Con base en el dictamen que emita la Secretaría de Salubridad y Asistencia y en los estudios a que se refiere el artículo anterior, de una cuenca o región, la Secretaría de Recursos Hidráulicos fijará las condiciones particulares de las descargas de aguas residuales, de acuerdo con la clasificación del agua del cuerpo receptor, su volumen o gasto y las tolerancias fijadas en las siguientes tablas:

ANEXO DE LA TABLA No. 2*

- (a) Máximo 30°C excepto cuando sea causada por condiciones naturales.
Medida en la superficie fuera de la zona de mezclado.
- (b) Este límite, en no más del 10% del total de las muestras mensuales (5 mínimo), podrá ser mayor a 2000 coliformes fecales.

- (c) No deben existir en cantidades tales que provoquen una hiperfertilización.
- (d) El criterio con respecto a sustancias tóxicas es el siguiente:
Ninguna sustancia tóxica sola o en combinación con otras estará presente en concentraciones tales que conviertan el agua del cuerpo receptor en inadecuada para el uso específico a que se destine.
La Tabla No. 3 resume algunas de las sustancias tóxicas que de acuerdo con la información disponible se encuentran bajo reglamentación y estudio en varias partes del mundo.
Los valores de las sustancias de esta tabla no son limitativos y están sujetos a modificación de acuerdo con el futuro avance tecnológico.
- (e) Este límite, en no más del 10% del total de las muestras mensuales (5 como mínimo), podrá ser mayor a 2000 coliformes fecales.
- (f) No será permitido color artificial que no sea coagulable por tratamiento convencional.
- (g) Removible por tratamiento convencional.
- (h) 2000 coliformes fecales como promedio mensual, ningún valor mayor de 4000.
- (i) Conductividad no mayor de 2000 μ mohs/cm. Si el valor de RAS es mayor de 6, la Secretaría de Recursos Hidráulicos fijará el valor definitivo.
RAS = relación de absorción de sodio.
Boro 0.4 mg/1. Para valores superiores, la autoridad competente fijará el valor definitivo.
- (j) Para riego de legumbres que se consuman sin hervir o frutas que tengan contacto con el suelo.

T A B L A No. 2

CLASIFICACION DE LAS AGUAS DE LOS CUERPOS RECEPTORES SUPERFICIALES EN FUNCION DE SUS USOS Y CARACTERISTICAS DE CALIDAD*

Clase	Usos	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
		pH	Temperatura (°C)	O.D. (mg/l)	Bacterias Coliformes NMP (Organismos/100 ml)	Accites y Grasas (mg/l)	Sólidos Disueltos (mg/l)	Turbiedad (U.T.J.)	Color (Escala Platino Cobalto)	Olor y Sabor	Nitricentes Nitrógeno Fósforo	Materia Flotante	Substancias Tóxicas
				Límite Mínimo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo	Límite Máximo		
DA	Abastecimiento para sistemas de agua potable e industria alimenticia con desinfección únicamente. Recreación (contacto primario) y libre para los usos DI, DII y DIII	6.5 a 8.5	C.N. más 2.5 (a)	4.0	200 fecales (b)	0.76	No mayor de 1000	10	20	Ausentes	(c)	Ausente	(d)
DI	Abastecimiento de agua potable con tratamiento convencional (coagulación, sedimentación, filtración y desinfección) e industrial.	6.0 a 9.0	C.N. más 2.5 (a)	4.0	1000 fecales (e)	1.0	No mayor de 1000	C.N.	(f)	(g)	(c)	Ausente	(d)
DII	Agua adecuada para uso recreativo, conservación de flora, fauna y usos industriales.	6.0 a 9.0	C.N. más 2.5 (a)	4.0	10,000 coliformes totales como promedio mensual; ningún valor mayor de 20,000 (h)	Ausencia de película visib.	No mayor de 2000	C.N.	C.N.	C.N.	(c)	Ausente	(d)
DIII	Agua para uso agrícola e industrial	6.0 a 9.0	C.N. más 2.5 (a)	3.2	1000 (j) y libre para los demás cultivos.	Ausencia de película visib.	(i)	C.N.	C.N. más 10		(c)	Ausente	(d)
DIV	Agua para uso industrial (excepto procesamiento de alimentos).	5.0 a 9.5		3.2									(d)

pH = Potencial hidrógeno
 O.D. = Oxígeno disuelto
 N.M.P. = Número más probable

U.T.J. = Unidades de turbiedad Jackson
 mg/l = miligramos por litro

C.N. = Condiciones naturales
 °C = Grados centígrados

TABLA No. 3
VALORES MAXIMOS PERMISIBLES DE SUBSTANCIAS TOXICAS EN LOS CUERPOS RECEPTORES

Limite máximo en miligramos por litro.

Clasificación (Tabla 2)	DA	DI	DII	DIII
Arsénico	0.05	0.05	1.00	5.00
Bario	1.00	1.00	5.00	—
Boro	1.00	1.00	—	2.0
Cadmio	0.01	0.01	0.01	0.005
Cobre	1.00	1.00	0.1	1.0
Cromo hexavalente	0.05	0.05	0.1	5.00
Mercurio	0.005	0.005	0.01	—
Plomo	0.05	0.05	0.10	5.00
Selenio	0.01	0.01	0.05	0.05
Cianuro	0.20	0.20	0.02	—
Fenoles	0.001	0.001	1.00	—
Sustancias activas al azul de metileno (detergentes)	0.50	0.50	3.0	—
Extractables con Cloroformo	0.15	0.15	—	—
Plaguicidas				
Aldrin	0.017	0.017		
Clordano	0.003	0.003		
D.D.T.	0.042	0.042		
Dieldrin	0.017	0.017		
Endrin	0.001	0.001		
Heptacloro	0.018	0.018		
Epóxico de heptacloro	0.018	0.018		
Lindano	0.056	0.056		
Metoxicloro	0.035	0.035		
Fosfatos orgánicos con carbamatos	0.100	0.100		
Toxafeno	0.005	0.005		
Herbicidas totales	0.100	0.100		
Radioactividad	picocuries por litro			
Beta	1.000	1.000	1.000	
Radio-226	3	3	3	
Estroncio	10	10	10	

ARTICULO 25.—Cuando de acuerdo con los artículos 9 y 24, las condiciones particulares de las descargas se fijan antes de los plazos mencionados en los artículos 10 y 13, no tendrá aplicación la "Tabla número 1 de Máximos Tolerables".

ARTICULO 26.—La Secretaría de Recursos Hidráulicos dará a conocer a los responsables, las condiciones particulares fijadas para cada descarga de agua residual y señalará un plazo para cumplir con las mismas, el cual no podrá ser menor de un año ni mayor de tres.

ARTICULO 27.—Las condiciones particulares fijadas para cada descarga de agua residual, serán susceptibles de modificarse después de transcurrido un plazo de cinco años, si las condiciones demográficas y ecológicas lo requieren, excepto cuando se ponga en peligro la salud pública, en cuyo caso podrán modificarse en cualquier tiempo.

ARTICULO 28.—Los responsables de las descargas de aguas residuales, de una misma zona, podrán agruparse para construir obras o instalaciones comunes, a fin de efectuar una sola descarga, lo que se ajustará a lo que establecen los artículos 13 y 24.

Cuando la descarga se efectúe en aguas de propiedad de la Nación, se requerirá autorización de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

En cualesquiera otros casos, la Secretaría de Recursos Hidráulicos se coordinará con las autoridades locales competentes para los fines a que este artículo se refiere.

ARTICULO 29.—Fuera de los casos previstos en este Reglamento, queda prohibido arrojar o depositar basura u otros desechos humanos, sólidos gruesos, jales, lodos industriales y similares en ríos, cauces, vasos, estuarios y demás cuerpos receptores.

También se prohíbe depositar en las zonas inmediatas a los cuerpos receptores los desechos o residuos a que se refiere el párrafo anterior, susceptibles de ser arrastrados por las aguas.

ARTICULO 30.—La Secretaría de Recursos Hidráulicos creará una comisión consultiva en cada cuenca o región, para estudiar y opinar sobre la prevención y control de la contaminación de las aguas en la propia cuenca o región, así como sobre la clasificación del agua de los cuerpos receptores, según su uso.

La comisión podrá dar la asesoría que le soliciten los responsables de las descargas.

ARTICULO 31.—Para la integración de las comisiones consultivas, la Secretaría de Recursos Hidráulicos invitará para que nombren un representante a:

- I.—Los Gobiernos de las Entidades Federativas;
- II.—Los Ayuntamientos;
- III.—Los Servicios Coordinados de Salud Pública;
- IV.—El Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología;
- V.—El Congreso del Trabajo;
- VI.—La Confederación de Cámaras Industriales; y
- VII.—Los Comités Directivos de los Distritos de Riego, de Acuacultura y de Agrupaciones Agrícolas.

ARTICULO 32.—Las Comisiones Consultivas determinarán la forma de su funcionamiento. El representante del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología fungirá como coordinador. En ausencia de esta representación, la Secretaría de Recursos Hidráulicos designará dentro de los integrantes de la Comisión, al coordinador.

ARTICULO 33.—Los estudios y acuerdos de las comisiones serán dados a conocer a las Secretarías de Recursos Hidráulicos y de Salubridad y Asistencia y tendrán el carácter de recomendaciones que se implantarán por dichas autoridades cuando sean viables para efectos de la prevención y control de la contaminación de aguas.

Capítulo III

MEDIDAS DE ORIENTACION Y EDUCACION

ARTICULO 34.—Las Dependencias del Ejecutivo Federal dentro de sus correspondientes ámbitos de competencia, elaborarán y pondrán en práctica los planes, campañas y cualesquiera otras actividades tendientes a la educación, orientación y difusión de lo que el problema de la contaminación del agua significa, sus consecuencias y en general, los medios para prevenirla, controlarla y abatirla.

ARTICULO 35.—La Secretaría de Educación Pública invitará al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y a los demás Institutos de investigación científica y técnica del país, para que en coordinación con las Secretarías de Recursos Hidráulicos, de Salubridad y Asistencia, de Agricultura y Ganadería y de Industria y Comercio, realicen los estudios e investigaciones de nuevos métodos, sistemas, equipos, aditamentos y demás dispositivos que permitan prevenir, controlar y abatir la contaminación del agua.

ARTICULO 36.—El Gobierno Federal y las autoridades auxiliares deberán realizar campañas de orientación a través de periódicos, revistas, radio, televisión, cinematografía y demás medios de difusión, sobre los problemas de la contaminación del agua y

las medidas para prevenirla, así como para conservar, restaurar y mejorar su calidad.

ARTICULO 37.—Las Secretarías de Salubridad y Asistencia, de Recursos Hidráulicos y de Agricultura y Ganadería y el Departamento de Asuntos Agrarios y Colonización y en su caso la Secretaría de Marina y el Departamento del Distrito Federal, podrán solicitar la asesoría del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología en las investigaciones sobre planeación, programación, coordinación, orientación, sistematización, promoción y encauzamiento de actividades relacionadas con la prevención y control de la contaminación de las aguas.

ARTICULO 38.—Las Secretarías de Salubridad y Asistencia, de Recursos Hidráulicos, de Agricultura y Ganadería y de Marina y los Departamentos de Asuntos Agrarios y Colonización y del Distrito Federal, establecerán formas de coordinación entre sus dependencias, para orientar y formar conciencia entre los usuarios del agua, principalmente ejidatarios, comuneros y pequeños propietarios, sobre la necesidad de conservar, restaurar y mejorar su calidad y las formas de prevenir, controlar y abatir su contaminación, a través del empleo de medidas prácticas que les permitan participar en la solución de ese problema. Para tales fines se dará intervención a los Comités Directivos de los Distritos de Riego y a los de Acuicultura, a los comisariados ejidales y de bienes comunales y a las asociaciones de ejidatarios y comuneros, así como a las agrícolas y ganaderas.

ARTICULO 39.—Las Cámaras de Industria, las Nacionales de Comercio, así como sus respectivas confederaciones coadyuvarán con las autoridades, orientando a sus asociados, respecto a las medidas que deben adoptar para la prevención y control de la con-

taminación del agua y para la conservación y restauración de su calidad.

Capítulo IV

VIGILANCIA E INSPECCION

ARTICULO 40.—Las Secretarías de Salubridad y Asistencia y de Recursos Hidráulicos, dentro de sus correspondientes ámbitos de competencia, vigilarán el cumplimiento de las disposiciones de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental en lo referente al agua y de las de este Reglamento.

ARTICULO 41.—La Secretaría de Recursos Hidráulicos vigilará que las descargas de aguas residuales se ajusten a lo establecido en la Tabla No. 1 y en su caso, a las condiciones particulares fijadas para cada descarga.

Cuando pueda ponerse en peligro la salud pública, la Secretaría de Recursos Hidráulicos lo hará saber a la Secretaría de Salubridad y Asistencia para la intervención que le corresponde.

ARTICULO 42.—La Secretaría de Salubridad y Asistencia en el ejercicio de la acción sanitaria que le compete, podrá recabar toda la información que se relacione con la contaminación de las aguas y, en caso de riesgo, adoptar las medidas necesarias para proteger la salud y la vida de las personas.

ARTICULO 43.—La Secretaría de Recursos Hidráulicos tendrá a su cargo la vigilancia de obras o instalaciones para prevenir y controlar la contaminación del agua, en los términos de este Reglamento. Los propietarios o encargados de dichas obras e instalaciones están obligados a permitir su inspección.

Capítulo V

SANCCIONES

ARTICULO 44.—Las visitas de inspección sólo se practicarán previa orden escrita, en la que deberá precisarse el objeto de la inspección.

ARTICULO 45.—Al efectuar las visitas, los inspectores se identificarán debidamente: exhibirán, además, el oficio de comisión y después de practicada la inspección, procederán a levantar el acta correspondiente, entregando un ejemplar de la misma y una copia del oficio de comisión, a la persona en cuya presencia se haya practicado la diligencia.

ARTICULO 46.—Los propietarios, encargados u ocupantes, que se encuentren en el lugar de la inspección, están obligados a permitir el acceso y dar todo género de facilidades e informes a los inspectores para el desarrollo de su cometido.

ARTICULO 47.—Al iniciar la inspección se solicitará al propietario o encargado, la designación de dos testigos que deberán permanecer durante el desarrollo de la visita. En caso de negativa o ausencia de aquéllos, el inspector podrá designarlos.

ARTICULO 48.—Si el propietario, encargado u ocupante se negare a firmar el acta que se levante así se hará constar en la misma, pero esta circunstancia no afectará su validez.

ARTICULO 49.—El inspector que hubiere practicado la visita deberá entregar o enviar en su caso el acta levantada, en el curso de las siguientes veinticuatro horas, a la autoridad que haya ordenado la inspección.

ARTICULO 50.—Para los efectos de este Reglamento, no serán objeto de inspección las casas habitación, salvo que exista certeza sobre uso distinto a de habitación o sobre simulación del uso convenido dado al inmueble.

ARTICULO 51.—Las infracciones a lo dispuesto en los artículos 7, 10 último párrafo, 11, 29 y 43 se sancionarán con multa de cien a cinco mil pesos.

ARTICULO 52.—Las infracciones a lo dispuesto en los artículos 16 y 46, se sancionarán con multa de quinientos a cincuenta mil pesos.

ARTICULO 53.—Las infracciones a lo dispuesto en los artículos 13, 14 y 26 se sancionarán con clausura y multa de quinientos a cincuenta mil pesos. Satisfechos los requisitos establecidos en este Reglamento para la prevención y control de la contaminación del agua, se levantará la clausura.

ARTICULO 54.—Los responsables de las descargas de aguas residuales, cuya actitud haya motivado la clausura, serán responsables de las consecuencias de ésta.

Si a juicio de la autoridad, la clausura pudiese causar grave daño a la colectividad, se decretará, en su lugar, la ocupación temporal, hasta en tanto se eliminen por cuenta del propietario, las causas de la contaminación, siguiéndose en lo conducente, el procedimiento que establece la Ley de Expropiación.

ARTICULO 55.—Los inspectores que en el ejercicio de sus funciones, no observen lo dispuesto en este Reglamento, serán sancionados con amonestación, suspensión o cese, según la gravedad de la falta. La sanción será aplicada previa audiencia del interesado.

Capítulo VI

PROCEDIMIENTO PARA APLICAR LAS SANCIONES

ARTICULO 56.—Turnada un acta de inspección a la Secretaría de Salubridad y Asistencia o de Recursos Hidráulicos, según el personal que la hubiere levantado, se procederá a su calificación y el resultado deberá notificarse al interesado personalmente o por correo certificado con acuse de recibo. En caso de infracción, se le otorgarán treinta días hábiles para que formule su defensa por escrito, rinda pruebas y alegue lo que a su derecho convenga.

ARTICULO 57.—Transcurrido el plazo otorgado al infractor para formular su defensa, deberá dictarse resolución, fundada y motivada, dentro de los treinta días hábiles siguientes, la cual será notificada al interesado en forma personal o por correo certificado con acuse de recibo.

ARTICULO 58.—Para la calificación de las sanciones, cuando este Reglamento señale un máximo y un mínimo, se tendrá en cuenta lo siguiente:

- I.—El carácter intencional o imprudente de la acción u omisión;
- II.—Las consecuencias que la contaminación origine, tomando en cuenta el daño que cause o peligro que provoque;
- III.—Las condiciones económicas del infractor; y
- IV.—La reincidencia.

Excluye de responsabilidad al infractor, el caso fortuito o la fuerza mayor.

ARTICULO 59.—En los casos de clausura, el personal comisionado para ejecutar esta sanción procederá a levantar acta detallada de la diligencia, si-

guiendo para ello los lineamientos generales establecidos para las inspecciones.

ARTICULO 60.—La ocupación o la clausura se aplicarán sin perjuicio de las multas a que se refiere este Reglamento.

Capítulo VII

RECURSO ADMINISTRATIVO DE INCONFORMIDAD

ARTICULO 61.—A partir de la fecha de notificación de una sanción, comenzará a correr para el infractor, el término de quince días hábiles para interponer por escrito, el recurso de inconformidad a que se refiere el artículo 32 de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental.

ARTICULO 62.—El titular de la Secretaría de Salubridad y Asistencia o de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, que hubiere impuesto la sanción conocerá el recurso de inconformidad. Podrá interponerse directamente ante la Dependencia o por correo certificado con acuse de recibo, caso este último en que se tendrá como fecha de presentación la del día en que haya sido depositado el escrito correspondiente en la oficina de correos.

En el escrito en que se interponga el recurso, se ofrecerán pruebas, en los casos que proceda, conforme al artículo siguiente:

ARTICULO 63.—La resolución impugnada se apreciará tal como aparezca probada ante la autoridad que impuso la sanción. Por consiguiente, no se admitirán pruebas distintas a las rendidas durante la tramitación del procedimiento relativo a la aplicación de las sanciones, a no ser que las propuestas por el

interesado le hubieren sido desechadas indebidamente o no hubieren sido desahogadas o perfeccionadas por motivos no imputables al oferente. En este caso, se concederá un término de quince días para el desahogo de las mismas.

ARTICULO 64.—Admitido el recurso y, en su caso, desahogadas las pruebas, el titular de la Dependencia dictará resolución fundada y motivada dentro de un término de treinta días hábiles. Esta resolución se notificará al interesado personalmente o por correo certificado con acuse de recibo.

ARTICULO 65.—La interposición del recurso suspenderá la ejecución de las sanciones pecuniarias si el infractor garantiza el interés fiscal, en cualquiera de las formas que establece el Código Fiscal de la Federación.

Capítulo VIII

ACCION POPULAR

ARTICULO 66.—La acción popular para denunciar la existencia de alguna de las fuentes de contaminación a que se refiere la Ley y este Reglamento, se ejercitará por cualquier persona ante las Secretarías de Salubridad y Asistencia o de Recursos Hidráulicos, bastando para darle curso, el señalamiento de los datos necesarios que permitan localizarla, así como el nombre y domicilio del denunciante.

ARTICULO 67.—Las Secretarías de Salubridad y Asistencia y de Recursos Hidráulicos, al recibir la denuncia, identificarán debidamente al denunciante y en todos los casos, oirán a la persona que pueda resultar afectada por aquélla.

ARTICULO 68.—La autoridad competente, deberá efectuar las visitas, inspecciones y diligencias necesarias para la comprobación de la existencia de la contaminación denunciada, su localización, clasificación y evaluación.

Después de realizados estos trabajos comprobatorios, si fuera procedente, se dictarán las medidas técnicas conducentes y en su caso, se procederá conforme a lo dispuesto en este Reglamento.

ARTICULO 69.—Las Secretarías de Salubridad y Asistencia y de Recursos Hidráulicos, después de que dicten y apliquen las medidas correspondientes para abatir y controlar la contaminación, lo harán saber al denunciante en vía de reconocimiento a su cooperación cívica.

Capítulo IX

DEFINICIONES

ARTICULO 70.—Para los efectos de este Reglamento, se entiende por:

AGUAS RESIDUALES.—Es el líquido de composición variada proveniente de usos municipal, industrial, comercial, agrícola, pecuario o de cualquiera otra índole, ya sea pública o privada, y que por tal motivo haya sufrido degradación en su calidad original.

AGUAS RESIDUALES DE USOS PURAMENTE DOMESTICOS.—Son las aguas residuales que se generan y provienen de las casas habitación, y que no han sido utilizadas con fines industriales, comerciales, agrícolas y pecuarios.

BASURA U OTROS DESECHOS HUMANOS.—Son los residuos no provenientes de la indus-

tria resultantes de las actividades de las personas o de los municipios.

CAPACIDAD DE ASIMILACION.—Es la propiedad que tiene un cuerpo receptor calculada con base en el gasto de diseño para restablecer su calidad en forma tal que no se viole en tiempo ni espacio la norma de calidad establecida.

CAPACIDAD DE DILUCION.—Es la cantidad de cualquier elemento, compuesto o sustancia que puede recibir un cuerpo receptor en forma tal que no exceda en ningún momento ni lugar la concentración máxima de dicho elemento, compuesto o sustancia establecida en la norma de calidad del cuerpo receptor correspondiente, tomando como base el gasto normal de diseño o volumen normal de diseño.

CLASIFICACION DE LAS AGUAS SUPERFICIALES.—Es la designación que se da al agua de un río, lago, estuario, costa o parte de los mismos, para ser usada en diferentes actividades legítimas del hombre.

CONDICIONES PARTICULARES DE LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES.—Son el conjunto de características físicas, químicas y bacteriológicas que deberán satisfacer las aguas residuales antes de su descarga a un cuerpo receptor.

CUERPO RECEPTOR.—Es toda red colectora, río, cuenca, cauce, vaso o depósito de aguas que sea susceptible de recibir directa o indirectamente la descarga de aguas residuales.

DESCARGA.—El conjunto de aguas residuales que se vierten o disponen en algún cuerpo receptor.

DESCARGA EXISTENTE.—Todas aquellas descargas de aguas residuales que estén en operación el día que entre en vigor el presente Reglamento.

ESTUARIO.—Es el tramo de río bajo la influencia de la marea y que está limitado en longitud hasta la zona donde la concentración de cloruros es de 250 mg/l o mayor durante los gastos de estiaje.

INFORME PRELIMINAR DE INGENIERIA (I.P.I.).—Es el documento técnico que los responsables de las descargas deben presentar a la Secretaría de Recursos Hidráulicos en los términos de este Reglamento y que deberá contener la descripción del desarrollo del trabajo de cada fase, así como las fechas de terminación de cada una de ellas.

REGISTRO DE LA (S) DESCARGA (S).—Es la asignación de un número que la Secretaría de Recursos Hidráulicos dará a cada "responsable de descarga" a la presentación y aceptación de la forma correspondiente.

RESPONSABLE DE LA DESCARGA.—Toda persona física o moral, pública o privada, que sea responsable legal de la operación, funcionamiento, o administración general de cualquier actividad municipal, industrial, comercial, agropecuaria o de cualquier otra índole, que produzca una o varias descargas de aguas residuales.

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.—Es el conjunto de dispositivos y tuberías instalados con el propósito de recolectar, conducir y depositar en un lugar determinado las aguas residuales que se generan o se captan en una superficie donde haya zona industrial, población o comunidad en general.

TRABAJOS EXTERNOS.—Son los que comprenden una planta de tratamiento de agua.

TRABAJOS INTERNOS.—Son los que no comprenden una planta de tratamiento de agua.

TRATAMIENTO O PURIFICACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.—Es el proceso o serie de procesos a los que se someten las aguas residuales, con el objeto de disminuir o eliminar características perjudiciales de los contaminantes que éstas contienen.

TRANSITORIOS

Artículo Primero.—Este Reglamento entrará en vigor a los sesenta días siguientes de su publicación en el "Diario Oficial" de la Federación.

Artículo Segundo.—Se derogan todas las disposiciones que se opongan al presente Reglamento.

Dado en la Residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la ciudad de México, Distrito Federal, a los 28 días del mes de marzo de 1973.

LUIS ECHEVERRIA ALVAREZ



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam

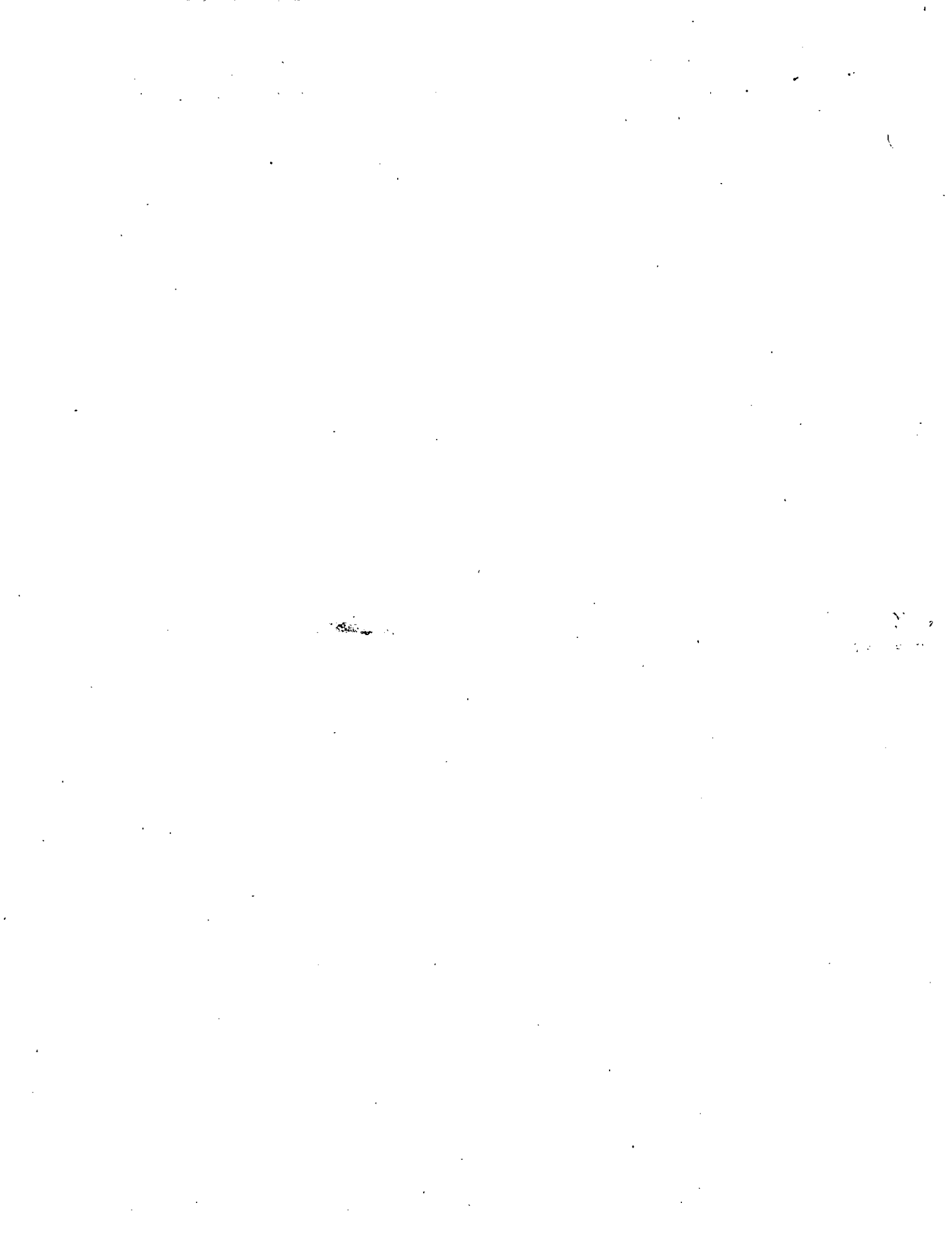


ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

- PROCESOS COSTEROS
- EVALUACION DEL TRANSPORTE LITORAL
- LAGUNAS COSTERAS
- LOS ACCESOS COSTEROS

ING. DANIEL CERVANTES CASTRO

JUNIO, 1979



EVALUACION DEL TRANSPORTE LITORAL

I. GENERALIDADES

Uno de los puntos más controvertidos en la Ingeniería de Costas es sin duda alguna el problema relativo a la cuantificación del transporte litoral producido por la acción del oleaje sobre una playa arenosa.

Diferentes investigadores han tratado de encontrar una expresión que permita calcular la cantidad de material que transporta el oleaje, basados en casos específicos que permitan una generalización del problema, sin embargo los resultados obtenidos dejan mucho que desear ya que los valores que se obtienen por la aplicación de las diferentes expresiones presentan variaciones de gran consideración que no permiten la aplicación de ninguno de ellos.

Por otra parte la obtención de los datos necesarios para la evaluación del transporte en la mayoría de nuestros casos es muy difícil y costosa por la falta de equipo apropiado, teniéndose que recurrir ya sea a datos de tipo general o muy limitados que no permiten tener una idea completa del problema, por lo que ante la necesidad de realizar proyectos en los cuales el transporte litoral es preponderante se ha tenido que recurrir a la obtención de los elementos necesarios mediante formas indirectas tales como los perfiles de equilibrio de las playas.

Los resultados que se han obtenido han podido ser verificados tanto en la naturaleza mediante la construcción de obras de retención de azolve tipo espigones, dragados o bien por mediciones directas.

II. LAS EXPRESIONES DEL TRANSPORTE LITORAL

Los primeros intentos para relacionar el transporte litoral con las características del oleaje o las condiciones meteorológicas son debidas a Munch-Petersen (1), que propuso para la zona del Báltico:

$$Q = K V^2 \rho_v D \sin \alpha$$

en donde:

- Q = capacidad de transporte del oleaje generado por el viento actuante.
- V = velocidad del viento.
- ρ_v = frecuencia del mismo en % del período considerado.
- D = duración de la acción del viento.
- α = ángulo que forma la dirección del viento con la línea de playa.

(1) Munch-Petersen.- Material Wandering Longs Meerhüsten-Onhe Ebbe und Flut.- IV Hydrologische Konferenz der Baltischen Straten. 1933.

Esta expresión fue posteriormente modificada por Knaps (2) de la manera siguiente:

$$Q = K V^3 e \sqrt{D} \sin \alpha \cos \alpha$$

y hubo intentos adicionales para tratar de expresarla en función de las características directas del oleaje en cuanto a su amplitud, periodo, tiempo de acción y ángulo de incidencia.

Watts (3) trató de cuantificar los volúmenes acarreados por el oleaje en South Lake Worth Inlet, de las costas de Florida, U.S.A., encontrando para el caso particular, diámetro medio del material playero de 0.3 mm., la siguiente expresión:

$$Q_s = 240 E_i^{0.9}$$

Por la misma época, Lee (4) en trabajos realizados en la zona del Lago Michigan encontró que el transporte litoral podría ser expresado por la forma:

$$Q_s = K E_i^{0.97}$$

Caldwell (5) efectuó una serie de mediciones en una playa de 5 km. en Anaheim Bay, California, U.S.A., y relacionando los volúmenes de arena en diferentes secciones de la playa con la energía del oleaje incidente encontró que:

$$Q_s = K E_i = 135 E_i$$

Estimando la energía incidente en ft-lbs/ft de playa/día y Q_s en yardas cúbicas por día.

Las condiciones de la playa estudiada por Caldwell se pueden resumir en los siguientes puntos:

Playa sujeta a la acción de un oleaje con incidencia comprendida entre los 9 y 21°.

Material playero con diámetro medio de 0.2 a 0.5 mm., siendo el diámetro del estrán de 0.4 a 0.1 mm.

Caldwell trató de generalizar su expresión y tomando las mediciones efectuadas por Watts obtuvo la siguiente expresión:

$$Q_s = 210 E_i^{0.8}$$

-
- (2) Knaps R.J. - Profung der Formel von Prof. Munch-Petersen über Material Wanderung on der Lettischen Küste. - IV Hydrologische Konferenz der Baltischen Straten. 1938.
 - (3) Watts G. - A Study of Sand Movement at South Lake Worth Inlet, Florida. - Beach Erosion Board. Technical Memo. No. 42, October 1953.
 - (4) Lee C.E. - Filling Pattern of the Fort Sheridan Groin System. - Proc. of 4th Conference on Coastal Engineering, Council on Wave Research, 1953.
 - (5) Caldwell J.M. - Wave Action and Sand Movement Near Anaheim Bay, Calif. Beach Erosion Board. Technical Memo. No. 68, February 1956.

Larras (6) propone que el transporte sea valuado con la siguiente expresión:

$$Q = K g H^2 T \sin \frac{\alpha}{4}$$

en la que

- Q = gasto sólido por unidad de tiempo
H = altura de la ola
T = periodo
 α = ángulo de incidencia del oleaje
K = función adimensional que depende de la relación de esbeltez del oleaje y de las características del material playero.

El Dr. Bajorunas (7) realizó estudios en la zona playera del Lago Superior, donde el diámetro característico está comprendido entre 0.2 y 0.4 mm. y propuso la expresión:

$$Q = 19 E_0 \sin \alpha (1 - e^{-0.023 D \cot \alpha})$$

en la cual D es la longitud en millas de la playa considerada como recta entre dos ondulaciones cercanas al punto en estudio; E_0 = energía anual del oleaje en aguas profundas en millones de lb-ft/ft de cresta y α el ángulo de incidencia del oleaje.

Savage (8) realizó una serie de experimentos en el laboratorio con el fin de estudiar el proceso litoral, mismos que fueron complementados por Inman y Bagnold (9) llegando a establecer la siguiente expresión:

$$Q = 125 E_i$$

Otros investigadores han tratado de expresar al transporte litoral, haciendo una analogía con el movimiento de sedimentos en un cauce, al considerar que la corriente litoral que produce el oleaje, tiene las mismas características y puede ser tratada con la expresión clásica del transporte sólido de los ríos.

Eagleson (10) propone para el cálculo de la velocidad de la corriente litoral:

$$V_l^2 = \frac{3}{8} \left(g \frac{H_b^2 n}{\rho_b} \right) \frac{\sin \theta \sin \alpha \cos \alpha}{f}$$

- (6) Larras J.- Plages et Cotes de Sable.- Collection du Laboratoire National d'Hydraulique.- Eyrolles, Paris, 1957.
(7) Bajorunas L.- Littoral Transport in the Great Lakes.- Proceedings of the 7th Conference on Coastal Engineering.- Council on Wave Research, 1961.
(8) Savage R.P.- Laboratory Study of the Effect of Groins with Rate of Littoral Transport.- U.S. Army Beach Erosion Board.- Tech. Memorandum No. 14, 1959.
(9) Inman D.L. y R.A. Bagnold.- Littoral Processes.- The Sea, Vol. 3. MN Hill, Interscience Publ. 1963.
(10) Johnson J.W. y P.S. Eagleson.- Coastal Processes. Estuary and Coastline Hydrodynamics.- Ed. Arthur T. Ippen, McGraw Hill Book Company, 1966.

$$\text{donde: } f = \left[2 \log_{10} \left(\frac{H_b}{K_e} \right)^2 + 1.74 \right]^{-2}$$

$K_e = 0.00093 \text{ m.}$

$H_b =$ altura de la ola a la rompiente

$d_b =$ profundidad en la rompiente

$\alpha =$ ángulo de incidencia del oleaje

$\theta =$ pendiente de la playa

$n =$ factor de grupo

Este valor de la velocidad puede ser introducido directamente en cualquiera de las expresiones tales como la de Meyer-Peter, Kalinske o Einstein.

Komar (11) en un reciente estudio realizado en la Universidad de California, valuó la corriente litoral y la relacionó con la expresión energética del oleaje, llegando a establecer la siguiente expresión:

$$Q_l = \frac{K' E_i V_l}{(\rho_s - \rho) g a' U_o}$$

En la que $V_l = K'' U_o \sin \alpha \cos \alpha$

dando por resultado que

$$Q_l = \frac{K' K'' E_i}{(\rho_s - \rho) g a'} \sin \alpha \cos \alpha$$

siendo K' y K'' coeficientes adimensionales y a' un coeficiente de vacío de la arena.

III. ANALISIS CRITICO

Las diferentes expresiones del transporte litoral tienen en si características semejantes como son el hecho de considerar todas ellas una relación directa con la energía del oleaje, así podemos indicar que tanto las expresiones de Munch-Petersen y Knaps pueden llegar a presentarse en forma tal:

$$Q_l = K V^3 \rho \sqrt{D} \sin \alpha \cos \alpha = K_1 (E) \sin \alpha \cos \alpha$$

Las expresiones de Watts, Lee, Caldwell, Savage, Irman y Bagnold pueden resumirse todas ellas como:

$$Q = K E_i^a = K (E \sin \alpha \cos \alpha)^a$$

en la que K y a varían de acuerdo con las características locales de las condi-

(11) Komar P.D. - The Longshore Transport of Sand on Beaches. - University of California, 1969.

ciones de oleaje y material playero.

Larras indica ya esta dependencia del coeficiente K, ligándolo directamente con la esbeltez del oleaje y el material playero, con la variante de que el ángulo de incidencia influye en sus $7/4$ es decir casi el doble del ángulo, justificando este valor, con observaciones realizadas en el laboratorio para obtener los valores máximos del transporte litoral, hace intervenir en forma similar el período del oleaje lo que representa una mayor influencia de la longitud de onda en la cuantificación de la energía:

$$Q = \frac{K}{\sqrt{L_0}} \left(\frac{g H^2 L}{8} \right) \sin \frac{7\alpha}{4} \approx K E \sin \frac{7\alpha}{4}$$

La expresión del Dr. Bajorunas puede esquematizarse como

$$Q = K E \sin \alpha$$

y la de Komar: $Q = K E_l \sin \alpha \cos \alpha$

La expresión de Eagleson tiene problemas muy particulares que hacen que su utilización sea muy restringida a los casos en que pueda considerarse que existe un cauce bien definido sobre el cual se originará el transporte litoral, teniendo además las limitaciones de las propias funciones del transporte.

Como conclusión de todo lo anterior podemos indicar que existe una relación del transporte litoral con el ángulo de incidencia del oleaje representada, de acuerdo con las diferentes expresiones y mediciones de laboratorio por la función \sin^2 como la más indicada, la energía del oleaje deberá ser una función directa que puede ser representada por la expresión propuesta por Larras, dada la facilidad de aplicación de la misma, ya que es posible considerar que las expresiones americanas, han tenido una cierta influencia las unas sobre las otras al tratar de indicar la acción de la energía como una función exponencial.

El valor de K, lejos de ser una constante, es una variable en la que la influencia del oleaje se deja hacer sentir en combinación con las características del material playero, la determinación de este valor sigue siendo el punto crítico para la evaluación del transporte y aunque se continúan realizando estudios tanto de campo como de laboratorio a la fecha no ha sido posible llegar a un valor en el que exista uniformidad, sin embargo los estudios realizados en el Laboratorio Nacional de Hidráulica en Chatou, Francia, a partir de 1959, han permitido obtener un valor de esta relación que aplicada a las costas mexicanas ha dado resultados muy satisfactorios ya que han permitido la evaluación del transporte litoral y en la mayoría de los casos ha podido ser verificado por diferentes métodos.

La expresión generalizada para nuestras costas adquiere la forma siguiente:

$$Q = k D^{1/2} \left(\frac{L_0}{H_0} \right) g t H^2 T \sin 2\alpha$$

en la que:

K tiene el valor de 0.118×10^{-5} a 0.3×10^{-5} según el tipo de perfil playero,
D es el diámetro en milímetros,
 L_0 longitud de onda en aguas profundas,
 H_0 amplitud en aguas profundas,
H altura del oleaje antes de rompiente,
T periodo del oleaje,
 α ángulo de incidencia,
t tiempo de acción en segundos,

y el valor del transporte está en m^3 por el tiempo de acción t.

IV. LOS PERFILES DE EQUILIBRIO DE LAS PLAYAS

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

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

Como en nuestro caso particular no se cuenta con estaciones oceanográficas que permitan tal información, estos datos han sido obtenidos de las estadísticas publicadas por la Oficina Hidrográfica de los Estados Unidos de Norteamérica sobre el estado del mar en las zonas cercanas a nuestras playas, sin embargo ante la falta de una información completa se ha tenido que recurrir a la obtención indirecta de las características del oleaje mediante los perfiles playeros.

En trabajos anteriores (12) hemos definido y comentado la particularidad de los perfiles de equilibrio y como su análisis adecuado permite obtener las características del oleaje formador de acuerdo con el material playero de la misma, pudiendo sintetizarse como sigue:

La acción de un oleaje H durante un tiempo suficientemente grande produce sobre la playa, un perfil cuya forma puede asimilarse a una parábola cuyo origen se encuentra localizado sobre la zona de rompiente al nivel medio del mar en reposo y cuya distancia a la berma de la playa (X_0) es una función del periodo del oleaje ya que hay un cierto valor del periodo T_c a partir del cual se definen dos tipos de perfiles llamados genéricamente perfil de verano o perfil de invierno.

(12) Cervantes C.D.- Los Perfiles de Equilibrio en Playas de Arena.- Revista Técnica Puertos. México, D. F., 1962.

El análisis de los diferentes perfiles de playa según el criterio expuesto permitirá complementar la información estadística que se pueda obtener con mediciones efectuadas en el lugar, durante periodos no muy largos de tiempo, datos todos estos con los cuales será factible la evaluación del transporte litoral de una manera bastante aproximada.

V. APLICACIONES

En las costas mexicanas se han realizado algunos trabajos tendientes a evaluar el transporte litoral mediante la construcción de espigones de retención que permiten la cubicación de los materiales transportados en función de la evolución de la línea de playa.

Siguiendo el criterio de los perfiles de equilibrio, complementados con datos estadísticos fue posible para el caso de Puerto Vallarta, Jal. evaluar un transporte litoral de $83,000 \text{ m}^3/\text{año}$ para oleajes formadores de un metro, periodo de 11 segundos y diámetro medio de 0.25 mm. (13). Estos valores fueron comprobados mediante la construcción de un espigón de 180 m. de longitud cuyo control a lo largo de un año permitió además el poder determinar las escalas de tiempo morfológicas para un estudio en modelo reducido que permitió diseñar la obra adecuada para evitar el azolvamiento a dicho puerto y el sistema de espigones para protección y defensas de las playas erosionadas.

Para la construcción del puerto refugio de Yukalpetén, se construyó una serie de espigones con criterio semejante al enunciado anteriormente y la evaluación del transporte litoral, que para este caso resultó ser del orden de $50,000 \text{ m}^3/\text{año}$ fue plenamente comprobado tanto por la evolución de la línea de playa en la naturaleza como en el modelo reducido que se hizo con el fin de determinar la vida útil de las obras de retención de material (14).

En Salina Cruz, Oax., lugar en el cual existe un fuerte problema de azolvamiento del puerto se hicieron asimismo evaluaciones del mismo, resultando ser del orden de los $750,000 \text{ m}^3/\text{año}$ cuya verificación fue posible debido a los dragados continuos que se realizan en el interior de la dársena portuaria y canal de acceso (15).

En la zona de la Laguna Madre de Tamaulipas fue factible igualmente el aplicar el criterio anterior y verificarlo mediante mediciones directas en el campo del:

-
- (13) Cervantes C.D.- Estudio en Modelo Reducido de Puerto Vallarta, Jal.- Memoria No. 16, Secretaría de Marina, México, D.F., septiembre 1964.
 - (14) Cervantes C.D. y G. Macdonel.- Estudios Teóricos experimentales para el Proyecto de las Obras de Protección del Puerto Refugio de Yukalpetén, Yuc.- Memorandum Técnico No. XI, Secretaría de Marina, México, D.F., Junio de 1967.
 - (15) Cervantes C.D. y G. Macdonel.- Estudio del Problema del Transporte Litoral en Salina Cruz, Oax.- Reporte interno no publicado. Departamento de Estudios y Laboratorios, Secretaría de Marina, México, D. F., septiembre de 1966.

no pero que para nuestro caso podemos llamarlos perfil con barra o perfil sin barra.

La forma del perfil de equilibrio del fondo comprendido entre la profundidad de la plataforma continental de pendiente inferior a 3% y la profundidad de rompiente d_b de la ola puede asimilarse a una forma parabólica $X = a Y^2$ o sea

$$X = \frac{K}{\rho_1^{1/2} D_2 H^{3/2}} Y^2$$

H = altura de la ola.

D_2 = diámetro medio en mm. del material formador del perfil

ρ_1 = densidad del material bajo el agua

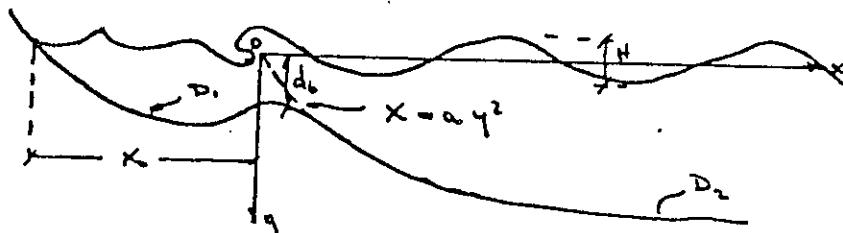
K = 0.95 si X, Y y H en m. y D en mm.

El origen de los ejes de la parábola está a una distancia de la berma de la playa:

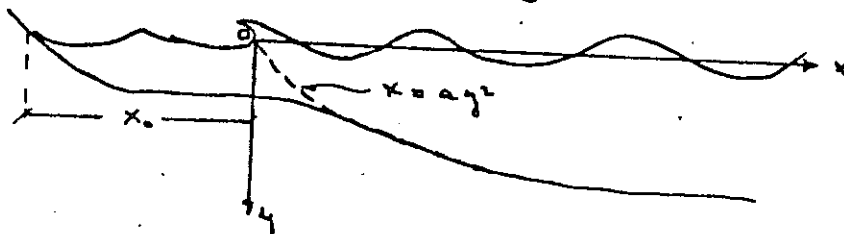
$$X_0 = \frac{67}{\rho_1^{1/2} D_1^{1/2}} H^{8/2} \quad \text{Si } T > T_c$$

$$X_0 = \frac{43.5}{\rho_1^{1/2} D_1^{1/2}} H^{3/2} \quad \text{Si } T < T_c$$

$$\text{Siendo } T_c = \frac{K}{0.06 \rho_1^{1/2} D^{1/2}}$$



Perfil para $T < T_c$.



Perfil para $T > T_c$.

material transportado por el oleaje. Para este caso particular fue posible el aplicar diferentes criterios tales como el Eagleson combinado con la función de transporte de Kalinske, evaluación del transporte según el criterio de Larras por periodos estacionales y utilizando datos estadísticos de la Oficina Hidrográfica de los Estados Unidos así como mediciones directas del oleaje en el sitio para épocas determinadas, cuyos resultados comparativamente con los obtenidos por medio de los perfiles playeros fueron del todo satisfactorios. (16, 17).

VI. CONCLUSIONES

Dentro de los problemas de la ingeniería de costas es de vital importancia el conocer de una forma aproximada el transporte litoral existente en una playa, para lo cual ante la pluralidad de expresiones que tratan sobre su evaluación se ha considerado indispensable el hacer la síntesis de todas ellas y obtener una que de acuerdo con nuestros medios y posibilidades nos permita tener una idea lo más certera posible.

Considerando que el perfil de playa es en gran parte indicativo de la forma en que se realiza ese transporte por representar por si mismo el resultado de la acción de los oleajes que están actuando sobre el material playero, se ha tomado éste como punto de partida para poder definir los oleajes formadores y consecuentemente los oleajes que actúan en el movimiento de las arenas a lo largo de una playa.

Las aplicaciones realizadas nos permiten prever que es factible mediante la continuación de experimentos de este tipo y verificaciones tanto en naturaleza como en modelos reducidos llegar a establecer relaciones directas que en forma aun más simple nos permitan obtener los resultados buscados.

-
- (16) López G.H. et al.- Estudio Preliminar para la Rehabilitación de la Laguna Madre de Tamaulipas.- Secretaría de la Presidencia. México, D. F., 1967.
- (17) López G.H.- Valuación del Transporte Litoral en una Playa.- IV Congreso Nacional de Oceanografía, México, D.F., noviembre de 1969.

LAGUNAS COSTERAS LOS ACCESOS COSTEROS

Los accesos costeros en problemas de pesca

DANIEL CERVANTES CASTRO

Instituto Nacional de Investigaciones Biológico-Pesqueras
Dirección General de Pesca, S.I.C., México, D. F., MEXICO

RESUMEN

La utilización de las lagunas costeras y aguas estuarinas como áreas de cría y de reproducción de cierto tipo de especies marinas y explotación de otras, plantea, generalmente, problemas en su acceso costero. En este trabajo se discute la dinámica del funcionamiento de los accesos costeros en función de los aportes de aguas interiores, sedimentos, área inundada, prisma de marea, corrientes, transporte litoral y área del acceso. Se apuntan igualmente las soluciones a considerar en el caso de mantenimiento de los accesos y su posible utilización para la entrada de embarcaciones pesqueras de pequeño porte.

SUMMARY

The utilization of coastal lagoons and estuarine waters as reproduction and nursery areas for certain species and for the exploitation of others, often gives rise to problems in its access. This paper examines the dynamics of coastal inlets as a function of waters inflow from inland areas, sediments, flooded areas, tidal prism, currents and littoral drift. Solutions are suggested for maintenance of these inlets and for their possible use to permit the entry of small fishing vessels.

INTRODUCCIÓN

Las extensas zonas de lagunas costeras y áreas estuarinas con que cuenta México, la gran productividad de especies marinas que pueden obtenerse de ellas y el hecho de que la mayoría de la población pesquera nacional viva actualmente en sus riberas, ha determinado un programa general de desarrollo tendiente al óptimo aprovechamiento de dichas áreas como zonas de cría y de reproducción de cierto tipo de especies y explotación de otras, en beneficio directo de los pescadores.

El programa implica una serie de estudios e investigaciones en el campo de la biología y la hidráulica, que tiene como objetivo el conocimiento de las condiciones climáticas y el cuadro ecológico existente en las lagunas y aguas estuarinas, así como el funcionamiento hidráulico de las mismas con el fin de proyectar las obras de ingeniería necesarias para mantener

D. Cervantes C.

o modificar las condiciones ambientales requeridas para el mejor desarrollo de las especies.

Las obras de ingeniería tienen como función primordial el suministrar los aportes de agua dulce o marina a las lagunas en las épocas críticas o en forma constante según se determine, siendo el principal problema a resolver el relativo al acceso costero que permita no solamente mantener ciertos niveles de salinidad, sino la entrada de larvas u organismos requeridos por el ciclo biológico de las principales especies susceptibles de explotarse.

En los accesos costeros tiene un papel preponderante la acción, combinada de los aportes de aguas interiores, sedimentos, mareas, corrientes, transporte litoral, áreas de las lagunas y el área del mismo acceso, por lo que el estudio de estos factores será determinante en el tipo de obras que se proyecten.

Dadas las necesidades específicas que los problemas pesqueros plantean a las lagunas y aguas estuarinas, en algunos casos se requerirá únicamente mantener el acceso en condiciones estables y en otros será necesario proporcionar una profundidad mínima con el objeto de que las pequeñas embarcaciones puedan entrar y salir libremente a realizar la pesca costera complementaria a la pesca interior, según los planes previstos en cada caso.

Este trabajo plantea pues la dinámica del funcionamiento de los accesos y las posibles soluciones a considerar desde el punto de vista de su utilización en beneficio de la pesca.

LAGUNAS COSTERAS

Las lagunas costeras son masas de agua que se encuentran separadas del mar por un cordón litoral, el cual puede estar segmentado en una o varias zonas llamadas bocas o accesos; cuando esto sucede en forma permanente, las masas de agua se comportan como un estuario, es decir, una masa de agua conectada libremente con el mar y con aportación de escurrimientos terrestres.

Se ha aceptado prácticamente, que las lagunas se han formado por la emersión de barras arenosas constituidas por los sedimentos aportados por las corrientes fluviales, mediante la acción del oleaje, que han separado el cuerpo de agua que constituye la laguna costera.

Normalmente las lagunas costeras se forman a lo largo de costas con variaciones relativamente pequeñas de marea con amplia plataforma continental y una pendiente suave, en las cuales existe un cierto transporte litoral, que tenderá en la mayoría de los casos a cerrar completamente el acceso a la laguna. En condiciones naturales existe un cierto equilibrio entre la acción de los diferentes agentes que intervienen en el funcionamiento de una laguna, actuando unos en el sentido de azolverlas y hacerlas

D. Cervantes C.

difíciles de resolver en el campo de la ingeniería de costas. Sin embargo, han llegado a plantearse algunas relaciones empíricas, derivadas del estudio sistemático de varios sitios, que permiten tener un orden de ideas en cuanto al comportamiento de los mismos.

Bruun y Gerritsen (1955) distinguen, para una boca costera, tres tipos de estabilidad.

Estabilidad horizontal o de localización que indica el grado de fijación de la boca o su migración en función del transporte litoral, los bajos formados en el interior o exterior del mismo, o bien su división en uno o más canales.

Estabilidad vertical o de la sección transversal, que implica el mantenimiento de una cierta profundidad en el acceso o una sección transversal en función del gasto máximo instantáneo y las características del material que forma el acceso.

Estabilidad de transferencia de material, es decir la "habilidad" del acceso para hacer pasar o transferir el transporte litoral por el interior o frente al mismo.

Tomando en cuenta lo observado en un gran número de accesos costeros, los autores citados llegaron a cuantificar el efecto de los principales factores que según ellos tienen una influencia decisiva en su funcionamiento:

Ω = prisma de marea

M = acarreo litoral

Q = gasto máximo instantáneo en sicigias

los cuales estarán ligados entre sí por la siguiente serie de relaciones:

$\Omega/M > 300$	alto grado de estabilidad
$\Omega/M < 100$	acceso inestable
$M/Q > 200-300$	paso de material playero por barra
$M/Q < 10-20$	paso por corriente de mareas

Es decir que de acuerdo con las primeras condiciones de estabilidad dadas, si el acceso tiene una relación $M/Q > 200-300$, al existir un paso por barra, serían poco favorables las condiciones para su utilización con fines de navegación, ya que la barra lo impedirá y en el caso de que se drague un canal, este tenderá rápidamente a azolverse. En el caso de una relación $M/Q < 10-20$ las posibilidades de navegación serán más favorables, aunque existirá la tendencia a la formación de bajos en el interior de la laguna. El transporte litoral y consecuentemente la acción del oleaje tendrá una influencia definitiva en cuanto a la estabilidad de localización, ya que el canal tenderá a curvarse en la dirección del transporte dominante, desarrollándose taludes fuertes en el lado exterior de la curva y suaves en la parte interior, dependiendo en mucho de la granulometría del material del

Accesos costeros en problemas de pesca

desaparecer y otros en el sentido de profundizarlas o mantenerlas. La acción humana es fundamental en este aspecto ya que puede ayudar con sus obras, sea a la desaparición de las lagunas o la conservación de las mismas.

El cordón litoral tiende a adelgazarse o a cortarse por el efecto de tempestades o ciclones; mientras que el transporte litoral tenderá a robustecerlo y a cerrar las bocas o accesos.

Las fuertes avenidas provocadas por las lluvias tienden a abrir más bocas o a profundizar los fondos por las corrientes que originan, al mismo tiempo que aportan sedimentos que posteriormente serán introducidos nuevamente por las corrientes de flujo, o por los efectos de los fuertes oleajes al destruir la barrera litoral.

Los procesos de sedimentación en el interior pueden ser incrementados por la implantación de obstáculos artificiales, tales como represas, parques ostrícolas, artes de pesca fijos, etc.

En general podemos esquematizar a una laguna costera como un sistema en el cual tenemos los siguientes elementos: 1) Canalizaciones o vías de agua; 2) Vaso del embalse; 3) Cordón litoral, y 4) Accesos.

En ella actúan los factores siguientes: 1) Aportes fluviales; 2) Sedimentación; 3) Evaporación; 4) Transporte litoral; 5) Mareas, y 6) Tempestades y ciclones.

Es decir las lagunas costeras actúan en general como un vaso regulador de los diferentes afluentes que descargan en ellas, combinado con la acción del intercambio de agua de mar a través de las bocas por el efecto de las mareas o las tormentas que inciden sobre el cordón litoral, producto este del transporte litoral ocasionado por el oleaje.

El papel que desempeña el acceso costero es preponderante, ya que a falta por ejemplo, de aportes fluviales, un nuevo equilibrio, a base de los intercambios de aguas marinas, puede incrementar la vida de la laguna, modificando desde luego sus condiciones, pero de tal manera que pueda ser aprovechado con fines pesqueros.

La vida de una laguna costera depende pues de un delicado equilibrio entre todos estos factores y la modificación de algunos de ellos puede llevar a su extinción.

Dada la función que desempeña el acceso costero en el régimen hidráulico de las lagunas, trataremos de evaluar la acción de los elementos citados anteriormente y su influencia en el mismo.

ACCESOS COSTEROS

Los accesos costeros dependen fundamentalmente del grado de estabilidad que tengan, de acuerdo con el funcionamiento hidráulico de la laguna; dicha estabilidad ha sido estudiada por diferentes autores, encontrando que es sumamente complejo y por lo tanto uno de los problemas más

Accesos costeros en problemas de pesca

cordón litoral, ya que en algunos casos, si el material es muy fino, los taludes tendrán una disposición inversa.

La estabilidad de la sección transversal está ligada a las características del gasto, las características del material y el área de la sección según la siguiente relación:

$$A = \frac{Q}{C \sqrt{\zeta s / e g}}$$

en la cual A es el área de la sección, C el coeficiente de Chezy y ζ el esfuerzo cortante para las condiciones de flujo o reflujos en la sección y que según las mismas experiencias citadas anteriormente pueden tener los siguientes valores promedios:

Fuertes condiciones de transporte	$\zeta s = 0.50 \text{ kg/m}^2$
Medianas condiciones de transporte	$\zeta s = 0.45 \text{ kg/m}^2$
Condiciones débiles de transporte	$\zeta s = 0.35 \text{ kg/m}^2$

Larras (1964) hace intervenir en el análisis de la estabilidad otros elementos más, como es el aporte total de los diferentes afluentes que pueda tener la laguna en el curso de un año para obtener el volumen total de agua (V) que se mueve por el acceso en el año, el cual lo liga con el transporte litoral total anual que pasa frente al acceso mediante una relación que indicará la eficiencia del mismo según los siguientes valores:

$$\frac{V}{M} > 1,000,000$$

El acceso está libre de cualquier impedimento ya que el movimiento de las aguas lo limpia completamente.

$$\frac{V}{M} \approx 100,000 \text{ a } 1,000,000$$

La fuerza de la corriente no es suficiente para desviar la totalidad del transporte litoral, formando frente al acceso una zona de bajos.

$$\frac{V}{M} < 100,000$$

Existe una barra casi continua frente al acceso.

El análisis combinado de los diferentes factores y la aplicación de los dos criterios anteriores, permite tener una idea muy buena del comportamiento de los accesos y las posibles modificaciones que pueden tenerse, según las necesidades de cada caso.

EJEMPLOS

Con el fin de objetivizar los conceptos expuestos en los puntos anteriores, se tratarán a título indicativo dos casos que nos muestran diferentes tipos de solución según los problemas planteados.

3) LAGUNA MADRE DE TÁMAULIPAS

Localizada en la parte N del litoral del Estado de Tamaulipas, colinda al N con los depósitos deltaicos del río Bravo y al S con el río Soto la Marina; desemboca en ella el río San Fernando, formando en su interior una zona de rellenos que poco a poco lo han ido dividiendo prácticamente en 2 porciones. El área total de la laguna es de 2,160 km². Es un ejemplo típico de laguna con varios accesos que se abren por efecto de las fuertes precipitaciones o ciclones, siendo posteriormente cerrados por el transporte litoral de la zona. El cordón litoral muestra la existencia de infinidad de bocas que por su inestabilidad y baja eficiencia se han cerrado.

En condiciones normales existen en la Laguna Madre especies tales como ostión, corvina, trucha de mar, tambor, camarón blanco, camarón café y camarón rosado, jaiba, bagre de mar, lisa, robalo, ronco, etc. Sin embargo, por el cierre de las bocas estas especies prácticamente desaparecieron, pero a partir del ciclón Beulah en septiembre de 1967, se reinició otra vez la explotación de especies en el interior de la laguna.

Tomando en cuenta los datos estadísticos de que se dispone, el funcionamiento adecuado de la laguna representa un valor aproximado en especies comestibles del orden de los \$45,000,000.00 (M.N.), por lo que desde el punto de vista de la pesca se considera indispensable poder mantener esta fuente de ingresos para un gran número de pescadores de la zona por una parte, y por otra para incrementar la influencia de la laguna en las pesquerías del camarón del Golfo de México, al actuar ésta como criadero y lugar de desarrollo de esta especie. Baste indicar que en el último ciclo camaronero se pudo estimar que el incremento de las capturas mexicanas por el efecto de la Laguna Madre fue del orden de un 20% sobre el total del Golfo que se obtuvo cuando la laguna prácticamente estuvo seca.

Se consideró pues necesario, en una primera etapa de rehabilitación de la Laguna Madre, mantener abiertas las bocas para permitir su funcionamiento de manera que las especies en el interior de la misma, pudieran cumplir su ciclo biológico, seleccionándose dos bocas, la de San Juan al norte y la del Catán frente a la Bahía del mismo nombre, por corresponder estas bocas a las partes interiores más activas de la laguna desde el punto de vista de la pesca. Del análisis de los diferentes factores que intervienen, se llegó a obtener un proyecto a base de canales protegidos por escolleras

D. Cervantes C.

épocas cerrada, modificando con ésto las condiciones ecológicas. Las fluctuaciones que la producción ha tenido en función de la mayor o menor eficiencia de la boca, son muy notorias tanto que a partir de 1963, fecha en que se abrió por medio de un dragado artificial, se ha principiado a desarrollar un campo ostrícola de gran magnitud y calidad.

Con el fin de promover su explotación y la de otras especies marinas tales como el camarón, la corvina, la trucha de mar, etc., se hicieron los estudios necesarios tendientes a conocer las condiciones generales y proyectar las obras necesarias para mantener una entrada eficiente en todo tiempo.

Las condiciones hidrológicas mostraron escurrimientos anuales a la laguna del orden de 342,000,000 m³ anuales, lo que representa una salida adicional sobre el movimiento de flujo y reflujo de las mareas de 170,000,000 de m³/año.

El análisis de prisma de marea y de las velocidades de las corrientes en el acceso así como el transporte litoral calculado en 80,000 m³/año, permitió establecer que existe una capacidad de autodragado de la boca, que puede ser mantenida abierta en condiciones adecuadas de intercambios de agua; sin embargo, la formación de bajos interiores que han disminuido la eficiencia del acceso en un 50%, ha propiciado los cierres temporales del mismo, dado que el paso de material sólido frente a la boca se realiza en forma combinada, es decir, por barra y por corrientes de marea. Los volúmenes de agua que escurren no son suficientes para barrer completamente el material de la barra, sino que los desvía formando un arco frente a la boca. Los estudios realizados mostraron que es factible mediante el acondicionamiento del acceso, por medio de dragados de rectificación y de canalización de la zona interior, lograr la sección adecuada para un funcionamiento correcto del mismo. Los volúmenes por dragar son de 224,100 m³ con un costo de \$ 2,241,000.00 considerando el metro cúbico de dragado a \$ 10.00, por el transporte de equipo hasta el lugar.

CONCLUSIONES

El mejoramiento de los accesos costeros presupone el conocimiento de los diferentes factores que intervienen en su dinámica. No es posible mejorar éstos sin determinar los trabajos más adecuados, ya que los que se han tratado de hacer sin ningún estudio han llegado a la larga al fracaso; la Laguna Madre y la Laguna de San Andrés son ejemplos vivos de que los intentos de abrir sus bocas sin planes completamente definidos han hecho que éstas vuelvan a cerrarse casi en forma inmediata.

Las teorías existentes actualmente plantean ideas muy generales sobre la relación entre los diferentes factores que intervienen en la estabilidad del acceso, pero la aplicación de algunos criterios en forma combinada,

Accesos costeros en problemas de pesca

cortas que tendrían el doble objetivo de encauzar las corrientes de flujo y reflujos y mantener la forma actual del paso de transporte litoral por la línea de rompientes. En la tabla 1, se dan las características de las bocas.

Tabla 1. Características principales de las bocas San Juan y Catán.

	Boca de San Juan	Boca del Catán
Canal de acceso	1.18 km	1 km
Plantilla	110 m	variable (100 m mínima)
Profundidad	2.70 m	de 2.30 a 1.00 m en el interior
Taludes	5:1	5:1
Canalización interior	4 km	1.92 km
Obras de protección	335 m la N, 330 m la S	250 m la N, 255 m la S
Costo de las obras y dragados	\$15,866,508.00	\$9,916,511.00

Estas obras tendrían la ventaja de asegurar un largo tiempo las condiciones mínimas requeridas para el funcionamiento de la laguna sin ningún problema de azolve, existiendo la posibilidad adicional de que la boca de San Juan pueda ser utilizada como acceso de las embarcaciones pesqueras para su refugio en el interior de la laguna.

Para el caso de plantearse el mantener comunicada la laguna mediante la utilización de dos de las bocas existentes, se requeriría únicamente darles una sección estable mediante un canal principal con longitud de 1 km, además de canales de penetración con tirantes de agua variables; el costo de los dragados se estima en \$5,834,500.00 y dragados de mantenimiento anuales que podrían llegar a alcanzar cifras del orden de los 200,000 m³ como máximo.

b) LAGUNA DE SAN ANDRÉS

Ubicada entre la cuenca del río Soto la Marina y el río Pánuco en el litoral de Tamaulipas, tiene un área aproximada de 80.3 km², una longitud de 43 km y un ancho variable de 4,000 m en la parte S, a 200 m en el N; llegan a ella el río Tigre o Cachimbas, el río Barberena y el río Los Zapatos.

La potencialidad pesquera de la laguna ha permanecido prácticamente inexplorada por el problema que representa su comunicación al mar, ya que la barra de Chavarría, que asegura el acceso, ha permanecido en algunas

Accesos costeros en problemas de pesca

permite tener una idea bastante aproximada del fenómeno entero y consecuentemente es factible proponer las obras de protección o los dragados necesarios para su mejoramiento, previendo hasta donde es posible, los cambios probables en las condiciones naturales.

Lo anterior plantea la necesidad de evaluar satisfactoriamente el máximo de factores posibles, por lo que podemos concluir que los estudios de campo y gabinete de las condiciones naturales de las lagunas y aguas estuarinas y su interpretación adecuada, son indispensables para elaborar los óptimos proyectos que satisfagan las necesidades planteadas.

BIBLIOGRAFIA

- BRUN, P. y F. GERRITSEN. 1955. *Stability of Coastal Inlets*. North Holland Publications, Amsterdam, 123 pp.
- ANÓNIMO. 1968. Laguna de San Andrés, mejoramiento hidráulico y posibilidades de desarrollo. Comisión Consultiva de Pesca, México, 42 pp.
- HILDEBRAND, H. 1957. Estudios biológicos preliminares sobre la Laguna Madre de Tamaulipas. *Ciencia, Méx.* 27 (7-9): 151-173.
- LARRAS, J. 1964. *Embouchures, Estuaires, Lagunes et Deltas*. Collection du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou. Eyrolles, París, 171 pp.
- LÓPEZ, G. H., D. CERVANTES, J. AGUILAR, A. CORICHI y G. MACDONEL. 1967. *Estudio regional de la Laguna Madre*. Secretaría de la Presidencia. México, 458 pp.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

GENERALIDADES SOBRE HIDRAULICA FLUVIAL DESEMBOCADURAS
ESTABILIDAD DE ACCESOS CORRIENTES DE DENSIDAD

ING. JOSE AGUILAR ALCERRECA,

JUNIO DE 1979.

MECANICA DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

En la hidráulica fluvial se estudian problemas respecto a corrientes naturales y canales, los cuales tienen pared y fondo cubiertos de materiales que en un momento dado pueden ser arrastrados de alguna manera por la corriente. Según los estudios y teorías de la hidráulica fluvial, para resolver algún problema se cuentan con varios métodos, pudiendo diferir entre ellos en porcentajes muy elevados, presentando la desventaja de no poder asegurar cuál es el método que más se acerca al resultado correcto; dependiendo de la exactitud de éstos métodos, de la cantidad de información con que se disponga y de lo que se quiera analizar. Se procurará presentar algunos criterios para la solución de este tipo de problemas, así como su grado de aplicabilidad, limitaciones y ventajas.

2.1 CONCEPTOS Y COMPLEMENTOS.

Características de los materiales del fondo de los cauces naturales.

Desde el punto de vista del comportamiento para no ser arrastrados, se distinguen tres clases de materiales:

- a.) No cohesivos o granulares.- Son aquellos formados por partículas sueltas.- La fuerza que el líquido debe ejercer para mover los granos, es función del peso propio de cada grano.
- b.) Cohesivos.- Está formado por partículas unidas entre sí mediante fuerzas de cohesión, las que impiden que sean arrastradas por una corriente.- La fuerza de unión entre partículas, es considerablemente mayor que el peso propio de cada partícula. Cuando esta fuerza de unión es vencida por la corriente, la partícula se comporta como granular, aunque generalmente es arrastrada en suspensión de mayor facilidad.
- c.) Rocosos.- Constituyen una unidad tal que, en la vida útil de una obra, el paso de la corriente de agua sobre él no es capaz de producir movimientos o erosiones apreciables.

Materiales no cohesivos:

Las características individuales de los granos que constituyen un suelo no cohesivo, y que deben conocerse para resolver problemas de hidráulica fluvial son:

- a.) Tamaño.
- b.) Forma
- c.) Densidad.
- d.) Velocidad de caída.

Las propiedades de los suelos no cohesivos se han podido tomar en cuenta con más facilidad en las fórmulas y criterios de cálculo; no así las de los suelos cohesivos aunque algunas de las propiedades que a continuación se explican podrán aplicarse a materiales cohesivos.

a.) Tamaño de las partículas:

Debido a que el tamaño de las partículas arrastradas por una corriente varía mucho, se adoptará una nomenclatura común que permita designar a las partículas de un cierto tamaño, por lo que se adoptará la clasificación de la American Geophysical Union que aparece en la tabla 2.1.

Debido a la variedad de tamaños que se encuentran en un suelo no cohesivo, se necesita escoger un diámetro representativo de la muestra para hacerlo intervenir en las fórmulas en que el tamaño es uno de los parámetros utilizados.

La granulometría permite determinar la forma en que se encuentran distribuidos los diferentes tamaños de las partículas que forman la sección. Se obtiene mediante la separación de una muestra de material secado al horno, con mallas cuadradas de diferentes aberturas, pegadas a unos recipientes cilíndricos que se pueden ensamblar entre sí.

CLASIFICACION DE MATERIALES SEDIMENTARIOS DEL AMERICAN GEOPHYSICAL UNION.

GRUPO	CLASE	TAMAO EN mm.	
		MAXIMO	MINIMO.
Cantos Rodados	muy grandes	4000	2000
	grandes	2000	1000
	medianos	1000	500
	pequeños	500	150
Guijarros	grandes	250	130
	pequeños	130	64
Grava	muy gruesa	64	32
	gruesa	32	16
	mediana	16	8
	fina	8	4
	muy fina	4	2
Arena	muy gruesa	2	1
	gruesa	1	0.5
	mediana	0.5	0.25
	fina	0.25	0.125
	muy fina	0.125	0.062
Limo	grueso	0.062	0.031
	mediano	0.031	0.016
	fino	0.016	0.008
	muy fino	0.008	0.004
Arcilla	gruesa	0.004	0.002
	mediana	0.002	0.001
	fina	0.001	0.0005
	muy fina	0.0005	0.00024

TABLA 2.1

colocandolos en forma de columna con las aberturas en orden decreciente de arriba hacia-abajo, de tal forma que la muestra al colocarse en la malla superior y por medio de un agitador, se vaya cribando, dejando porciones de su material retenido en cada una de las mallas. A una de estas porciones se le llama "material retenido en la malla correspondiente". Para identificar cada porción, las mallas tienen un nombre, en función de su abertura o el número de hilos por pulgada, para las gravas se emplean comunmente las mallas de: 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", y en las arenas las mallas números: 4, 8, 16, 30, 50, y la 100. La malla N°4 separa las gravas de las arenas.

Al estudio de esta distribución se llama "Análisis Granulométrico" (ASTM C 136). En la figura 2.1 se presenta un reporte típico del análisis granulométrico de una grava cuya muestra seca pesa 20 Kg. y se hace pasar por las mallas que se mencionan en la primera columna, (se incluye una charola que retiene arena y polvos que contaminan la grava) cuya abertura en mm. se presenta en la columna 2, en la columna 3 se colocan los valores de los pesos equivalentes de las porciones retenidas: en cada malla, se observa que todo el material pasa por las mallas de 3 y 2 pulgadas, es decir, la partícula mayor probable es de 2" y ésta corresponde al tamaño "máximo nominal" de la grava, en la columna 4, se transforman los pesos retenidos a % retenidos, individualmente; en la penúltima columna se acumulan los % retenidos individuales, suponiendo que solo se usa cada una malla y que ésta retiene todas las porciones de las mallas de mayor abertura, de esta manera la malla de 2" no retiene nada, por lo tanto no acumula nada, la malla de 1 1/2" retiene su propia porción (14%), la malla de 1" retiene su porción y la de 1/2" (14+24=38%) y así sucesivamente, hasta llegar a la charola que obviamente retiene el 100% (si no da este valor, quiere decir que algún error se cometió durante el cribado, el pesado o el cálculo, por lo tanto, se tendrán que revisar estas etapas y hacer las correcciones debidas).

En la figura 2.2, se muestra el mismo procedimiento, pero para las arenas.

Con los valores de la última columna, se puede graficar una "Curva Granulométrica" respecto a las aberturas en mm. de las mallas correspondientes, tal como se muestra en la figura 2.3, para las gravas y para las arenas de acuerdo a los valores de los ejemplos anteriores. Estas curvas son muy útiles, porque a simple vista se pueden determinar las características de distribución.

Se puede escoger un diámetro medio (Dm), de Meyer Peter o cualquier diámetro (D1). (la selección del diámetro representativo depende del autor de cada fórmula).

El diámetro de Meyer Peter es igual a:

$$D_m = \frac{\sum D_i P_i}{100}$$

D_i es un diámetro tomado de la curva granulométrica que indica que un 1% de partículas tienen un tamaño igual o menor que un diámetro en particular (D), por lo que se tendrá que un (100-1)% de partículas tienen un diámetro mayor. Es el porcentaje que corresponde a ese diámetro (35, 50, 90)

En las fórmulas de arrastre los diámetros mas utilizados son: D₃₅, D₅₀, D₉₀, y en problemas de erosión; D₈₅, D₉₀.

b.) Forma de las partículas.

Generalmente no pueden tomarse en cuenta en las fórmulas y la única manera de hacer intervenir este parámetro, es mediante la velocidad de caída de los granos.

Donde se hace intervenir la forma aproximada de las partículas, es cuando se de sea estudiar un fenómeno fluvial mediante un modelo hidráulico de fondo móvil. Así si las partículas de la naturaleza son redondas, se evitará que en el modelo sean de forma de laja o cilíndrica, puesto que la resistencia al movimiento de éstas últimas aumenta considerablemente. Debido a la diversidad de formas de las partículas, se habla de tres diferentes diámetros para un mismo grano: de cribado, de sedimentación y nominal.

Diámetro de cribado:

Se obtiene mediante análisis granulométrico.

Diámetro de sedimentación:

Es el de una esfera con igual peso específico y con la misma velocidad de caída que la partícula en estudio.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE GRAVAS.					
(1) Malla N°	(2) Abertura en mm.	(3) Peso retenido en Kg.	(4) % retenido Individual (Peso)	(5) % retenido acumulado (Peso)	(6) % de finos que pasan.
3"	76.2	0			
2"	50.8	0	0	0	100.0
1 1/2"	38.1	2.876	14.0	14.0	86.0
1"	25.4	4.734	24.0	38.0	62.0
3/4"	19.1	4.369	22.0	60.0	40.0
1/2"	12.7	3.245	16.0	76.0	24.0
3/8"	9.5	1.653	8.0	84.0	16.0
N°4	4.76	2.537	13.0	97.0	3.0
Charola		0.586	3.0	100.0	0.0
Análisis efectuado con 20.0 Kg. de material.					

FIGURA 2.1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE ARENAS:					
Malla N°	Abertura en mm.	Peso retenido g.	% Peso retenido ind.	% retenido acumulado	% finos que pasan
4	4.76	0	0	0	100.0
8	2.38	56.8	11.0	11.0	89.0
16	1.19	88.3	18.0	29.0	71.0
30	0.595	127.6	26.0	55.0	45.0
50	0.297	85.9	19.0	74.0	26.0
100	0.149	96.1	17.0	91.0	9.0
Charola	---	45.3	9.0	100.0	0.0
Análisis efectuado con 500.0 g. de material.					
Módulo de finura = $\frac{\% \text{ Ret. acumulado}}{100} = \frac{260}{100} = 2.6$					

FIGURA 2.2

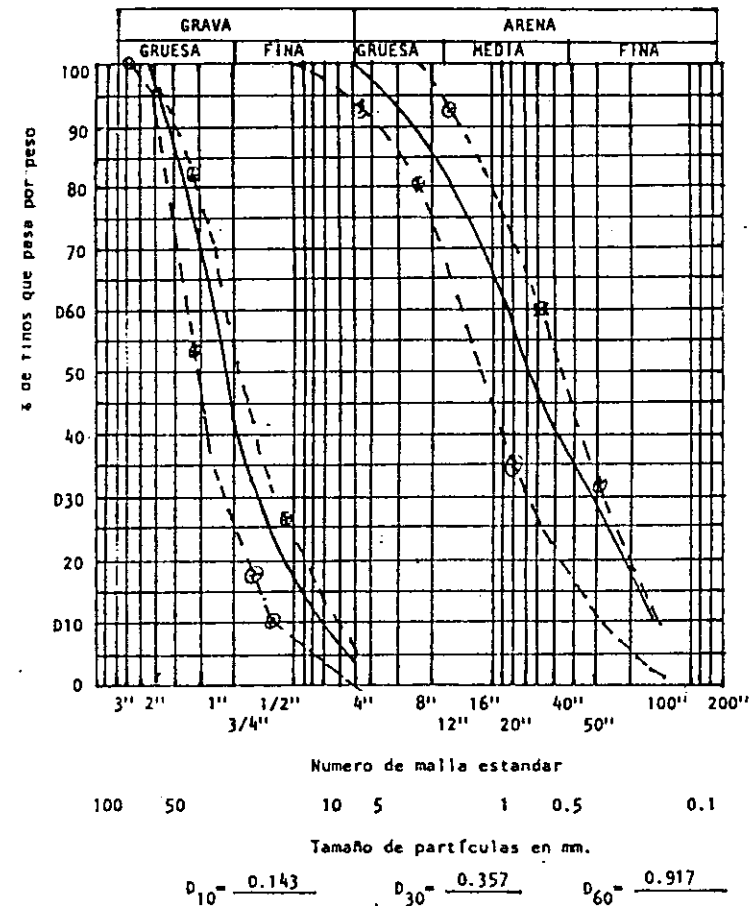


FIGURA 2.3

CURVAS GRANULOMÉTRICAS.

El diámetro de Meyer Peter se calcula de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \text{Para arenas } D_m &= (10 \times 0.143) + (30 \times 0.357) + (60 \times 0.917) \\ &= \frac{67.16}{100} = 0.67 \text{ m.} \end{aligned}$$

Diámetro nominal:

Es el de una esfera con el mismo volumen de la partícula en estudio.

c.) Densidad relativa de las partículas.

Debido a que la mayoría de las partículas en las arenas están formadas de cuarzo, se considera una densidad relativa $D_r = 2.65$ como valor medio de la densidad relativa de un grano en estado seco. Por ello el peso específico de las arenas secas es de 2650 Kg/m^3 .

A diferencia del tamaño y de la forma, la densidad del material arrastrado por una corriente varía entre límites estrechos, si es no cohesivo. Por lo tanto debe conocerse el valor de la densidad de cualquier material en estudio, a pesar de que se ha estimado un valor medio de las arenas.

d.) Velocidad de caída.

Cuando una partícula cae dentro de un líquido en reposo, llega un momento en que su velocidad de caída es uniforme. Esta característica de las partículas tiene la ventaja que toma en cuenta no solo su peso, sino también su tamaño y forma.

Se alcanza esta velocidad cuando el empuje o resistencia que ofrece el líquido a la partícula que desciende es igual al peso sumergido de la misma.

La expresión general para encontrar la velocidad de caída, W , y es:

$$W^2 = \frac{4}{3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D}{C_d}$$

- C_d = Coeficiente de empuje.
- D = Diámetro de la partícula.
- γ = Peso específico del agua (1000 Kg/m^3).
- γ_s = Peso específico de la partícula.
- g = Gravedad.

De la fórmula indicada se puede determinar el valor de la velocidad de caída, conociendo el diámetro de la partícula; o bien, se puede despejar el diámetro de sedimentación si se conoce la velocidad de caída, por haber sido obtenida en el laboratorio.

El valor del coeficiente C_d , que aparece en la fórmula es función del número de Reynolds de la partícula (Re).

$$C_d = F(Re)$$

donde:

$$Re = \frac{W d}{\nu}$$

- W = Velocidad de caída.
- ν = Viscosidad cinemática.

Se puede encontrar con ayuda de la tabla 2.2, como Re depende de W y D , es necesario proceder por tanteos para obtener ya sea W o D .

Si se trabaja con esferas de cuarzo, se puede convenir en utilizar la curva dada por Rubey, que fué obtenida para partículas reales; sin embargo, esa curva tiene la desventaja de considerar únicamente la temperatura del agua a 20°C ., y de que los granos en estudio pueden tener otra forma que los utilizados por Rubey. (ver tabla 2.4)

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

De acuerdo con el avance actual de la hidráulica fluvial, puede obtenerse una idea aproximada del mecanismo general del transporte de sedimento solo pasando por alto los detalles particulares, o bien, simplificando de tal forma las condiciones del problema que únicamente se tomen en cuenta las variables más significativas. Lo anterior condu

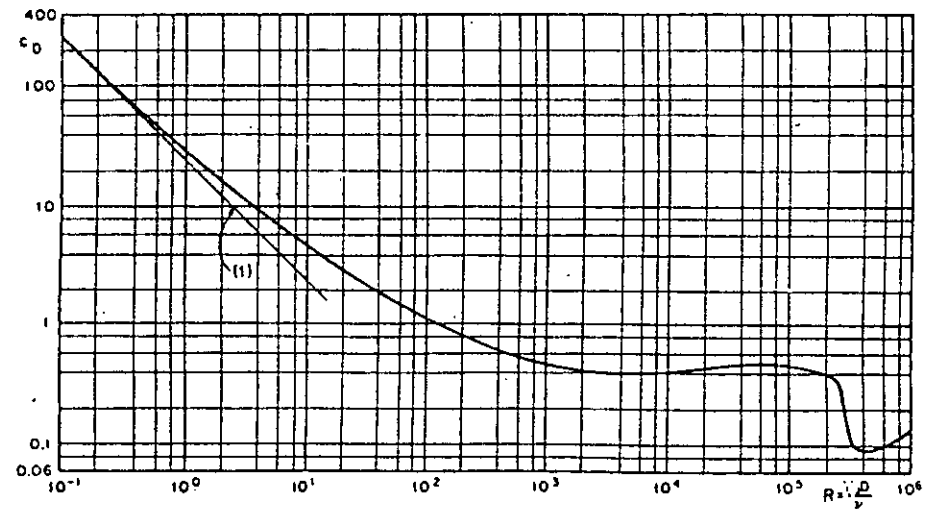
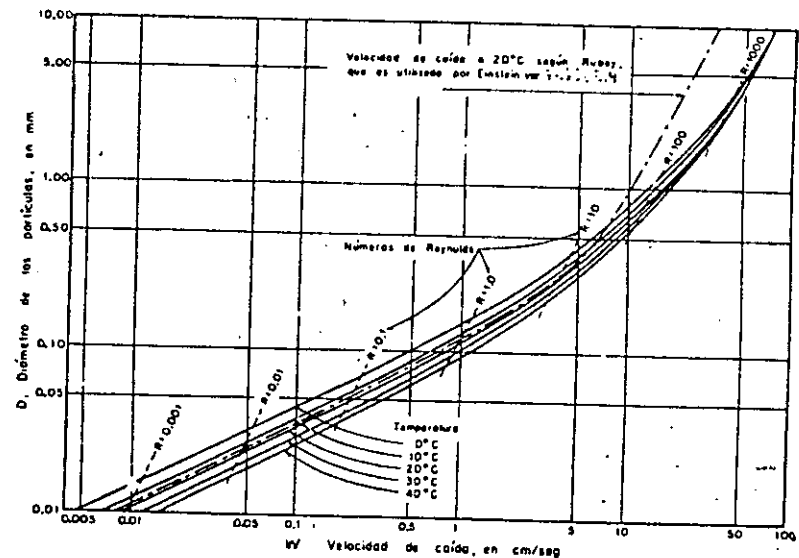


TABLA 2.2 Coeficiente de empuje C_d para esferas. La ecuación de la recta 1, es $C_d = 24/Re$.



Velocidad de caída de esferas de cuarzo en agua, a diferentes temperaturas
TABLA 2.3

ce a una situación tal, que el fenómeno analizado de esta manera, guarda poca relación con la realidad. No obstante, siguiendo esta idea, puede obtenerse al menos, un conocimiento básico de los problemas en sus aspectos básicos. Existen tres tipos de movimiento del sedimento:

1.) Sedimento en suspensión.

Es aquel sedimento fino que será transportado pendiente abajo sin descansar en ningún momento en el fondo, es decir, que una partícula es arrastrada en suspensión, cuando las fuerzas turbulentas de la corriente la obligan a que permanescan en el seno del líquido y evitar que regrese al fondo. Para que una partícula sea arrastrada en suspensión se requiere que sea muy pequeña o bien, que la turbulencia del agua sea muy grande.

2.) Transporte de lecho o de fondo.

Es el que se realiza al incrementar la carga de sedimento, siendo éste igual y de mayor tamaño, por lo que se verá que parte de éste sedimento se depositará en el fondo, llegando poco a poco a construir un lecho que puede ser de fondo plano, rizos, dunas, ondas estacionarias y antidunas. La configuración del fondo depende de varios factores que mas adelante se explican.

3.) Transporte en salto.

Es un movimiento hasta cierto punto confuso, y viene a ser, el movimiento que realiza el material que se constituye en transporte de lecho, en que parte de tiempo está quieto, parte estará rodando o deslizando, o bien podrá ser levantado por la misma corriente para ser inmediatamente redepositado. Esto es, cuando se levanta del fondo y se mantiene en el seno del líquido durante un lapso corto de tiempo, por lo que el avance se realiza a saltos.

Para su estudio, se dividirá el transporte de partículas: en arrastre de fondo y en arrastre en suspensión. (Por arrastre de fondo se entiende todo lo que es rodado, deslizado o arrastrado en saltos)

Arrastre en el fondo.

Cuando las partículas de materiales no cohesivos o granulares son arrastrados por una corriente, forman diferentes ondulaciones en el fondo, las cuales dependen del diámetro del grano y del número de Froude de la corriente. Si se parte de una velocidad muy pequeña y se va aumentando, siempre que el material sea arena fina, el fondo puede presentar las siguientes formas: fondo plano, rizos, rizos sobrepuestos, dunas, una condición de transición, fondo plano nuevamente, ondas estacionarias (dunas descoquetadas) y antidunas.

Si el material del fondo es de diámetro mayor de 0.60 mm. no es fácil que forme rizos. (Las diferentes formas de ondulaciones y sus principales características se indican en la tabla 2.5) En este tipo de transporte, la velocidad de las partículas sólidas es menor que la velocidad del agua.

Arrastre en suspensión.

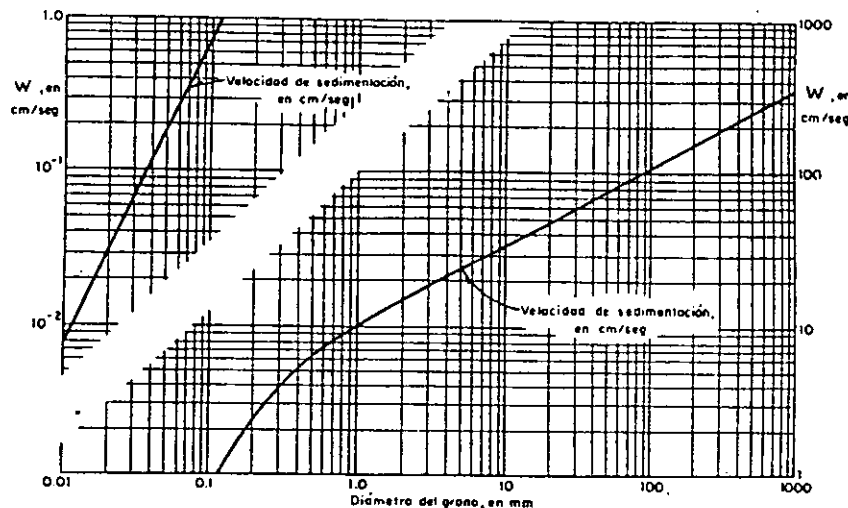
En este tipo de arrastre, la velocidad de las partículas sólidas es igual a la velocidad del agua.

Las causas que originan y controlan el régimen de estas formas en el fondo del cauce son parte de los problemas mas intrincados de la hidráulica fluvial.

Existen numerosas teorías tanto empíricas como racionales para describir este tipo de transporte, y así se tienen entre los investigadores que han tratado de resolver el problema a Doire, Kramer, Straub, Shields, y otros.

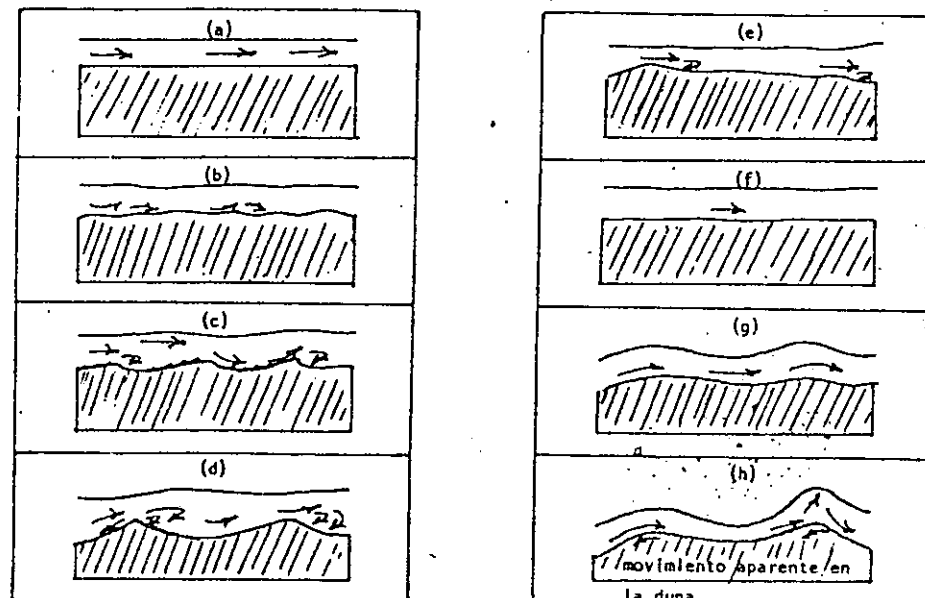
Se han realizado también en la India experimentos relativos a la formación de dunas y rizos los cuales han resultado ser muy interesantes, siendo que se han realizado este tipo de investigaciones en forma empírica.

TABLA 2.4



Velocidad de caída o sedimentación, W, para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey

CONFIGURACIONES POSIBLES DEL FONDO DE LOS CAUCES NATURALES, FORMADOS CON MATERIAL GRANULAR.



- a) Fondo plano, no hay arrastre, $Fr \ll 1$.
- b) Configuración típica de rizos $Fr \ll 1$ y $D_m < 0.5mm$.
- c) Dunas con rizos sobrepuestos $Fr \ll 1$ y $D_m < 0.5$
- d) Dunas, $Fr < 1$
- e) Condición de transición, se borran las dunas, $Fr < 1$.
- f) Fondo plano, $Fr < 1$.
- g) Ondas estacionarias, $Fr > 1$.
- h) Antidunas, $Fr > 1$

$$Fr = \frac{v^2}{gD}$$

v = Velocidad de la corriente
g = Gravedad
D = diámetro de partículas.

TABLA 2.5
12

Los estudios en la India de un tipo de dunas que se mueven a lo largo de un río se refieren a la formación de dunas móviles, clasificadas por algunos observadores de acuerdo a su forma y tamaño. Estas dunas se parecen mucho a las dunas de arena de los desiertos.

A velocidades de flujo comparables con la velocidad crítica ($V_c = (d \cdot g)^{1/2}$), las dunas desaparecen y el lecho se torna plano; y a velocidades aún mayores, se forman dunas planas y sinusoidales que aparentan moverse aguas arriba al descometarse, y son por tal motivo llamadas antidunas.

De los experimentos anteriores, tal parece ser que tan solo la superficie del rizo de la duna está en movimiento, mientras que su cuerpo está estacionario hasta que queda expuesto a la acción directa del agua.

La explicación del proceso de estas formaciones y movimientos es la siguiente: Una partícula va escalando la pendiente inclinada de la parte aguas arriba del rizo hasta que llega a la cresta, pero después se resbala por la pronunciada pendiente de aguas abajo del rizo, y permanecerá en la misma posición enterrada dentro del cuerpo del rizo, hasta que haya pasado por sobre de ella y haya sido transportado aguas abajo.

Otros estudios empíricos sobre este particular han sido realizados por Schoklitzsch. Además existe una teoría racional atribuida a Felix H. Exner, basada en la consideración de que la capacidad de la corriente para transportar sedimentos en el lecho del cauce depende de su velocidad. Suponiendo que la corriente está saturada de sedimentos, se producirá erosión cuando la aceleración del agua aumenta y azolve cuando disminuye.

Supongase una sección de ancho constante y considérese que la superficie del agua es horizontal (ver figura 2.4). Según la hipótesis de partida, la erosión es función de $\frac{\partial \eta}{\partial x}$, además, observando la figura 2.4, se ve que la erosión es función de $\frac{\partial \eta}{\partial x}$.

Puede entonces plantearse la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = E \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$$

en que E = coeficiente de erosión = constante.

Por otra parte la segunda ecuación de Exner, o ecuación de continuidad, parte de $Q = A \cdot V$; es decir, $Q = b(z - \eta)V$, en que b = ancho constante del canal.

Combinando ambas ecuaciones y despejando V, se tiene:

$$Q = A \cdot V ; \quad A = b(z - \eta)$$

$$Q = b(z - \eta)V$$

$$V = \frac{Q}{b(z - \eta)}$$

substituyendo:

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = E \cdot \frac{\partial \left[\frac{Q}{b(z - \eta)} \right]}{\partial x} = E \cdot \frac{Q}{b} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{z - \eta} \right)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = E \cdot \frac{Q}{b} \cdot \frac{\frac{\partial}{\partial x} (z - \eta)}{(z - \eta)^2} = E \cdot \frac{Q}{b} \cdot \frac{-\frac{\partial}{\partial x} (z - \eta)}{(z - \eta)^2}$$

es decir:

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = - \frac{E \cdot Q}{b(z - \eta)^2} \cdot \frac{\partial}{\partial x} (z - \eta)$$

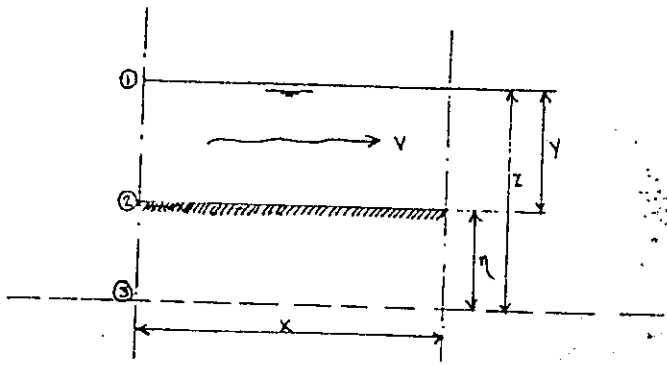
y como se considera la superficie del agua horizontal:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = - \frac{E \cdot Q}{b(z - \eta)^2} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = - \frac{M}{(z - \eta)^2} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x}$$

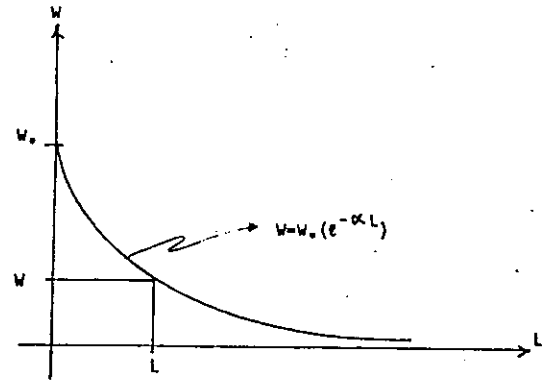
donde $M = \frac{E \cdot Q}{b}$ siendo M y Z valores constantes.



- 1) Superficie del agua.
- 2) Lecho del cauce.
- 3) Plano de comparación.

FIGURA 2.4

	W_0	L
α_1		
α_2		
α_3		
α_n		



EXPERIMENTAL:

- $\alpha = (L, W)$
- $L = 0$
- $W = W_0$
- $C = 1$

GRAFICA 2.1

siendo por último solución de la ecuación integrada

$$z - \eta = f \left[\frac{M \eta}{(z - \eta)^2} - x \right]$$

$$y = z - \eta$$

$$f = \frac{y}{\frac{M \eta}{y^2} - x}$$

f = función arbitrariamente escogida, y es experimental según el tipo de río.

Con esta última ecuación se puede determinar el perfil de un banco, en su recorrido aguas abajo. Esta función es obtenida experimentalmente, esto es, que para cada río hay una función diferente la que se obtiene realizando varios experimentos particulares del río que se quiere analizar.

PERDIDA DE PESO DE LAS PARTICULAS.

Se ha visto que a lo largo de un cauce, desde su nacimiento hasta su desembocadura al mar, los granos se van reduciendo en tamaño, y de igual forma sucede con la pendiente natural de los ríos (disminuye gradualmente conforme el río avanza), por lo que se ha tratado de encontrar una relación entre ambos fenómenos.

Respecto a la disminución de partículas, se ha tratado de explicar mediante el siguiente criterio:

En base a la disminución de pendiente y partículas, dado que en el nacimiento de un río es en zonas altas, con pendientes fuertes, nos dan como resultado velocidades altas que son capaces de transportar las partículas más grandes y de mayor peso, y a medida que la pendiente disminuye, las partículas más pesadas se van depositando poco a poco, y a la vez substituidas por partículas de menor tamaño. Desde luego que la velocidad también disminuye. Como consecuencia del anterior criterio, esto nos dice que la disminución gradual del tamaño de partículas se debe al desgaste que sufren por la fricción que existe entre partículas al ser arrastradas por la corriente.

Sternberg propone la siguiente fórmula:

$$W = W_0 (e^{-\alpha L})$$

W = Peso de las partículas a una distancia L.
 W₀ = Peso de las partículas en el origen del río.
 L = Longitud a donde se están presentando las partículas.
 $\alpha = f$ (de la longitud y del peso).

El término (α) , es un coeficiente en función de la longitud a donde se están presentando las partículas, siendo este coeficiente el que ayuda a determinar una forma de expresión de la reducción del peso de las partículas en su recorrido por el cauce; se determina en forma experimental en un canal de arrastre, obteniendo así, la gráfica 2.1

DISTRIBUCION DE VELOCIDADES A LO LARGO DEL TIRANTE

Para determinar la velocidad (y por lo tanto el gasto) en corrientes naturales a veces conviene usar el tubo de Pitot, flotadores o bien el molinete, que es el aparato más comúnmente empleado, y que colocándose en diferentes puntos de la sección de la corriente permite conocer las diferentes velocidades de los filletes.

Las partes de que consta un molinete eléctrico, ver figura 2.5.

El perfil de la sección transversal del cauce en el sitio de aforo, se determina por sondeos, o por medio de una nivelación. La sección de aforo se divide en dovelas como se muestra en la figura 2.6. A la vez, en esta misma figura se observa la distribución de líneas de igual velocidad que se observa en cauces naturales, y en general en cualquier conducto.

AFORO CON MOLINETE.

Para la práctica de aforo con molinete, se dispone de la sección (que comúnmente se le llama sección de control) como se aprecia en la figura 2.7, en la cual los signos-

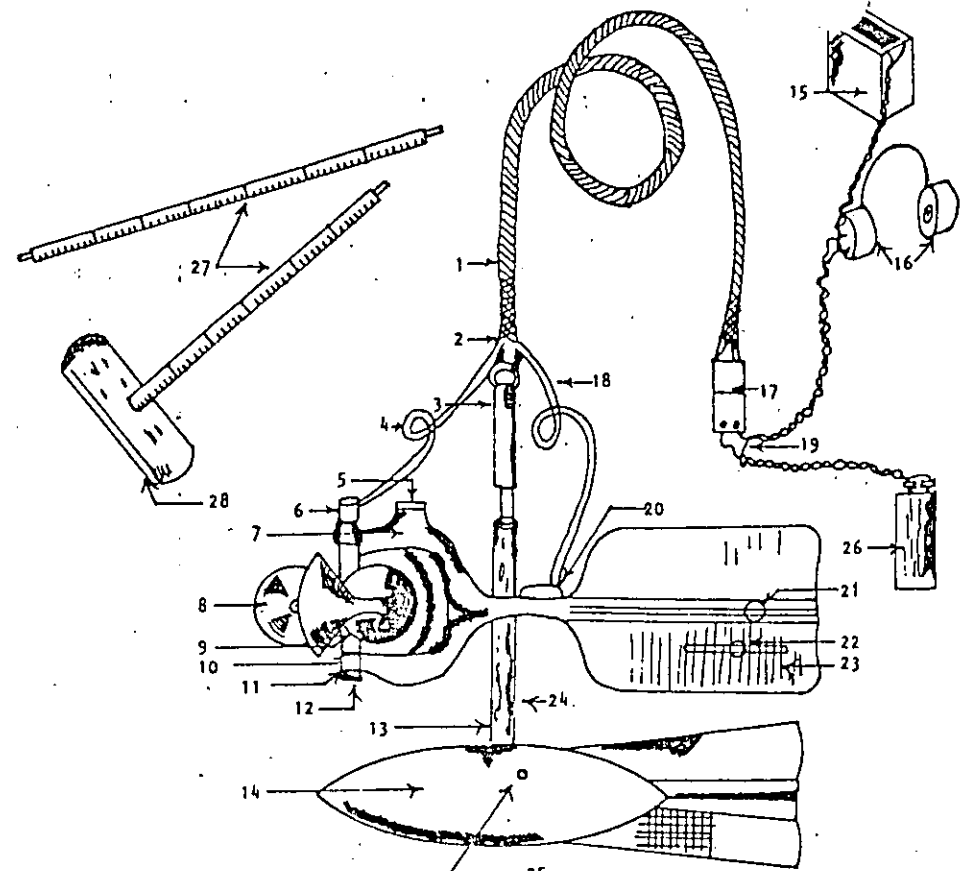


FIG. 2.5

- | | |
|---|---------------------------------------|
| 1.- Cable de suspensión con dos conductores, forrado. | 19.- Línea del audífono a la pila. |
| 2.- Empalme de cable con los alambres de conexión. | 20.- Tornillo prisionero de la coja. |
| 3.- Gancho de suspensión. | 21.- Pasador de la lámina horizontal. |
| 4.- Conexión con el contacto. | 22.- Contra peso de compensación. |
| 5.- Entrada con rosca para la varilla. | 23.- Coja (lámina vertical). |
| 6.- Cámara de los contactos. | 24.- Pasador de articulación. |
| 7.- Horquilla. | 25.- Tornillo de la pesa. |
| 8.- Rueda de copas o hélice. | 26.- Pila. |
| 9.- Tuerca de sujeción del eje. | 27.- Varillas. |
| 10.- Contra-tuerca del porta-pivote. | 28.- Platillo de apoyo. |
| 11.- Porta-pivote. | |
| 12.- Cabeza de pivote. | |
| 13.- Solera de suspensión. | |
| 14.- Escandallo. | |
| 15.- Registrador eléctrico. | |
| 16.- Audífono. | |
| 17.- Conexión de clavijas. | |
| 18.- Conexión con el molinete (tierra) | |

MOLINETE

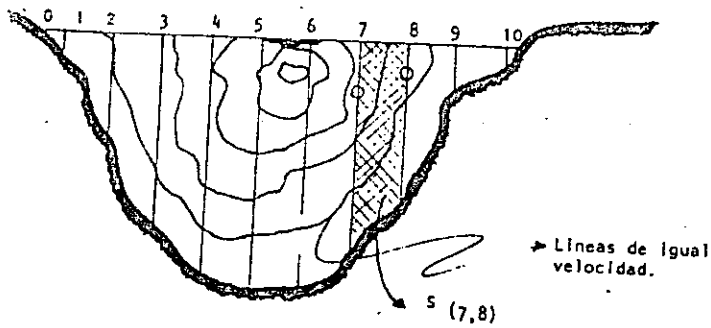
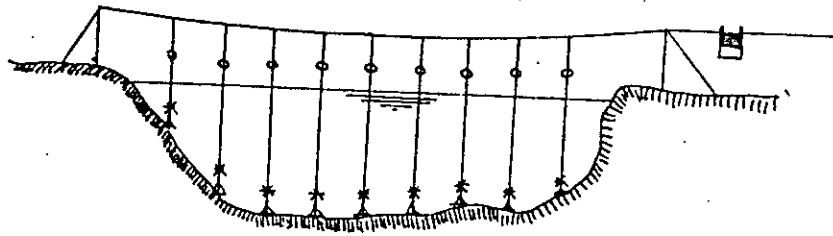


FIGURA 2.6.
SECCION DE AFORD.

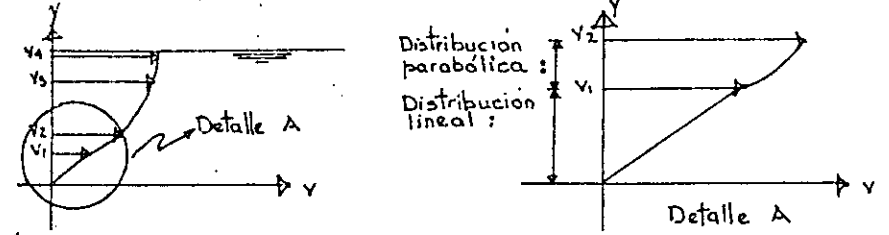


- Fichas de distancia.
- △ Sondeos.
- * Molinete.

FIGURA 2.7
Sección de un río.

convencionales son:
 ○ fichas de distancia
 △ sondeos
 * molinete

Por lo anterior, se tiene la siguiente distribución de velocidades de una sección:



en donde:

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy}$$

- τ = esfuerzo cortante
- μ = Viscosidad dinámica o absoluta =
- $\frac{dv}{dy}$ = Deformación angular

también puede expresarse:

$$\tau = \gamma R S$$

- γ = Peso específico
- R = Radio hidráulico (en cauces anchos si el $R \rightarrow$ grande se toma entonces el valor de $\gamma =$ tirante)
- S = Pendiente del fondo
- μ = Viscosidad cinemática

La determinación del esfuerzo cortante (τ) en función de la velocidad, por medio de la ecuación de Chezy, es la siguiente:

$$V = C \sqrt{RS}$$

$$V^2 = C^2 RS$$

$$\frac{V^2}{C^2} = RS$$

substituyendo RS en $\tau = \gamma R S$

$$\tau = \gamma \frac{V^2}{C^2}$$

y la determinación del esfuerzo cortante crítico, es a partir de la velocidad crítica, se rfa:

$$V_c = \sqrt{g Y_c}$$

$$V_c^2 = g Y_c$$

$$d_c = \frac{V_c^2}{g}$$

$$\tau_{cc} = \gamma R_c S_c$$

teniendo que $R_c \rightarrow Y_c$ cuando son cauces anchos, sustituyendo se tiene:

$$\tau_{cc} = \gamma \frac{V_c^2}{g} S_c$$

ESTADOS DEL FLUIDO.

El estado o comportamiento de un fluido en canal abierto, es gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad, relativa a la fuerza inercial del fluido.

La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del fluido bajo ciertas circunstancias, pero eso no juega un papel importante en la mayoría de los problemas de canal abierto encontrados en Ingeniería.

EFFECTO DE VISCOSIDAD.

Para poder tener un conocimiento claro de este estado es conveniente recordar algunos conceptos, como son:

PESO ESPECÍFICO. - Es el peso por unidad de volumen, y está dado por Kg/m³, y lo representamos por el símbolo (W).

DENSIDAD DE UN CUERPO. - Está dado por la masa por unidad de volumen, esto es, (ρ) g = gravedad. Lo representaremos por el símbolo ρ(ro), y sus unidades son: $\frac{Kg \cdot m^3}{m^3}$

DENSIDAD RELATIVA DE UN CUERPO. - Su símbolo sería ρr y se define como sigue:

$$\text{densidad relativa de una sustancia} = \frac{\text{peso de la sustancia}}{\text{peso de volumen de agua}} \text{ o igual } \frac{\text{peso específico de la sustancia}}{\text{PESO ESPECÍFICO DEL AGUA.}}$$

VISCOSIDAD DE UN FLUIDO. - La viscosidad de un fluido, es aquella propiedad que determina la cantidad de resistencia opuesta a las fuerzas cortantes. La viscosidad se debe primordialmente a las alteraciones entre las moléculas del fluido.

Si nos referimos a la figura 2.8, donde se consideran dos placas planas, paralelas y de grandes dimensiones, separadas una distancia pequeña "y", y el espacio entre ellas lleno de un fluido, si se supone que la placa superior se mueve a una velocidad constante U al actuar una fuerza F también constante, vemos que el fluido en contacto con la placa móvil se adhiere a ella moviéndose a la misma velocidad U, mientras que el fluido en contacto con la placa fija permanecerá en reposo.

Si la separación "y" y la velocidad U no son muy grandes, el gradiente de velocidad vendrá dada por una línea recta (como se muestra en la figura 2.8).

La experiencia ha demostrado que la fuerza F varía con el área A de la placa, y con la velocidad U en función directamente proporcional, e inversamente proporcional con la separación "y".

$$F \propto \frac{AU}{y} \dots (1)$$

y de la figura, por triángulos semejantes:

$$\frac{U}{y} = \frac{dv}{dy} \text{ de donde: } U = y \frac{dv}{dy}$$

$$\text{sust. en (1)} F \propto \frac{A y}{y} \frac{dv}{dy} = A \frac{dv}{dy}$$

$$\text{agrupando } \frac{F}{A} \propto \frac{dv}{dy} \text{ donde } \frac{F}{A} = \tau \text{ (esfuerzo cortante)}$$

Para crear la igualdad, se introduce un coeficiente de proporcionalidad μ (mu) - llamada VISCOSIDAD ABSOLUTA ó DINÁMICA, por lo tanto:

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \quad \mu = \frac{\tau}{\frac{dv}{dy}}$$

siendo las unidades de :

$$\mu = \frac{\frac{Kg}{m \cdot s}}{\frac{m}{s}} = \frac{Kg \cdot s}{m^2}$$

Existe otro coeficiente de viscosidad, llamado VISCOSIDAD CINEMÁTICA, el cual está definido por: ν (nu)

$$\nu \text{ viscosidad cinemática} = \frac{\text{viscosidad absoluta o dinámica } (\mu)}{\text{Densidad } (\rho)}$$

Esto es:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\frac{Kg \cdot s}{m^2}}{\frac{Kg}{m^3}} = \frac{m^2}{s}$$

$$\nu = \frac{Kg \cdot s}{m^2} \cdot \frac{m^3}{Kg} = \frac{m^2}{s}$$

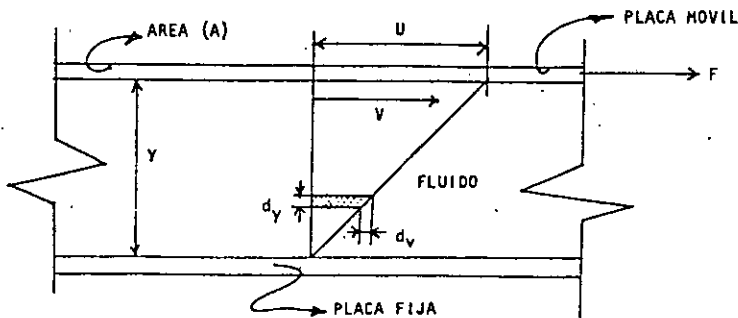


FIGURA 2.8

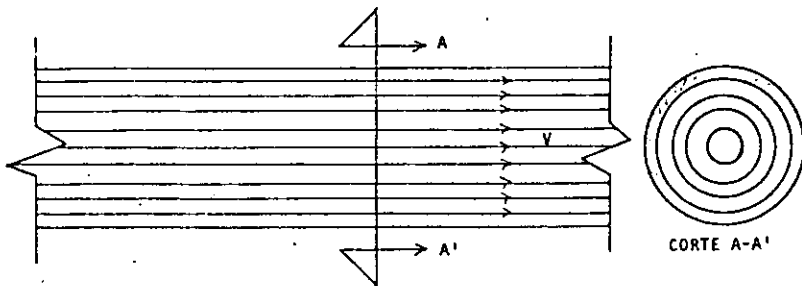


FIGURA 2.9
FLUJO LAMINAR.

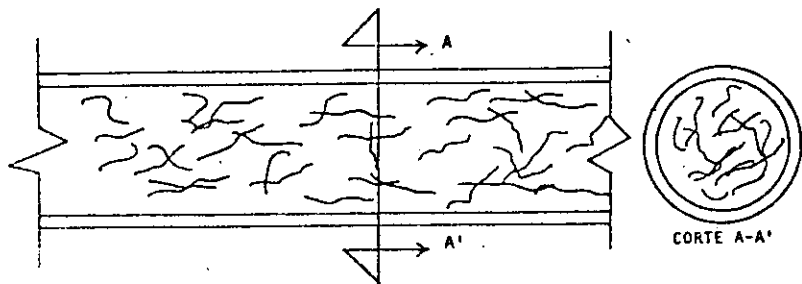


FIGURA 2.10
FLUJO TURBULENTO

TABLA 2.6

A) PROPIEDADES APROXIMADAS DE ALGUNOS GASES

Gas	Peso específico ρ a 20° C, 1 Atm. kg/m ³	Constante R del gas m ³ /K	Exponente adiabático γ	Viscosidad cinemática ν a 20° C, 1 Atm. m ² /seg
Aire	1,2047	29,3	1,40	$1,488 \times 10^{-5}$
Amoniaco	0,7177	49,2	1,32	1,533
Anhidrido carbónico	1,8359	19,2	1,30	0,846
Metano	0,6644	53,0	1,32	1,795
Nitrógeno	1,1631	30,3	1,40	1,590
Oxígeno	1,3297	26,6	1,40	1,590
Anhidrido sulfuroso	2,7154	13,0	1,26	0,521

B) ALGUNAS PROPIEDADES DEL AIRE A LA PRESION ATMOSFERICA

Temperatura °C	Densidad ρ UTM/m ³	Peso específico ρ kg/m ³	Viscosidad cinemática ν m ² /seg	Viscosidad dinámica μ kg seg/m ²
-20	0,1424	1,3955	$1,188 \times 10^{-5}$	$16,917 \times 10^{-5}$
-10	0,1370	1,3426	1,233	16,892
0	0,1319	1,2926	1,320	17,411
10	0,1273	1,2475	1,415	18,013
20	0,1229	1,2047	1,488	18,288
30	0,1188	1,1642	1,600	19,008
40	0,1150	1,1270	1,688	19,412
50	0,1115	1,0927	$1,769 \times 10^{-5}$	$19,724 \times 10^{-5}$

C) PROPIEDADES MECANICAS DEL AGUA A LA PRESION ATMOSFERICA

Temp. °C	Densidad UTM/m ³	Peso específico kg/m ³	Viscosidad dinámica kg seg/m ²	Tensión superficial kg/m	Presión de vapor kg/cm ² (ab)	Alcudo de elasticidad volumétrico kg/cm ³
0	101,96	999,87	$18,27 \times 10^{-5}$	0,00771	0,0056	20200
5	101,97	999,99	15,50	0,00764	0,0088	20900
10	101,95	999,73	13,34	0,00756	0,0120	21500
15	101,88	999,12	11,63	0,00751	0,0176	22000
20	101,79	998,23	10,25	0,00738	0,0239	22400
25	101,67	997,07	9,12	0,00735	0,0327	22800
30	101,53	995,68	8,17	0,00728	0,0439	23100
35	101,37	994,11	7,37	0,00718	0,0401	23200
40	101,18	992,25	6,69	0,00711	0,0780	23300
50	100,76	988,07	$5,60 \times 10^{-5}$	0,00693	0,1249	23400

D) DENSIDAD RELATIVA Y VISCOSIDAD CINEMATICA DE ALGUNOS LIQUIDOS

(Viscosidad cinemática = valor de la tabla $\times 10^{-4}$)

Temp. °C	Agua**		Disolvente comercial		Tetracloruro de carbono		Aceite lubricante medio	
	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg	Densid. relat.	Viscos. cinem. m ² /seg
5	1,000	1,520	0,728	1,476	1,620	0,763	0,905	471
10	1,000	1,308	0,725	1,376	1,608	0,696	0,900	260
15	0,999	1,142	0,721	1,301	1,595	0,655	0,896	186
20	0,998	1,007	0,718	1,189	1,584	0,612	0,893	122
25	0,997	0,897	0,714	1,101	1,572	0,572	0,890	92
30	0,995	0,804	0,710	1,049	1,558	0,531	0,886	71
35	0,993	0,727	0,706	0,984	1,544	0,504	0,883	54,9
40	0,991	0,661	0,703	0,932	1,522	0,482	0,875	39,4
50	0,990	0,556					0,866	25,7
65	0,980	0,442					0,855	15,4

E)

Temp. °C	Aceite a prueba de polvo*		Fuel-oil medio*		Fuel-oil pesado*		Gasolina*	
	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg
5	0,917	72,9	0,865	6,01	0,918	400	0,737	0,749
10	0,913	52,4	0,861	5,16	0,915	290	0,733	0,710
15	0,910	39,0	0,857	4,47	0,912	201	0,729	0,683
20	0,906	29,7	0,855	3,94	0,909	156	0,725	0,648
25	0,903	23,1	0,852	3,44	0,906	118	0,721	0,625
30	0,900	18,5	0,849	3,11	0,904	89	0,717	0,595
35	0,897	15,2	0,846	2,77	0,901	67,9	0,713	0,570
40	0,893	12,9	0,842	2,39	0,898	52,8	0,709	0,545

F) Algunos otros líquidos

Líquido y temperatura	Densid. relat.	Visc. cinem. m ² /seg
Turpentina a 20° C	0,862	1,73
Aceite de linaza a 30° C	0,925	35,9
Alcohol etílico a 20° C	0,789	1,54
Benceno a 20° C	0,879	0,745
Glicerina a 20° C	1,262	662
Aceite de castor a 20° C	0,960	1030
Aceite ligero de máq. a 16,5° C	0,907	937

$$\rho(\text{ro}) = \frac{w}{g}$$

SISTEMA TECNICO DE UNIDADES $\rho = \frac{w}{g} = \frac{\text{kg m}^3}{\text{m seg}^2} = \frac{\text{kg seg}^2}{\text{m m}^3} = \frac{\text{UTM}}{\text{m}^3}$

SISTEMA CGS $\rho = \frac{w}{g} = \frac{\text{kg seg}^2}{\text{m}^4}$

μ = viscosidad dinámica
 g = gravedad
 w = peso específico

sus unidades son:

$$\nu = \frac{\mu}{w} = \frac{\frac{\text{Kg} \cdot \text{seg}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}}{\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}} = \frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$$

$$\nu = \frac{\text{m}^2}{\text{seg}}$$

Las viscosidades en los manuales vienen dadas normalmente en poises y stokes.

$$\text{poises} = \frac{\text{dina seg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{stokes} = \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2}$$

$$(1 \text{ kg} = 9.81 \times 10 \text{ dinas})$$

LOS FLUIDOS QUE SIGUEN LA RELACION $\tau = \frac{\tau}{dy}$ SE LLAMAN FLUIDOS NEWTONIANOS.

En la tabla 2.6, tenemos algunos valores de viscosidades y densidades relativas del aire y agua.

Dependiendo de la relación que existe entre las fuerzas de viscosidad y las fuerzas de inercia, se tendrán tres tipos de flujo: laminar, transitorio y turbulento.

FLUJO LAMINAR

El efecto de viscosidad juega un papel importante en el comportamiento del flujo debido a que las fuerzas de viscosidad tienen una relación estrecha con las fuerzas de inercia, por lo que en el flujo laminar las partículas de agua parecen moverse en una forma definida formando láminas sumamente delgadas describiendo líneas paralelas entre sí. Fig 2.9.

FLUJO TURBULENTO

En este estado la relación que existe entre las fuerzas de viscosidad y las fuerzas de inercia no guardan una relación tan estrecha como el flujo laminar, por lo que las líneas que describen las láminas son de forma irregular, cruzándose y chocando las partículas de agua entre sí. Fig 2.10

Entre los estados laminar y turbulento existe un estado TRANSITORIO.

El efecto de viscosidad relativa a inercia, puede ser representado por el número de Reynolds (R) del fluido como sigue:

$$R = \frac{VL}{\nu}$$

V = velocidad del fluido (m/seg)

L = radio hidráulico del conducto (m)

ν (nu) = viscosidad cinemática (m²/seg)

Cuando partimos de una velocidad muy pequeña en un fluido, se forma el flujo laminar, y a medida que se aumenta la velocidad llega el momento en que el flujo laminar cambia a flujo turbulento y la velocidad que alcanza en ese momento se le llama "Velocidad alta", que relacionado con el número de Reynolds correspondería a un valor próximo a 4000. Ahora partiendo a la inversa, esto es, el flujo turbulento se le va disminuyendo poco a poco la velocidad llegando el momento en que cambia a laminar, a esta velocidad se le llama "Velocidad crítica baja", y relacionado con el número de Reynolds corresponde a un valor alrededor de 2000 (son aproximados los valores debido a que son empíricos). Por lo que el estado transitorio de un fluido, se identifica con valores del número de Reynolds que oscilan entre 2000 y 4000. Existen otros números adimensionales como son los de Cauchy, Weber, Mach, que tienen la ventaja de poderse aplicar tanto a prototipos como a modelos hidráulicos.

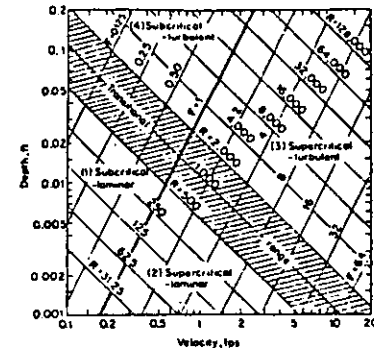


FIGURA 2.11

RELACIONES ENTRE PROFUNDIDAD-VELOCIDAD, PARA LOS CUATRO REGIMENES EN UN FLUJO POR UN CANAL ABIERTO.

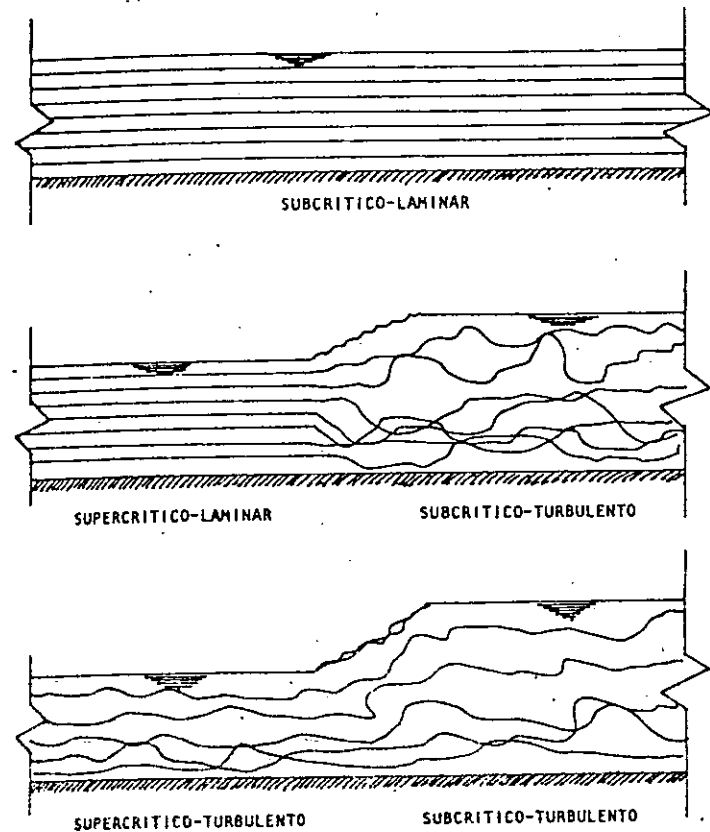


FIGURA 2.12 COMPORTAMIENTO DE LOS CUATRO REGIMENES DE UN FLUIDO EN UN CANAL ABIERTO.

El efecto de gravedad sobre el estado de un fluido se representa por un radio de fuerzas de inercia hacia fuerzas de gravedad. Este radio está dado por el número de Froude de definido como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

V = velocidad del fluido en m/seg.

g = es la aceleración de la gravedad en m/seg².

L = Longitud característica en m.

En un fluido en canal abierto la longitud característica es igual a la profundidad hidráulica D, la cual se define como el área través de la sección normal a la dirección del agua en el canal, dividido por el ancho de la superficie libre. Para canales rectangulares es igual a la profundidad de la sección.

Cuando F es igual a la unidad, la ecuación (1) queda:

$$V = \sqrt{gD} \quad (2)$$

y el fluido estará en ESTADO CRITICO. Si F es menor que la unidad, o $V < \sqrt{gD}$, el fluido es SUBCRITICO. En este estado el papel jugado por las fuerzas de gravedad es más pronunciado; por lo que el fluido tiene una velocidad baja y ésta a menudo es corriente tranquila. Si F es mayor que la unidad, o $V > \sqrt{gD}$, el fluido es SUPERCRITICO. En este estado las fuerzas de inercia se vuelven dominantes; por lo que el fluido tiene una alta velocidad y usualmente se describe como rápida y torrencial.

En el mecanismo de olas de agua, la velocidad crítica \sqrt{gD} está definida como la celeridad de la pequeña gravedad de las olas que ocurren en poca profundidad de agua en canales, como resultado de algún cambio momentáneo en la profundidad local del agua. Tal cambio puede ser desarrollado por disturbios u obstáculos en el canal, causando el desplazamiento de agua encima y rugiendo en la superficie creando así, olas que ejercen un peso o fuerza de gravedad. Debería notarse que la gravedad de las olas pueden propagarse río arriba en aguas de flujo SUBCRITICO, pero no en aguas de flujo SUPERCRITICO; así, la aceleración es mayor que la velocidad del fluido en el primer caso y menor en el segundo. Así pues la posibilidad o imposibilidad de propagación de olas de gravedad río arriba puede usarse como un criterio para discutirse entre fluido supercrítico y subcrítico.

Puesto que el fluido en la mayoría de los canales está controlado por el efecto de la gravedad un modelo se usa para simular un canal prototipo para probar los efectos a los que se diseña, por lo que el número de Froude del fluido en el canal modelo debe ser igual al del fluido en el canal prototipo.

REGIMEN DEL FLUIDO:

Un efecto combinado de viscosidad y gravedad puede producir cualquiera de los cuatro regímenes de fluido en un canal abierto, y son:

- 1.- SUBCRITICO LAMINAR, cuando F es menor que la unidad y R está en rango laminar.
- 2.- SUPERCRITICO LAMINAR, cuando F es mayor que la unidad y R está en rango laminar.
- 3.- SUPERCRITICO TURBULENTO, cuando F es mayor que la unidad y R está en el rango turbulento.
- 4.- SUBCRITICO TURBULENTO, cuando F es menor que la unidad y R está en el rango turbulento.

La profundidad-velocidad se relaciona para los cuatro regímenes de fluido en un ancho de canal abierto por la gráfica logarítmica de la Fig. 2.11, la intersección de la línea oscura de $F = 1$ con la banda achurada, representan el rango de transición de régimen laminar a turbulento y dividen el área achurada en cuatro secciones cada una de las cuales representa un régimen del fluido.

El primero de los regímenes, SUBCRITICO LAMINAR y SUPERCRITICO LAMINAR, no ocurre muy comunmente en la práctica para canales hidráulicos, de tal manera que el fluido es

generalmente turbulento en los canales considerados en problemas de ingeniería. En cualquier forma esos regímenes ocurren frecuentemente, donde hay muy poca profundidad, esto es conocido como flujo de hoja, y ellos se vuelven importantes en los problemas como el de calibración de modelos hidráulicos en el estudio de fluido por tierra, y control de la erosión para ese fluido.

La Fig. 2.12 muestran los 4 regímenes del fluido.

En cada figura la dirección del fluido es de izquierda a derecha. Todos los fluidos son uniformes excepto cuando pasa de la mitad hacia la derecha.

Generalmente, el efecto de gravedad es prácticamente despreciable, cuando el número de Froude es pequeño como del orden menor que tres.

CAPA LIMITE LAMINAR

En el régimen laminar uniforme, la velocidad varía uniformemente de punto a punto de la sección, es decir, la velocidad va disminuyendo gradualmente del centro de la sección a las fronteras de la misma. (Ver Fig. 2.13)

Una cosa similar ocurre en el régimen laminar no uniforme sólo que la variación de la velocidad no guardará la misma ley de uniformidad. Ahora bien, estas distribuciones de la velocidad, suceden tan solo cuando el régimen ya está establecido. En realidad, cuando el régimen está apenas en proceso de desarrollo, ya sea respecto al tiempo o a la distancia, las variaciones de la velocidad se concentrarán en una pequeña porción de la sección que rodea a la frontera. Esta región en la cual la variación de la velocidad (y por lo tanto el esfuerzo cortante) está más o menos concentrada es conocida como capa límite laminar.

La teoría de la capa límite fué introducida por Prandtl.

Esta teoría establece que, para un fluido en movimiento, todas las pérdidas por fricción tienen lugar en una delgada capa adyacente al contorno. La distribución de velocidades de la zona próxima al contorno es influenciada por la tensión cortante en el contorno y va aumentando su espesor hacia aguas abajo por la acción continuada de las tensiones cortantes.

Para números de Reynolds bajos, toda la capa límite es gobernada por la acción de las fuerzas viscosas y en su interior el flujo es laminar. Para valores intermedios del número de Reynolds, la capa límite es laminar cerca de la superficie del suelo y turbulento en las zonas algo más alejadas. Para valores del número de Reynolds muy elevadas la capa límite es totalmente turbulenta. (Ver Fig. 2.14)

PLACAS PLANAS

En el caso de una placa plana de L m de longitud mantenida paralela al movimiento relativo del fluido, se aplican las siguientes ecuaciones:

- 1.- Resistencia: la resistencia o arrastre es la componente de la fuerza resultante, ejercida por el fluido sobre el cuerpo en dirección paralela al movimiento relativo del fluido:

$$\text{Resistencia en (kg)} = C_D \rho A \frac{V^2}{2}$$

- 2.- Capa límite laminar (hasta números de Reynolds alrededor de 500 000)

- a) Coeficiente de resistencia medio (C_D).

$$C_D = \frac{1.328}{\sqrt{Re}} = \frac{1.328}{\sqrt{\frac{VL}{\nu}}}$$

- b) Espesor de la capa límite δ (en m) a una distancia genérica X viene dada por:

$$\frac{\delta}{X} = \frac{5.20}{\sqrt{Re_x}} = \frac{5.20}{\sqrt{\frac{VX}{\nu}}}$$

- c) Esfuerzo cortante (τ_0)

$$\tau_0 = 0.33 \rho V^{3/2} \sqrt{\frac{\nu}{X}} = 0.33 \left(\mu \frac{V}{X} \right) \sqrt{Re_x} = \frac{0.33}{\sqrt{Re_x}}$$

GRAFICA 2.2

COEFICIENTES DE RESISTENCIA PARA PLACAS PLANAS Y LISAS

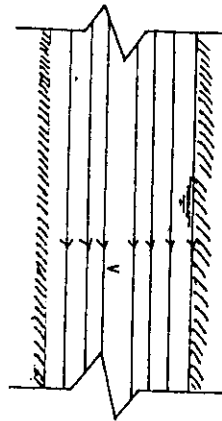
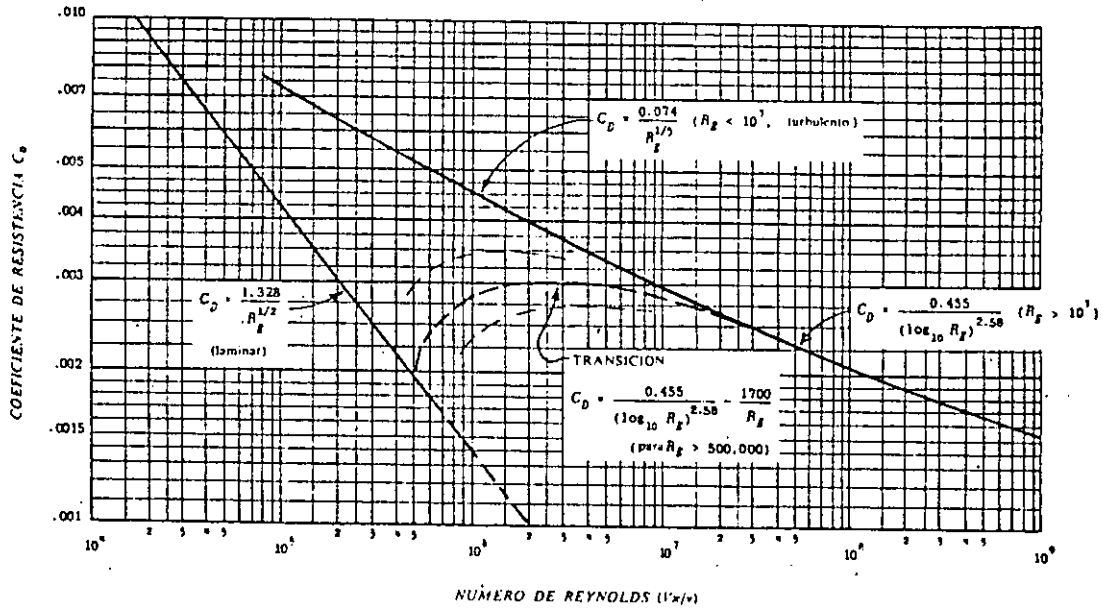
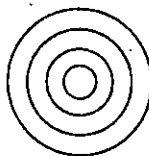


FIGURA 2.13 REGIMEN LAMINAR UNIFORME.



donde: \dot{V} = Velocidad de aproximación del fluido al contorno (velocidad no perturbada)

X = Distancia al borde de ataque en m.

L = Longitud total de la placa en m.

Re_x = Número de Reynolds local para la distancia X .

3.- Capa límite turbulenta (contorno liso).

a) Coeficiente de resistencia medio (C_D)

$$C_D = \frac{0.074}{Re^{0.5}} \quad 2 \times 10^5 < Re < 10^7 \quad (12)$$

$$= \frac{0.455}{(\log_{10} Re)^{2.58}} \quad 10^6 < Re < 10^9 \quad (13)$$

Para contornos rugosos, el coeficiente de resistencia varía con la rugosidad relativa E/L y no con el número de Reynolds.

K.E. Schoenherr ha sugerido el empleo de la fórmula:

$\frac{1}{C_D} = 4.13 \lg(C_D Re_x)$, ecuación considerada de mayor precisión que las (12) y (13), particularmente para números de Reynolds por encima de 2×10^7 .

b) El espesor δ de la capa límite se calcula mediante:

$$\frac{\delta}{x} = \frac{0.38}{Re_x^{0.2}} \quad 5 \times 10^4 < Re < 10^6$$

$$\frac{\delta}{x} = \frac{0.22}{Re_x^{0.167}} \quad 10^6 < Re < 5 \times 10^8$$

c) El esfuerzo cortante en la pared se estima por:

$$\tau_w = \frac{\rho \cdot 0.023 \cdot V^2}{(\frac{\delta}{x})^{1/4}} = 0.0587 \frac{V^2}{x} \rho \left(\frac{\mu}{xV}\right)^{1/5}$$

4.- Capa límite en la transición de laminar a turbulenta sobre la placa (Re de 500 000 a 20 000 000).

a) Coeficiente de resistencia medio (C_D).

$$C_D = \frac{0.455}{(\log_{10} Re)^{2.58}} - \frac{1700}{Re}$$

En la gráfica 2.2 se ilustra la variación de C_D con el número de Reynolds, para estos tres regímenes del flujo.

Ejemplo Ilustrativo:

Una placa lisa de 3.0 m. por 1.2 m. se mueve a través del aire, ($15^\circ C$) con una velocidad relativa de 1.2 m/seg., manteniéndose el movimiento paralelo a su superficie y a su longitud. Calcular la resistencia de una de las caras de la placa (a) suponiendo condiciones laminares, y (b) suponiendo condiciones turbulentas sobre la placa (c). Para condiciones laminares, calcular el espesor de la capa límite en el centro de la placa y en el borde de la salida.

S o l u c i ó n :

a) Se calcula el número de Reynolds: $Re = \frac{VL}{\nu}$

$$\nu = 1.47 \times 10^{-5} \quad \text{tabla 2.6}$$

$$Re = \frac{(1.2)(3)}{(1.47 \times 10^{-5})} = 245.000$$

$$\text{para condiciones laminares, } C_D = \frac{1.328}{\sqrt{Re}}$$

$$C_D = \frac{1.328}{\sqrt{245000}} = 0.00268$$

$$\text{Resistencia} = \frac{C_D \rho A V^2}{2}$$

$$f = 0.1245 \text{ tabla 2.6}$$

$$R = C_D \rho A \frac{V^2}{2} = 0.00268 \times 0.1245 \times 3 \times 1.2^2 = 0.000865 \text{ Kg} = 0.845 \text{ gr}$$

b) Para régimen turbulento con Reynolds $< 10^7$ Ecuación (12)

$$C_D = \frac{0.074}{Re^{0.5}} = \frac{0.074}{(245000)^{0.5}} = 0.00619 \Rightarrow \text{Gráfica} = 0.00618$$

$$\text{Resistencia} = C_D \rho A \frac{V^2}{2} = 0.00619 (0.1245)(3 \times 1.2^2) \frac{1}{2} = 0.0020 \text{ Kg} = 2 \text{ gr}$$

c) En el centro de la placa $X = 1.5$ m

entonces:

$$Re_x = \frac{VL}{\nu} = \frac{(1.2)(1.5)}{(1.47 \times 10^{-5})} = 122,500.00$$

Por calcularse el Número de Reynolds para $L = 1.5$ m este valor es llamado número de Reynolds local.

$\frac{\delta}{x} = \frac{0.38}{Re_x^{0.2}}$ se utiliza esta fórmula debido a que se analiza en condición laminar (ter caso).

$$\delta = \frac{(x) \cdot 0.38}{Re_x^{0.2}} = \frac{(1.5)(0.38)}{\sqrt[0.2]{122500}} = 0.0222 \text{ m} = 22.2 \text{ mm}$$

$\delta = 22.2$ mm al centro de la placa.

d) A la salida de la placa

$$Re_x = \frac{(1.2)(3)}{(1.47) \times 10^{-5}} = 245,000$$

$$\delta = \frac{x(5.2)}{Re_x^{0.2}} = \frac{3(5.2)}{\sqrt[0.2]{245,000}} = 0.0315 \text{ m} = 31.5 \text{ mm}$$

$\delta = 31.5$ mm a la salida de la placa.

De acuerdo con lo anterior, la capa límite puede:

- Desarrollarse conforme a la distancia,
- Desarrollarse conforme al tiempo.
- Estar ya completamente desarrollada.

Cuando el régimen laminar está ya establecido, puede representarse la distribución en la velocidad y del esfuerzo cortante en la capa límite laminar, según la Fig 2.15

FLUJO TURBULENTO

Supóngase un flujo laminar paralelo a las fronteras, y que un determinado obstáculo a cierta distancia de la frontera ocasiona unas ondulaciones locales. La variación de las velocidades que estas ondulaciones producen, traerá consigo cierta alteración en las presiones, que tenderán a incrementarlas. El que los obstáculos sigan creciendo o no dependerá básicamente de la naturaleza misma del obstáculo y de las magnitudes de $\frac{dy}{dx}$ (deformación angular), μ (viscosidad) y Y (la altura en un punto cualquiera del conducto). Estas cuatro variables pueden ser agrupadas en un término no dimensional en la forma:

$$X = \frac{V^2}{\nu} \frac{dy}{dx}$$

donde ν es la viscosidad cinemática. $\nu = \frac{\mu}{\rho}$

X = número adimensional de DARCY.

En realidad lo que nos interesa establecer con el número adimensional, es el esfuerzo cortante a lo largo del tirante.

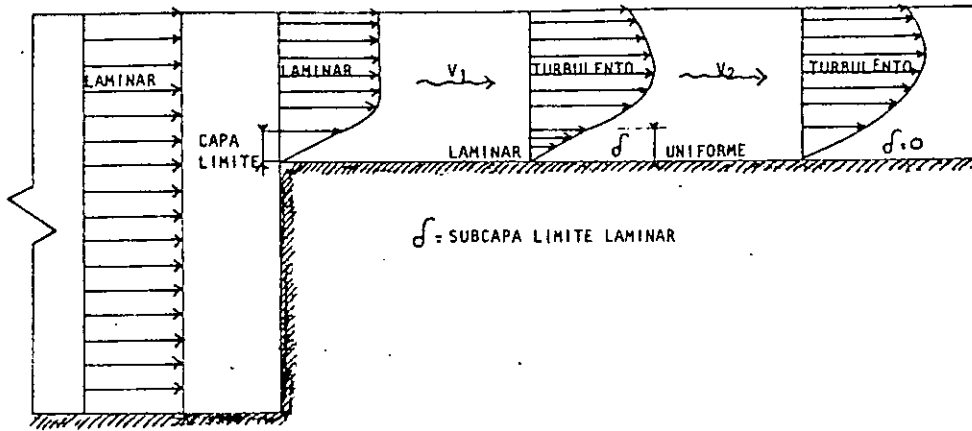


FIGURA 2.14
DISTRIBUCION DE VELOCIDADES
Y CAPA LIMITE LAMINAR.

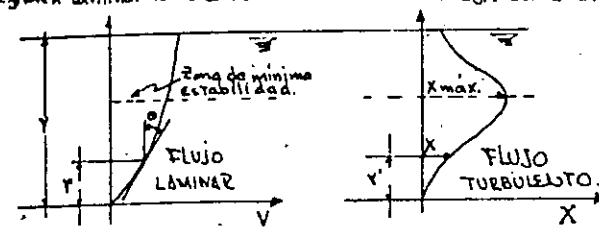
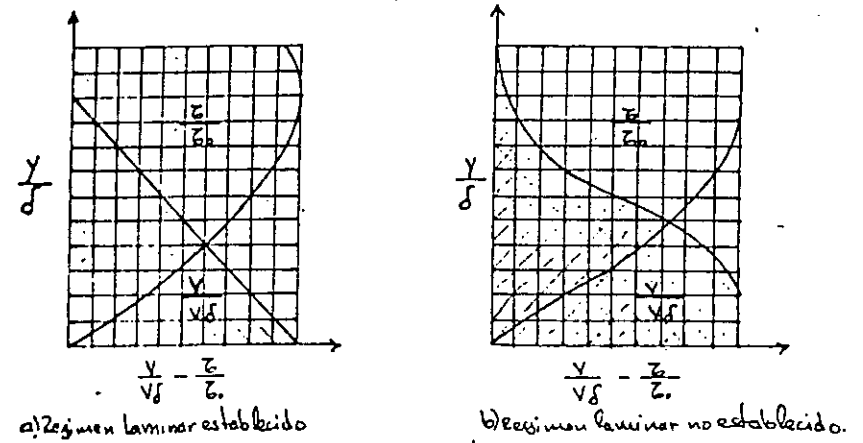
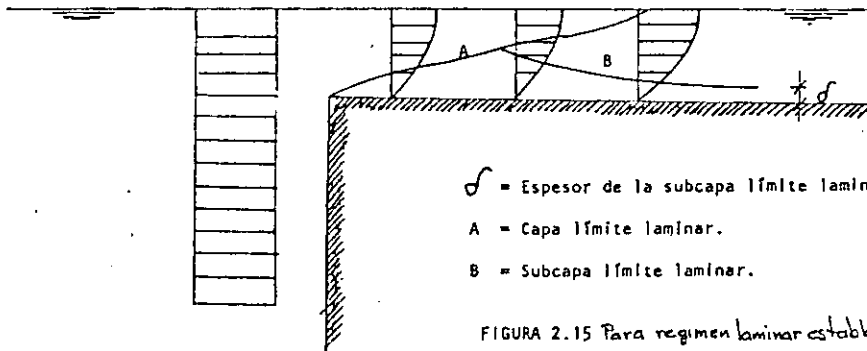


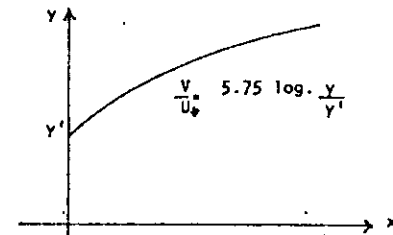
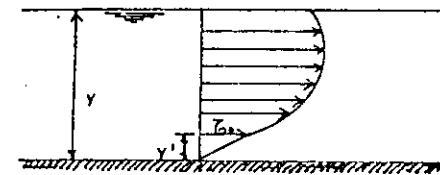
FIGURA 2.16



δ = Espesor de la subcapa límite laminar.
A = Capa límite laminar.
B = Subcapa límite laminar.

FIGURA 2.15 Para régimen laminar establecido.

δ representa el espesor de la capa de frontera (cuando el régimen ya está establecido, es igual al radio $d/2$ del conducto), v es la velocidad en $y = \delta$.



$$\frac{v}{U_*} = 5.75 \log \frac{y}{y'}$$

$\frac{v}{\delta} = U_*$ (velocidad de esfuerzo cortante)
 $y' = \delta$

GRAFICA 2.3

Evidentemente entre mayor sea la magnitud X mayor será la tendencia hacia la inestabilidad e inversamente, mientras menor sea el valor X , el flujo será más estable al disturbio. Fig 2.16

Así como para el flujo laminar es válida la relación $\tau = \mu \frac{dv}{dy}$ también, existe una relación semejante para el flujo turbulento

ella es

$$\tau = \eta \frac{dv}{dy}$$

$$\tau = \tau(v) = \left(\frac{dv}{dy} \right) = \eta \frac{dv}{dy}$$

η = factor de proporcionalidad.

Se ocurre de inmediato que integrando esta expresión de manera similar a como se hizo con el flujo laminar, podría obtenerse una expresión equivalente que nos diera la distribución de la velocidad en el flujo turbulento. Sin embargo esto no es posible en virtud que el valor de η es constante para un determinado estado del flujo, mientras que el valor de η varía grandemente de punto a punto en la sección.

Es necesario pues, recurrir a relaciones empíricas.

De entre ellas:

$$\frac{dv}{dy} = 2.5 \frac{\tau_0}{\rho y}$$

Queda muy buena aproximación para un amplio rango de condiciones. Integrando esta expresión nos conduce a la función logarítmica

$$\frac{v}{v_*} = 5.75 \log \frac{y}{y_*}$$

En donde v_* se conoce como "velocidad de esfuerzo cortante", y es una constante que representa el valor de "y" para la cual, la curva logarítmica interseca al eje. Gráfica 2.3

FRONTERAS LISAS:

Cuando la frontera es lisa, aún en el caso de flujo turbulento, siempre habrá una zona donde se presente flujo laminar, y ello ocurrirá en la vecindad de las fronteras. Esta zona se conoce como SUBCAPA LIMITE LAMINAR, y su espesor corresponde a un valor constante del parámetro de estabilidad X .

Dado que esta subcapa límite laminar es relativamente delgada, es permisible suponer que la distribución de la velocidad en la misma, es lineal: $\frac{v}{v_*'} = \frac{y}{\delta'}$

en que v es la velocidad a una distancia cualquiera "y" de la frontera, y v_*' es la velocidad a una distancia $y = \delta'$

Entonces:

$$X = \frac{y^2}{\nu} \frac{dv}{dy}$$

Siendo ν la viscosidad cinemática

$$y = \delta', \quad v = v_*'$$

Substituyendo valores

$$X = \frac{\delta'^2}{\nu} \frac{v_*'}{\delta'} = \frac{\delta'^2}{\delta' \nu} \frac{v_*'}{\delta'} = \frac{\delta' v_*'}{\nu}$$

un valor constante.

Según experimentos realizados, $X = 135$ y dado que $\tau_0 = \mu \frac{dv}{dy} = \mu \frac{v_*'}{\delta'}$

se tendrá:

$$X = \frac{\delta' v_*'}{\nu} = 135 \quad ; \quad v_*' = \frac{135 \nu}{\delta'}$$

por otra parte:

$$\tau_0 = \mu \quad ; \quad v_*' = \frac{\delta' \tau_0}{\mu}$$

2.2 DISCUSION DE METODOS, FORMULAS Y SU APLICACION.

ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

Inicio del movimiento: Conocido el material que forma el fondo de un cauce, si se desea conocer las características hidráulicas de una corriente para que ésta inicie el movimiento de dichas partículas, se puede hacer uso de la gráfica de Shields que aparece en la Gráfica 2.4.

En el material del fondo de un cauce natural se pueden encontrar partículas de cualquier tamaño, sin embargo, generalmente se hallan gravas, arenas o limos.

Los parámetros adimensionales usados por Shields son:

$$\frac{D}{\delta} \quad \text{y} \quad \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) D}$$

donde:

δ = espesor de la capa límite, igual a $(11.6 \frac{\nu}{v_*'})$ En esta expresión ν es la viscosidad cinemática del líquido y v_*' la velocidad al esfuerzo cortante.

τ_0 = esfuerzo tangencial que el líquido produce contra el fondo, debido a la resistencia que opone el líquido al deslizarse.

Una partícula suelta requiere un esfuerzo tangencial mínimo para ser movida. A este se le denomina ESFUERZO TANGENCIAL CRITICO o ESFUERZO CRITICO TRACTIVO (τ_{0c})

Para no proceder por tanteos, se puede utilizar la curva de Straub que aparece en la Gráfica 2.5 de donde se obtiene el esfuerzo tangencial necesario para mover una partícula de cuarzo de diámetro D .

Con ella es posible encontrar el esfuerzo crítico tractivo necesario para que la corriente inicie el movimiento de los granos.

Cuando el material es grueso (mayor de 5 mm), el esfuerzo tangencial puede calcularse con la expresión:

$$\tau_{0c} = \frac{D}{13}$$

Si D está en mm, τ_{0c} resulta en Kg/m².

GASTO SOLIDO:

Un problema importante en la hidráulica fluvial, es el conocer la cantidad de material sólido que es arrastrado por una corriente, para lo cual existen varias formas de calcularlo, como son los métodos de: Du Boys-Straub, Meyer-Peter y Müller, Kalinske, Einstein, Garde-Albertson y Goncharov, etc. Se proponen tantos criterios para calcular el gasto sólido, ya que los resultados que dan difieren notablemente entre sí, y solo dependiendo de resultados anteriores y de la experiencia que tenga un ingeniero acerca de un río o corriente determinada, utilizará uno u otro método.

1.- Método de Du Boys-Straub.

La fórmula propuesta por Du Boys, puede ser fácilmente aplicable si se utiliza el coeficiente ψ' de Straub y es:

$$q_{s0} = \psi' \tau_0 (\tau_0 - \tau_{0c})$$

donde:

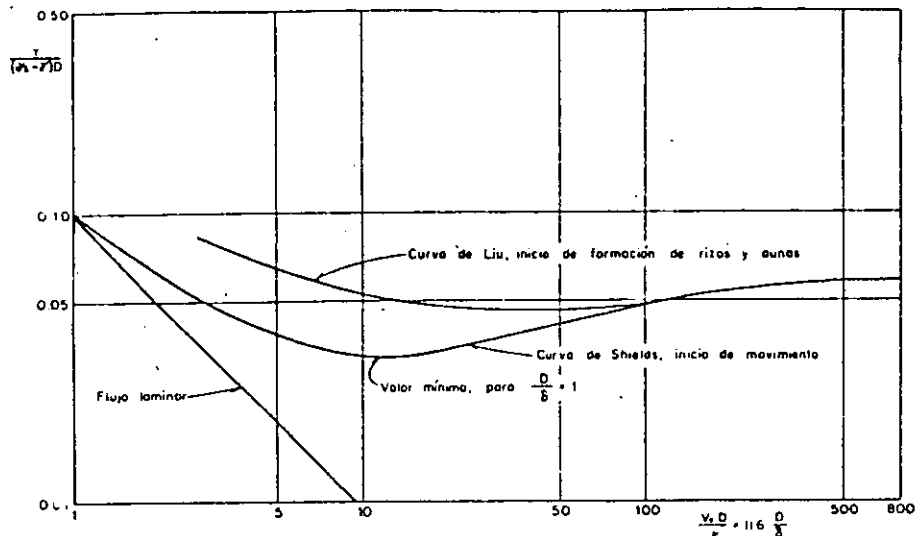
q_{s0} = arrastre sólido unitario, en kg/m/seg.

τ_0 = esfuerzo cortante crítico (o sea el necesario para iniciar el movimiento de las partículas y su valor se puede obtener en la gráfica 2.5 debida a Straub.

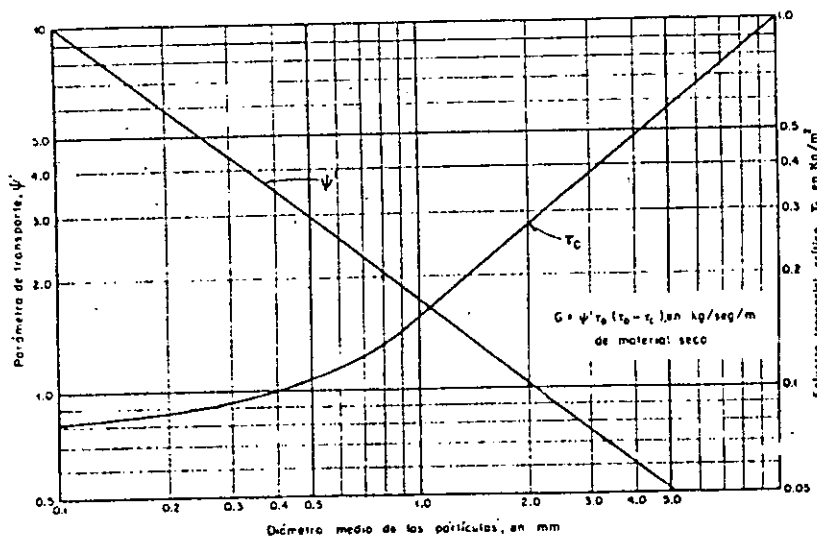
τ_{0c} = esfuerzo cortante que produce la corriente, en kg/m².

ψ' = coeficiente que se encuentra en la Graf. 2.5, en función del diámetro medio del material del fondo.

La expresión indicada fué la primera propuesta para calcular el arrastre sólido encontrándose que su uso es aún bastante extendido, siendo esto debido a su gran sencillez de aplicación. Para encontrarse el arrastre total, se multiplica el valor por el ancho medio de la sección.



Curva de Shields que indica el inicio de movimiento
GRAFICA 2.4



Parámetro de transporte y esfuerzo tangencial crítico para la ecuación de transporte de Du Boys, según Straub

GRAFICA 2.5

2.- Método de Meyer-Peter y Müller.

Se pueden distinguir dos expresiones; una que se utiliza cuando el material es uniforme con peso específico de 2,680 Kg/m³, y otra más general, que se aplica para material uniforme y no uniforme y su densidad adquiere cualquier valor.

La primera fórmula que permite obtener el gasto sólido unitario en kg/m/seg es:

$$\text{donde: } q_s = (2.6 q^{3/2} S - 42.5 D_m)^{3/2}$$

q = gasto líquido unitario en kg/m/seg.

S = pendiente media de la superficie libre del cauce.

D_m = diámetro medio del material obtenido con la expresión:

$$D_m = \frac{\sum D_i P_i}{100}$$

La fórmula general tiene la forma:

$$\left(\frac{n_b'}{n_b}\right)^{3/2} + R_b S = 0.47 \left(\frac{t_b - t_s}{\gamma}\right) D_m + 0.25 \left(\frac{t_b}{\gamma}\right)^{1/2} \left(\frac{t_b - t_s}{\gamma}\right)^{1/2} q_s^{3/2}$$

donde:

R_b = radio hidráulico asociado a la rugosidad del fondo.
En cauces anchos es igual al tirante.

n_b' = rugosidad debida a los granos sin tomar en cuenta las ondulaciones que se formen, y se obtiene con la expresión:

$$n_b' = \frac{D_{50}^{1/4}}{24}$$

en la cual D_{50} esté en metros.

n_b = rugosidad debida al fondo. Toma en cuenta a los granos y a las ondulaciones. Su valor se puede encontrar con la expresión de Manning, conociendo las características de la corriente:

$$n_b = \frac{R_b^{1/3} S^{1/2}}{V}$$

V = velocidad media del flujo.

Las fórmulas anteriormente mencionadas, son empíricas, siendo estas producto de pruebas de laboratorio y en todas las fórmulas se trata del peso del material en estado seco, la relación que liga a la rugosidad total n_b , con la rugosidad debida a los granos n_b' y la rugosidad debida a las ondulaciones del fondo (n_b'') es:

$$n_b^{3/2} = n_b'^{3/2} + n_b''^{3/2}; \quad n_b'' = \left(n_b^{3/2} - n_b'^{3/2}\right)^{2/3}$$

y la relación entre los radios hidráulicos asociados a las rugosidades anteriores es:

$$R_b = R_b' + R_b''$$

Los valores de los radios hidráulicos se pueden encontrar mediante la expresión siguiente:

$$R_b = \left(\frac{n_b V}{S^{1/2}}\right)^{3/2}$$

y sustituyendo el valor de n_b por n_b' y n_b'' , se obtienen los valores de R_b' y R_b'' .

3.- Método de Kalinska.

Su fórmula es:

$$\frac{q_s}{\sqrt{s} D_m} = 2.6 \Theta \left(\frac{t_b - t_s}{\gamma}\right)$$

La expresión anterior se encuentra representada en la Gráfica 2.6, en la cual $\frac{q_s}{\sqrt{s} D_m}$ es la velocidad de esfuerzo cortante y Θ un coeficiente que relaciona ambos números adimensionales.

Este autor fue el primero que intentó tomar en cuenta las fluctuaciones turbulentas de la corriente. La fórmula de Kalinska da valores menores que los reales cuando el

transporte es muy intenso.

4.- Método de Einstein:

Para valuar el arrastre, Einstein propone dos parámetros dimensionales. Uno es función de las características hidráulicas de la corriente, que se denomina intensidad de corriente ψ_* ; y el otro, llamado intensidad de arrastre de fondo ϕ_* toma en cuenta el arrastre de material sólido.

Conocido ψ_* , el valor ϕ_* se obtiene con ayuda de la curva de la Gráfica 2.7

Las expresiones de ambos parámetros son las siguientes:

$$\psi_* = \frac{V_*^3}{g R_b^3 S} \cdot F \cdot Y \left(\frac{\log 10.6}{\log 10.6 \frac{X}{\Delta}} \right)^2$$

donde:

$$\phi_* = \frac{L_a q_a}{L_b q_b} \cdot \left(\frac{Y}{X - X'} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g D^3} \right)^{1/2}$$

L_a = Porcentaje en peso de partículas de un determinado diámetro D , dentro del conjunto arrastrado.

L_b = porcentaje en peso de partículas de un determinado diámetro D , en la superficie del fondo.

$L_a q_a$ = gasto sólido arrastrado en el fondo por unidad de ancho de partículas cuyo diámetro es D .

q_b = gasto sólido arrastrado en el fondo por unidad de ancho normal al flujo.

R_b = radio asociado a la rugosidad de los granos.

X = coeficiente que depende del tamaño del grano para un suelo dado. Su valor es:

$$X = 0.77 \Delta, \text{ si } \Delta > 1.8 \delta'$$

$$X = 1.39 \delta, \text{ si } \Delta < 1.8 \delta'$$

Y = corrección de la fuerza de sustentación en la transición de fondo hidráulicamente rugoso a liso. Su valor se encuentra en la Gráfica 2.8 en función de D_{65} / δ'

Δ = $a \cdot D_{65} / x$, en que x es un factor de corrección que se encuentra en la Gráfica 2.9

δ' = espesor de la capa límite, dado por la relación $11.6 \mu / V_*$

F = corrección que toma en cuenta la protección que los granos grandes dan a los más pequeños. Su valor se encuentra en la Gráfica 2.10 en función de D / X .

$$V_* = \sqrt{\frac{g R S}{\phi_*}} = \sqrt{g R S}$$

Este método es tal vez el más completo, aunque no el más exacto. Para Einstein el arrastre de fondo es aquel que se produce en una franja del fondo cuyo espesor es dos veces el diámetro de los granos en estudio.

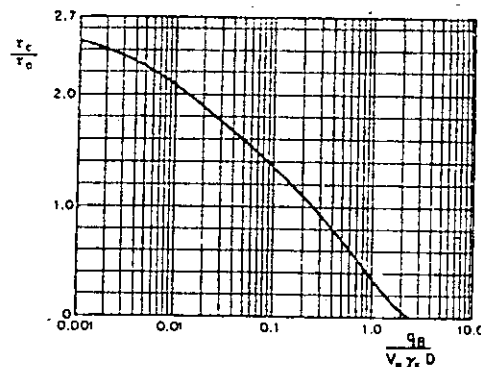
El cálculo de $L_a q_a$ se hace para cada una de las partes en que se ha dividido la curva granulométrica del material. Encontrados los $L_a q_a$ de cada fracción, se suman y se obtiene q_a que es el peso del material seco arrastrado, por unidad de ancho y por segundo.

Para pequeños gastos de material de arrastre, la teoría de Einstein predice el gasto sólido bastante bien si se compara con los resultados experimentales, pero para grandes cantidades de arrastre

$$\phi_* = \frac{q_a}{g (X - X') D}$$

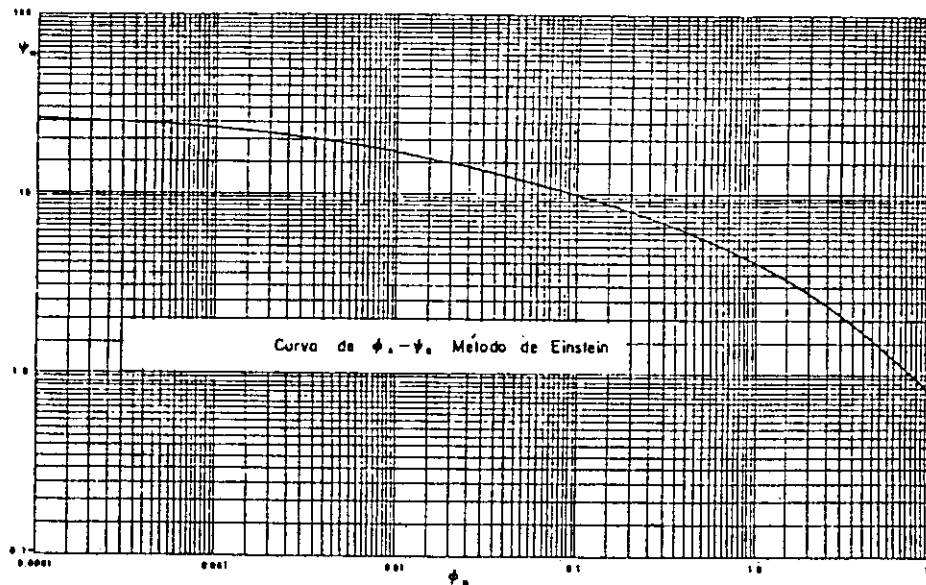
se encuentra una desviación significativa entre la función de transporte de Einstein y los experimentos.

En la Gráfica 2.11 se señala la forma de valuar las condiciones hidráulicas del cauce. Ahí se indica cómo encontrar R_b en función de R_b' ; para ello se requiere calcular:

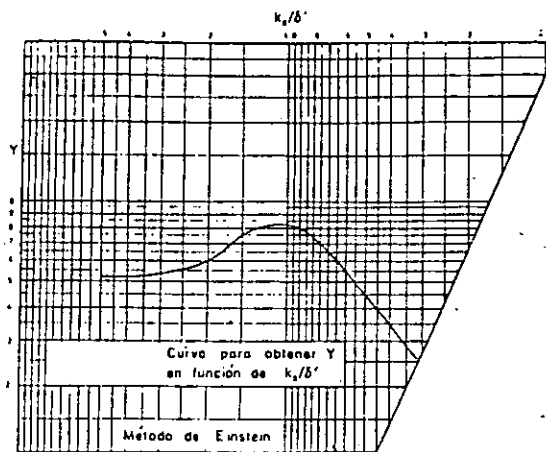


Función de transporte de Kalinske

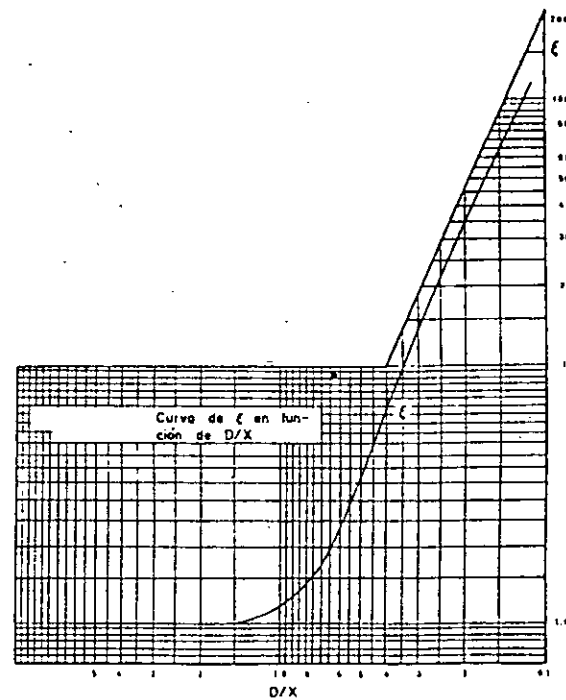
GRAFICA 2.6



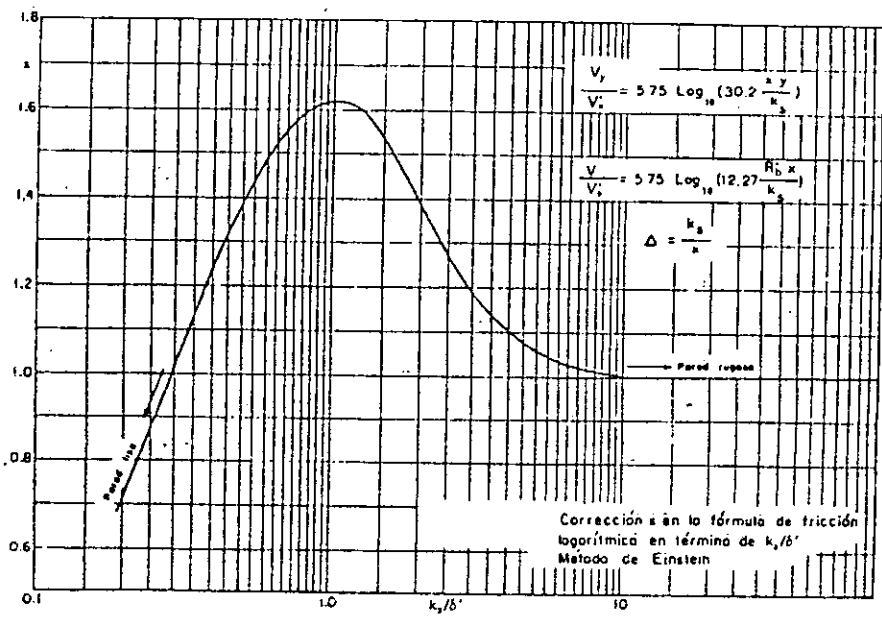
GRAFICA 2.7



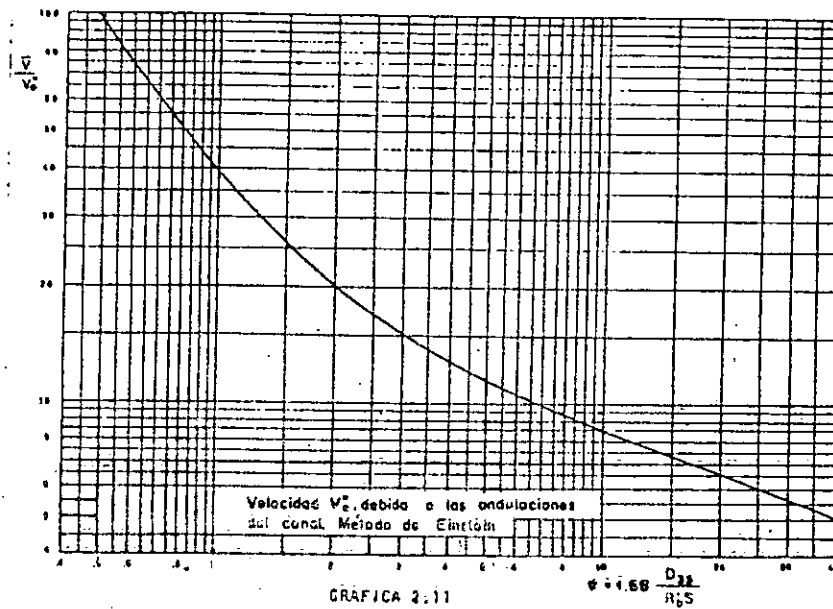
GRAFICA 2.8



GRAFICA 2.10



GRAFICA 2.9



GRAFICA 2.11

$$\gamma = \frac{V^2 - V_*^2}{R_b S} \cdot \frac{D_{35}}{R_b S}$$

y en función de este valor obtener el de V/V_* . Y conocida esta relación, se despeja el valor de V_* . Conocido este último se deduce R_b' , ya que:

$$V_* = \sqrt{g R_b S}$$

La velocidad media de la corriente se determina con la fórmula de Keulegan:

$$V = 5.75 V_* \log \left(\frac{12.27 R_b'}{\Delta} \right)$$

Si se desea calcular el arrastre para un tirante dado, se supone un R_b' y se obtiene R_b ; posteriormente, cuando su suma corresponda al radio del tirante ($R_b = R_b' + R_b''$), se prosigue al cálculo; si no, se hace un nuevo tanteo con otro valor de R_b' .

5.- Método de Garde-Albertson:

En este criterio se considera el cambio de rugosidad que tiene el fondo, de acuerdo a las ondulaciones que se forman en él, las cuales son una función de la intensidad de arrastre y del tamaño de las partículas. Para aplicar el método, se hace uso de la Gráfica 2.12. Los parámetros utilizados en esta tabla son adimensionales. En ellos el significado de las variables que anteriormente no se han definido es el siguiente:

$$q_{D0}^* = \frac{q_D}{V_* V_* D} \quad ; \quad z^* = \frac{z}{(V_* - H) D}$$

De esta Gráfica, y conocidos los valores de V/V_* y z^* , se encuentra q_{D0}^* , del cual se despeja el gasto unitario q_D en kg/m/seg.

6.- Método de Goncharov:

La mayoría de los métodos anteriores incluyen el efecto del esfuerzo crítico tractivo. Este método toma en cuenta a la velocidad media V , de la corriente. La fórmula de Goncharov es:

$$q_D = 208 V_H D_m \left(\frac{D_m}{D_{max}} \right)^{\alpha} \left(\frac{V}{V_H} \right)^3 \left(\frac{V}{V_H} - 1 \right)$$

donde: $V_H = V \phi \left(\frac{D_m}{D_{max}} \right)^{\alpha} H^{\alpha}$

Aquí V_H es la velocidad media máxima que soportan las partículas sin ser arrastradas, cuando el tirante es 1m; su valor se encuentra en la Tabla 2.7 en función del diámetro medio del material en el fondo; D_{max} es el diámetro máximo del material en el fondo capaz de ser arrastrado, y α un exponente variable que depende del tirante:

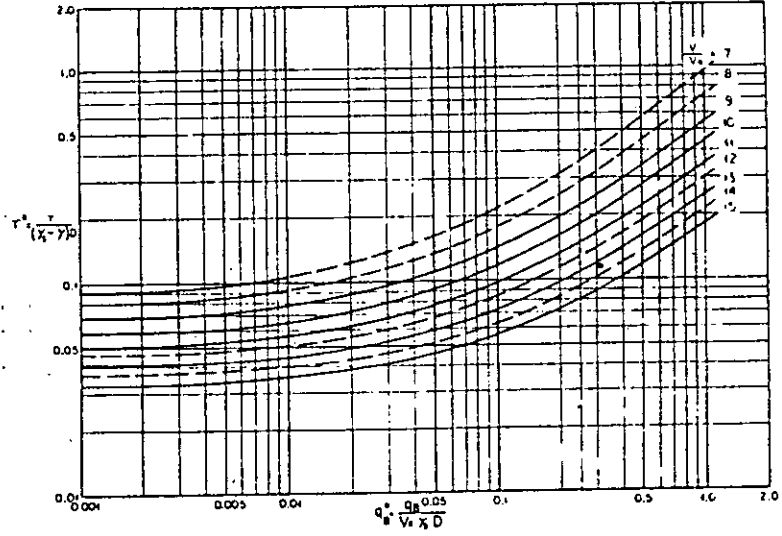
- $\alpha = \frac{1}{5}$; si $H < 1.5$ m.
- $\alpha = \frac{1}{4}$; si $1.5 < H < 2.5$ m
- $\alpha = \frac{1}{3}$; si $H > 2.5$ m

ARRÁSTRE EN SUSPENSIÓN

El cálculo del peso del material arrastrado por una corriente, se puede hacer de dos maneras diferentes, pero los resultados son distintos, ya que en la realidad son para dos tipos de arrastre; el arrastre total en suspensión y el arrastre del material del fondo que es levantado y puesto en suspensión. Para cada grupo se presentará un método que son el de Lane y Kalinske (para cuando se conoce la concentración de sólidos en un punto dentro de un líquido), y el de Einstein (cuando se conocen las características de las partículas del fondo y se desea calcular el arrastre en suspensión de estas).

El método de Einstein no permite conocer el arrastre total en suspensión, ya que si el fondo está formado por arenas, solo da el arrastre de este material en suspensión, sin considerar el arrastre de limos y arcillas que pudieran venir de otras secciones aguas arriba o de afluentes.

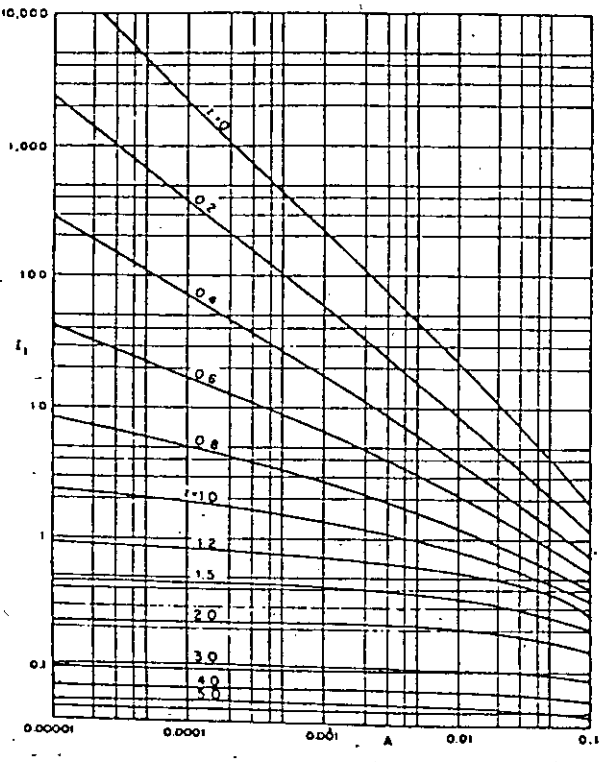
Para aplicar las fórmulas del primer tipo de arrastre, se requieren como datos muestras de las concentraciones de partículas sólidas que hay en el seno del líquido y tomadas a diferentes profundidades; de esta manera, se obtiene el valor de todo el material arrastrado en suspensión, tanto del levantado del fondo, como el arrastrado de secciones aguas arriba.



Valores de q_{D0}^* en función de r^* , para un fondo con dunas. Método de Garde y Albertson
GRAFICA 2.12

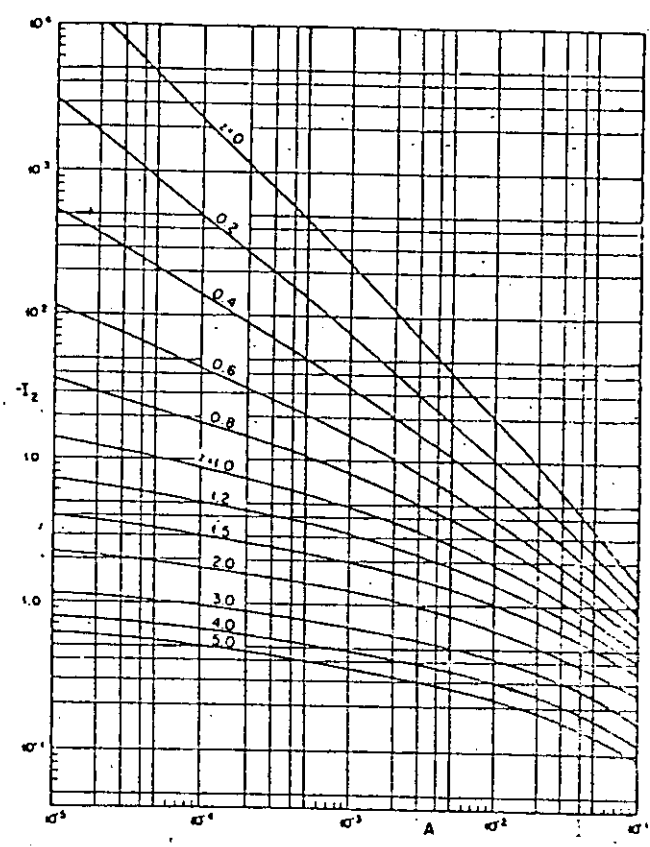
Valores de la velocidad V_g de formación del cauce en función del diámetro de las partículas en movimiento, cuando el tirante es de 1 m

Diámetro, en mm	V_g , en m/seg	Diámetro, en mm	V_g , en m/seg
1.0	0.60	48	1.44
2.5	0.76	48	1.47
5.0	0.80	50	1.50
10	0.83	52	1.54
15	0.86	54	1.56
20	0.90	56	1.59
25	0.98	58	1.62
30	1.04	60	1.65
32	1.11	65	1.69
34	1.17	70	1.73
36	1.24	75	1.76
38	1.29	80	1.80
40	1.35	85	1.84
42	1.38	90	1.88
44	1.41	95	1.91
		100	1.95
		150	2.40
		200	2.80



Función I_1 en términos de A y z

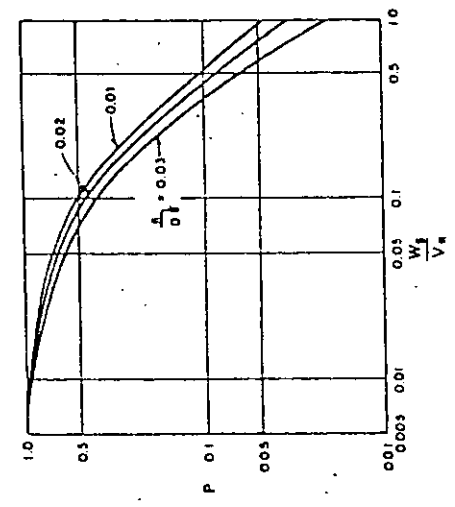
GRAFICA 2.14



Función I_2 en términos de A y z

GRAFICA 2.15

TABLA 2.7



Función de transporte en suspensión de Kalinski

GRAFICA 2.13

El método del segundo tipo permite calcular la cantidad de partículas arrastradas y puestas en suspensión del fondo de la sección bajo estudio.

1.- Arrastre total en suspensión:

Conocida la concentración C_a , de material sólido arrastrado en suspensión por una corriente a la altura "a", medida desde el fondo, se puede conocer el gasto sólido total unitario que arrastra la corriente en suspensión, mediante el uso de la fórmula propuesta por Lane y Kalinske, que es:

$$q_s = q C_a P (e)^{\left(\frac{W_s}{V_m}\right)}$$

en que P es un coeficiente cuyo valor se encuentra en la Gráfica 2.13 en función de W_s/V_m y $n/D^{1/4}$, y W_s es la velocidad de sedimentación; que se encuentra en función del diámetro medio del material arrastrado en suspensión. Su valor se encuentra en la tabla 2.3, H es el tirante; si el río es muy ancho $H = R_b$. El valor de W_s , se encuentra en la gráfica 2.16.

Conocida la concentración C_a , la concentración C a cualquier otra altura "y", está dada por:

$$C = C_a \left(\frac{H-y}{H-a} \right)^z$$

donde:

$$z = \frac{2.5 W_s}{V_m}$$

Aquí "y" y "a" son alturas medidas sobre el fondo. (En la expresión: $n/D^{1/4}$, n es el coeficiente de rugosidad de Manning, Gráfica 2.13).

La concentración C_a se da en partes por millón y D en mm. Al medir directamente la concentración en un punto, se conoce tanto lo aportado por las secciones aguas arriba, como lo levantado en la zona de estudio y puesto en suspensión. Por lo que conviene aplicarlo para diferentes fracciones de la curva granulométrica.

2.- Arrastre del material del fondo en suspensión.

En una zona que se conocen las características del material del fondo, se puede conocer el gasto sólido unitario de esas partículas que es arrastrado en suspensión, mediante la expresión de Einstein:

$$L_b q_b = i_b q_b \left(2.303 I_1 \log 30.2 \frac{A H}{D_{65}} + I_2 \right)$$

en que I_1 e I_2 son integrales cuyo valor se obtiene con ayuda de las Gráficas 2.14 y 2.15 en función de $A = 20/H$ y de "z", siendo z el valor indicado en el primer método. (Mas adelante se explica el método completo de Einstein).

La fórmula de Einstein permite encontrar el arrastre de partículas de diámetro D que están en una fracción I_b de la curva granulométrica. La suma de las $L_b q_b$ de todas las fracciones da el gasto sólido en suspensión debido a todo el material del fondo, por unidad de ancho.

Para facilitar el cálculo del gasto sólido, existe una tabla, la que está ordenada de tal manera, que permite repetir cada cálculo para cada fracción I_b de la curva granulométrica; esta tabla se incluye completa en el tema correspondiente a cauces estables, incluyéndose en la misma las condiciones necesarias para la estabilidad de los cauces, y como se verá en la explicación de dicha tabla, para conocer el arrastre total de material de fondo, realizado por una corriente tanto en el fondo como en suspensión, solo es necesario sumar:

$$L_b q_b \text{ a } L_s q_s$$

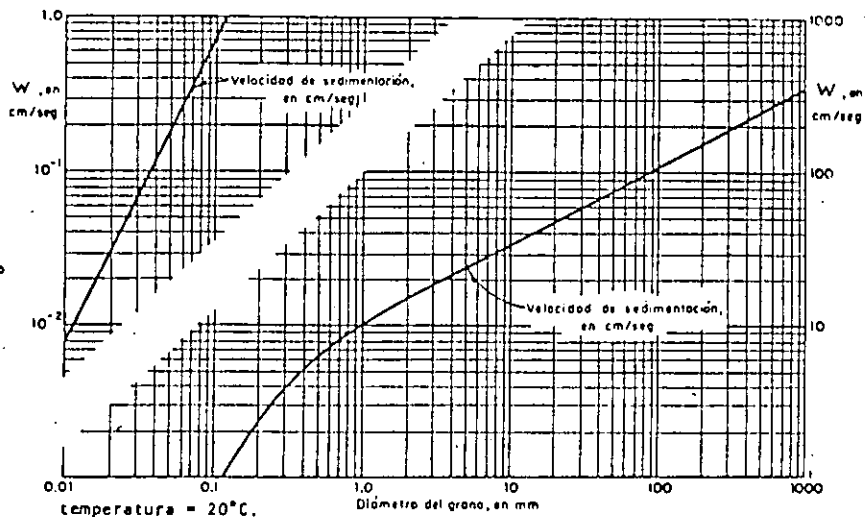
$$L_T q_T = i_b q_b (1 + P I_1 + I_2)$$

(Para mayor explicación, ver el método completo de Einstein)

donde:

$$P = 2.303 \log 30.2 \frac{A H}{D_{65}}$$

Cuando se aplica el método de Einstein, en el cálculo de "z" hay que utilizar el valor de W_s indicado en la tabla 2.2



GRAFICA 2.16

Velocidad de caída o sedimentación, W, para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey

ESTABLES.

Existen situaciones tales que requieren conocer si una determinada zona de un río sufrirá modificaciones en su cauce, por lo que para resolver el problema, se debe valer de la hidráulica fluvial en el concepto de cauces estables.

Los cauces estables se pueden dividir en dos grandes grupos: cauces estables en los que no hay arrastre de sedimentos, o en su caso depósito de sedimentos, dependiendo de esta condición normalmente de la época del año.

Cuando no hay arrastre, el concepto de estabilidad es estático, el canal permanece con la sección original, como puede ser un canal de riego.

Si hay arrastre en el fondo y en las orillas, el concepto de estabilidad es dinámico, puesto que el cauce siempre sufre alteraciones en su sección, de tal forma que las erosiones en las épocas de avenidas sean compensadas con los depósitos en las épocas de estiaje, pudiendo suceder que la erosión sea igual al depósito, pasando todo esto en forma de ciclos, y al final de cada ciclo el río vuelve a tener las mismas condiciones iniciales o sufriendo en dado caso muy pequeñas modificaciones sin ninguna importancia.

Como la condición es que de que se establezca en ciclos, nos induce a pensar que la estabilidad antes mencionada sea por un período largo de años.

En base a lo anterior, se presenta la necesidad de encontrar alguna relación entre las características estadísticas del proceso formado por los escurrimientos, el volumen de sólidos, y el efecto que producen sobre la forma y perfil del tramo en consideración.

COEFICIENTE DE FIJACION

El Ing. Lottine, nos da un criterio respecto a la estabilidad de las corrientes naturales, el cual es muy aceptado en la actualidad tan solo como un indicador. Este criterio consiste en dos tipos de clasificaciones muy generales de las corrientes naturales, y son en Estables e Inestables.

Les llama corrientes estables, a aquellas que cuando se encuentran en su época de estiaje, el fondo del cauce se encuentra formado por rizos y dunas, y cuando aparece la configuración del fondo se vuelve plana y con una pendiente uniforme. Habiendo pasado esta época, llegando de nuevo a la de estiaje, los rizos y dunas vuelven a formarse, siendo este un ciclo al cual llama de régimen estable.

Las corrientes inestables, son aquellas que después de haber pasado la creciente y presentarse el estiaje, no recupera su estabilidad.

El coeficiente de fijación, es la relación que existe entre la resistencia que opone una partícula a ser movida (R) y la fuerza que tiende a moverla (F), esto es:

$$\frac{R}{F} = c.f.$$

Por lo que para establecer totalmente dicha relación se considera que:

- La resistencia que opone la partícula a ser movida, es proporcional a su peso (es decir, al cubo de su diámetro D).
- La fuerza que tiende a mover la partícula, es proporcional al área expuesta (o sea, a su diámetro al cuadrado y al cuadrado de la velocidad, y según Chezy, $v = c (Rs)^{1/2}$, por lo que v^2 es proporcional a la pendiente hidráulica "s", por lo tanto:

$$\frac{R}{F} = \frac{D^3}{sD^2} \quad \text{y} \quad \frac{R}{F} = \frac{D}{s}$$

Según Lottine, si $D/s \neq 166$ cm, la corriente es muy estable. Por el contrario si $D/s = 3$ cm, la corriente es muy poco estable.

Debido a la complejidad del problema, se tuvo que establecer el concepto de Gasto Formativo, el cual es un gasto constante que forma el cauce estable en el terreno y se define dependiendo del estudio que se quisiese realizar, pudiendo hablarse de un gasto formativo para épocas de avenidas y otro para la época de estiaje.

Además, para definir el gasto formativo propone una forma de calcularlo, el cual tiene la ventaja de tomar en cuenta el gasto sólido, y su obtención es mediante la siguiente ecuación:

$$Q_f = \frac{\sum_{i=1}^n P_i Q_i}{\sum_{i=1}^n P_i} = \frac{12 Q_0}{100}$$

Q = Gasto Formativo en m³/seg.

Q_0 = Gasto medio mensual en m³/seg.

P_i = Porcentaje del volumen de líquido mensual, respecto al volumen de líquido anual.

P_s = Porcentaje del volumen de sólidos mensual, respecto al volumen de sólidos anual.

Esta ecuación solo nos sirve para épocas de avenidas y solo durante los meses en que exista un movimiento importante de gasto sólido.

También propone la forma de calcular el gasto formativo en épocas de estiaje, y usando los gastos no empleados en épocas de avenidas, siendo:

$$Q_f = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{N} = \frac{12 Q_0}{100}$$

N = Número de meses que intervienen en el cálculo del gasto formativo.

Esta ecuación, determina el gasto correspondiente al gasto del tercio superior en un histograma de gastos, el cual se considera que pasará por una sección con un equilibrio dinámico (ver la Fig. 2.18) en un período de 100 años.

GRADOS DE LIBERTAD

Para definir un cauce estable, existen tres condiciones, las cuales pueden considerarse como datos del problema y son: gasto sólido, líquido y tipo de material arrastrable. La corriente siempre tratará de ajustarse de tal forma que tenga la capacidad para arrastrar el gasto sólido que se aporta. La forma en que se realiza el ajuste, depende de los grados de libertad que tenga el cauce, siendo estos grados de libertad los siguientes:

- Si se tiene un canal con ancho, pendiente y fondo fijo, al cual se le hace pasar un gasto líquido, solo será factible de que varíe el tirante, por lo que solo basta una ecuación para determinar el tirante H.
- Si al mismo canal, aparte de tener una aportación de gasto líquido, se agrega un gasto sólido, el canal ajustará tanto su tirante como su pendiente, implicando el uso de dos ecuaciones para determinar H y S.
- Si ahora en el canal se coloca del mismo material granular del fondo en las paredes, el canal variará su tirante, pendiente y ancho, obligándose el uso de tres ecuaciones para determinar el estado de equilibrio.
- Finalmente, si la condición anterior se deja por algún tiempo, se verá que el canal tenderá a formar curvas, debido a que corrimientos laterales, y por lo tanto la corriente tendrá cuatro grados de libertad y a su vez, implicará el uso de cuatro ecuaciones.

En la actualidad, esta cuarta ecuación no tiene una solución cuantificable, aunque existen autores que incluyen fórmulas para valorar la estabilidad de meandros como se verá más adelante.

Para el estudio de cauces estables sin arrastre, se verán dos criterios principales para fijar las características geométricas de una sección, de tal manera que el paso de la corriente no las altere. Ellos son:

- El que toma en cuenta la velocidad media máxima permitida por los granos antes de moverse.
- El que toma en cuenta el esfuerzo tangencial crítico necesario para iniciar el movimiento de los granos.

El segundo criterio debe preferirse al primero cuando la estabilidad de los ta-

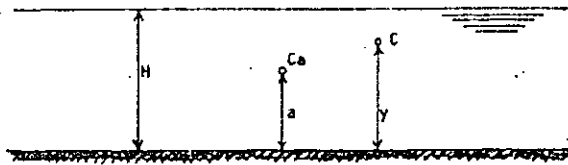


FIGURA 2.17

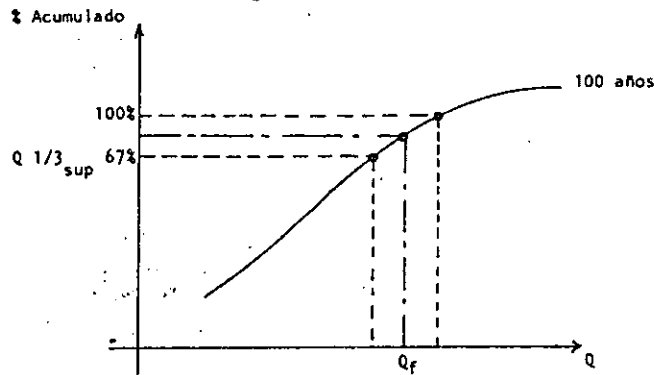
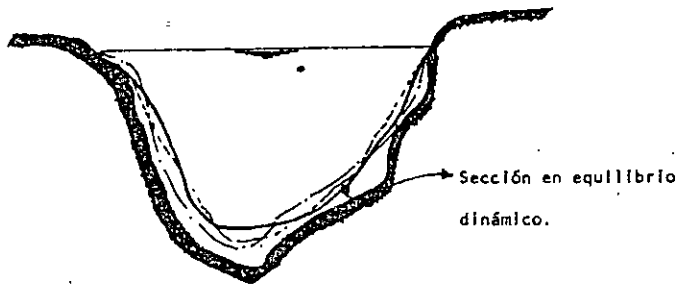


FIGURA 2.18



idades de la sección es de importancia. El primero se recomienda por su sencillez, cuando la sección es ancha y la estabilidad de las orillas no es importante.

Para el estudio de cauces estables con arrastre, se verán varios criterios, como son:

- a) De Altunin, que sirve para materiales no cohesivos.
- b) La teoría de régimen de Blench; que se usa para materiales cohesivos y granulares.
- c) El criterio de Einstein; que se aplica para materiales granulares.

Estos criterios se aplican a tramos rectos. También se indicarán las fórmulas de Engelund y Hasen que aunque no constituyen un método, pueden ser utilizadas dentro de las tres ecuaciones necesarias para el análisis de cauces estables en tramos rectos.

En lo que respecta a cauces curvos, se analizarán las fórmulas propuestas por la escuela soviética y las de Inglis y Blench.

METODO DE LA VELOCIDAD MEDIA MAXIMA PERMITIDA.

Se basa en igualar la velocidad media máxima que permiten las partículas que hay en el fondo y en las paredes antes de ser arrastradas con la velocidad media de dicha corriente.

Para conocer la velocidad permisible de una corriente que puedan soportar las partículas antes de moverse, se recomiendan los valores propuestos por Lischvan-Labediev que se indican en la tabla 2.8 y 2.9, en función de las características del material del fondo. Las velocidades mostradas en la tabla 2.8, son útiles para suelos no cohesivos y en la tabla 2.9, para suelos cohesivos.

El método se basa en encontrar en función del material del fondo, una velocidad que no arrastre a esos granos, y sabiendo ese valor, calcular una sección por la que pase el gasto deseado con esa misma velocidad.

Por la forma de la distribución de las velocidades en una vertical, se requiere que la velocidad media de la corriente crezca, para mover el mismo grano, a medida que aumenta el tirante. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

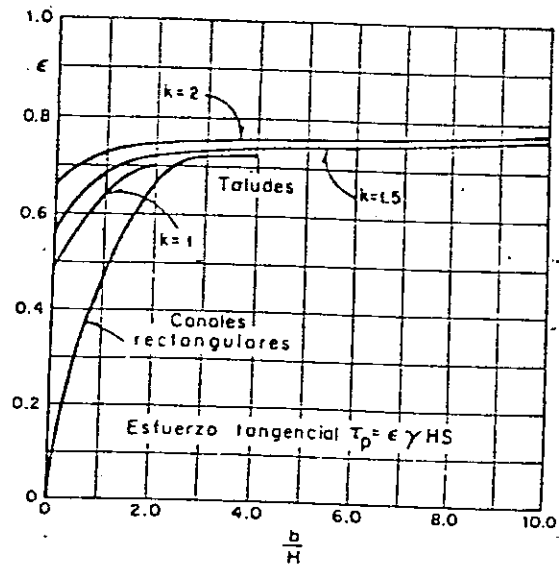
- 1.- Conocido el material que formará el canal, se estima un coeficiente de rugosidad "n" de Manning, y de acuerdo con la tabla 2.10 se elige un talud k para las orillas. Con ayuda de la tabla 2.8 y 2.9, y un tirante supuesto, se puede conocer una v permisible.
- 2.- Se calcula R con ayuda de la fórmula de Manning. La pendiente es conocida por lo tanto:

$$R = \left(\frac{V_n}{S^{1/2}} \right)^{3/2}$$
- 3.- Se calcula el área que debe tener la sección para que pase el gasto deseado $A = Q/V$.
- 4.- Se encuentra el valor del perímetro mojado, con la relación $P = A/R$.
- 5.- De acuerdo con la geometría de la sección, y en función del ancho b de la plantilla, y del tirante H, se obtiene A y P, los que se igualan a los valores obtenidos en los pasos 3y4.
- 6.- Al resolver simultáneamente las ecuaciones de A y P se obtienen los valores de b y H.
- 7.- Se encuentra en las tablas un nuevo valor de V, en función de la H calculada, y se repite el procedimiento si la nueva velocidad es diferente.
- 8.- Por último se añade un bordo libre y se ajustan las medidas a valores prácticos.

Taludes recomendados para los lados de canales trapeciales

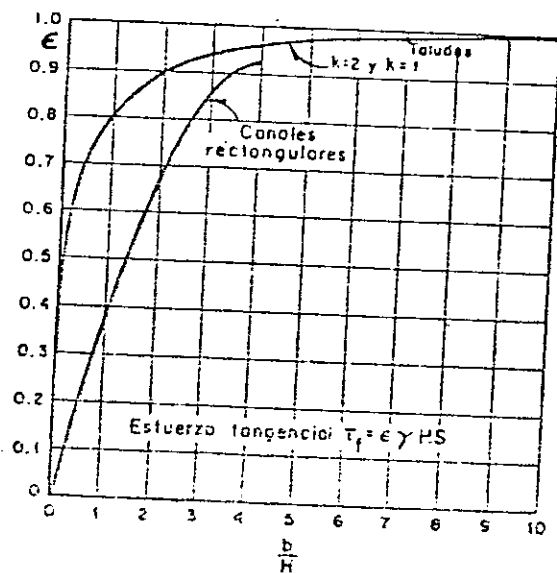
Roca	casi vertical
Roca fracturada o alterada	1/4:1
Arcilla muy compacta, con recubrimiento de concreto	1/2:1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra	1:1
Arcilla o pequeños canales en tierra	1 1/2:1
Tierra arenosa suelta	2:1
Arcilla porosa	3:1

TABLA 2.10



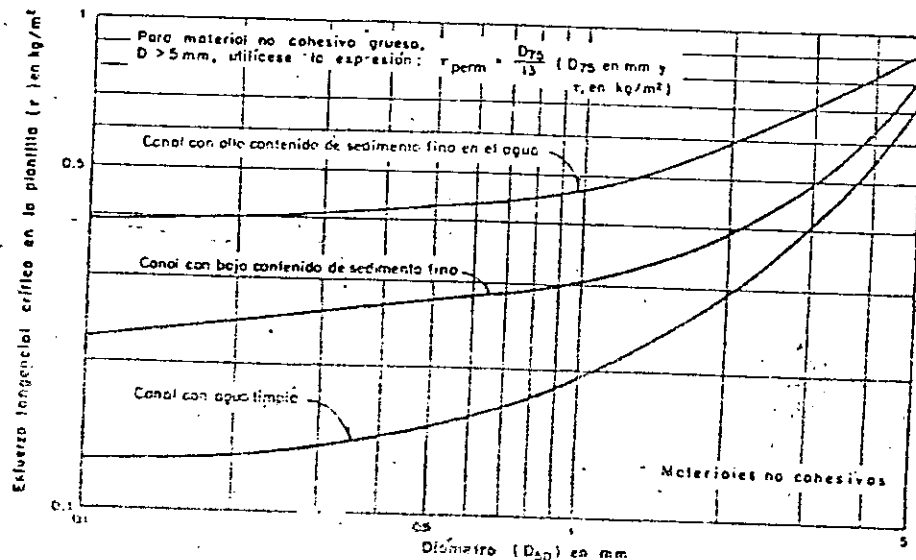
Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre las orillas

GRAFICA 2.18



Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo

GRAFICA 2.17



Esfuerzo tangencial crítico necesario para mover las partículas de un suelo no cohesivo, que se encuentran en un fondo plano

GRAFICA 2.19

METODO DEL ESFUERZO TANGENCIAL CRITICO.

Este método permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad de una corriente, un grano que estaba en posición estable sobre un talud, puede dejar de estarlo, cuando todavía son estables los granos sobre el fondo.

Los valores recomendables del esfuerzo crítico tractivo producido por una corriente, y el necesario para mover una partícula han sido propuestos por el Bureau of Reclamation de los E.E.U.U. y se indican en las gráficas 2.17 y 2.20. En la gráfica 2.17 y en la 2.18, se indican los valores del esfuerzo tangencial que la corriente produce, respectivamente contra el fondo y las orillas de un canal trapecial en función de la relación b/H. En la gráfica 2.19 y en la 2.20, se indican los valores máximos del esfuerzo cortante que una corriente puede producir sobre materiales no cohesivos y cohesivos respectivamente, sin que ellos sean movidos o arrastrados.

Este método sirve principalmente para secciones trapeciales. Un procedimiento de cálculo por tanteos, si se conocen la pendiente, el material en el que será construído el canal, el gasto que se desea hacer pasar y el coeficiente de rugosidad, es como sigue:

- 1.- Se determina el valor del talud con ayuda de la tabla 2.10
- 2.- Se supone una relación b/H.
- 3.- Se define el esfuerzo cortante producido por la corriente, tanto en el fondo como en los taludes, según la expresión $\tau = \rho H S \epsilon$ en que el coeficiente ϵ está dado en la gráfica 2.17 y 2.18. Las expresiones quedan en función de H.
- 4.- Se calcula el valor K como sigue:

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{Sen}^2 \phi}{\text{Sen}^2 \phi_0}}$$

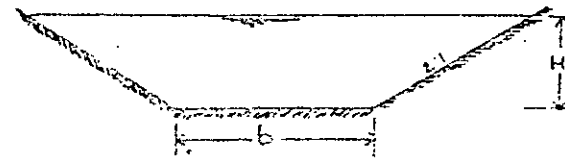
en que ϕ es el ángulo de talud respecto a la horizontal, y ϕ_0 el ángulo de reposo del material. El valor ϕ_0 se encuentra en la gráfica 2.21, en función del diámetro del material y de la forma de los granos.

- 5.- Se obtiene el valor del esfuerzo tangencial máximo permitido en el fondo, $\tau_{fp \text{ perm}}$ de acuerdo al material del canal, con ayuda de la gráfica 2.19 y 2.20.
- 6.- Se calcula el valor del esfuerzo tangencial máximo permitido en los taludes, $\tau_{tp \text{ perm}}$ de acuerdo al material del canal según la expresión:

$$\tau_{tp \text{ perm}} = K \tau_{fp \text{ perm}}$$

- 7.- Se igualan τ_{fp} de los incisos 3 y 4 y el τ_{tp} de 4 y 5, de donde se despejan dos valores de H; se escoge el mayor.
- 8.- Se despeja b de la relación b/H, ya conocida.
- 9.- La geometría obtenida de la sección, se revisa con la ayuda de la fórmula de Manning, para ver si puede pasar el gasto de diseño.
- 10.- Si el gasto calculado no es el deseado, se escoge un nuevo valor de b/H y se repite el procedimiento.
- 11.- Se da un bordo libre y se ajustan las dimensiones a los valores prácticos. Un ejemplo de este problema es el siguiente:

Diseñar la sección de un canal trapecial para que pueda pasar por él un gasto de 15 m³/seg sin que arrastre el material de las orillas y el fondo. El canal será excavado en tierra, que contiene gravas y guijarros, de tal manera que el 25% tenga un diámetro mayor de 32 mm. Se trata de elementos muy redondeados. La pendiente de la plantilla es de 0.0015 y el coeficiente de rugosidad, según Manning, se estima en 0.025. El talud de las paredes del canal, será de 2:1 y el primer tanteo se hará para una relación de b/H = 5.



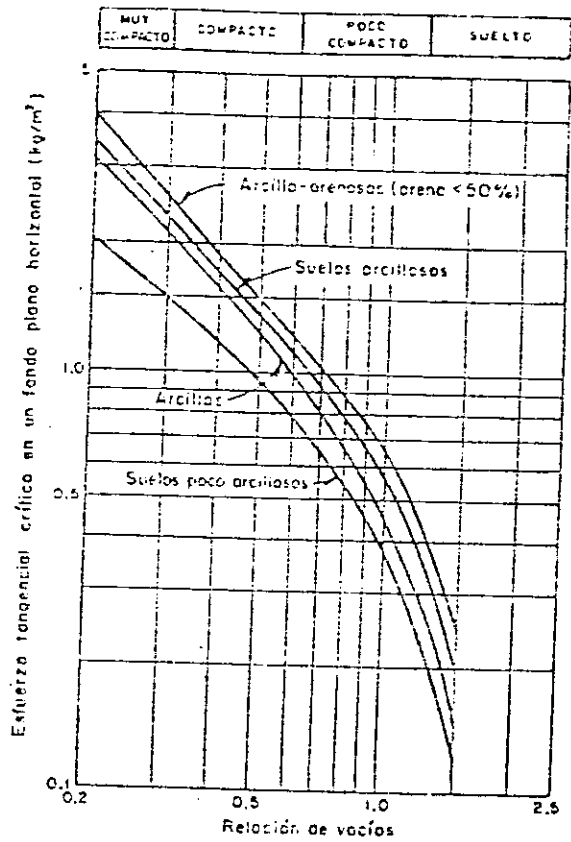
Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, en m/seg

Diámetro medio de las partículas en mm	Tirante medio de la corriente, en m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10
0.005 - 0.05	0.15 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 0.40	0.30 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.85
0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
5.00 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.85	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 8.00	6.00 - 6.20
o más						

TABLA 2.8

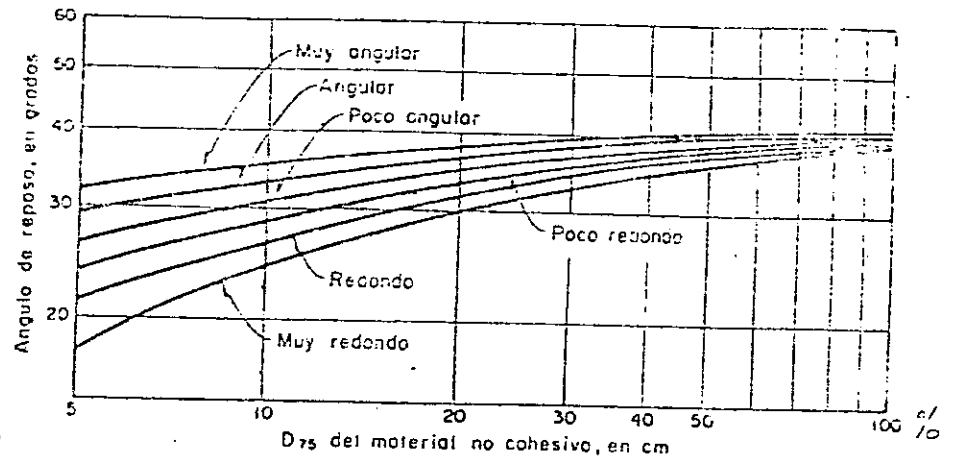
TABLA 2.5
VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS m/seg

Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.65 ton/m ³	Suelos medianamente compactos, peso volumétrico del material seco, 1.20 a 1.65 ton/m ³	Suelos compactos, peso volumétrico del material seco de 1.65-2.04 ton/m ³	Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de 2.04-2.14 ton/m ³	Profundidades medias de la corriente, en m			
						0.005	0.005-0.05	0.4	1.0
Orillas y tierras fuertemente arcillosas	30-50 70-80	0.35 0.4 0.45 0.5	0.7 0.85 0.95 1.1	1.0 1.2 1.4 1.5	1.4 1.7 1.9 2.1	0.4	1.0	2.0	3.0
						0.4	1.0	2.0	3.0
Tierras ligeramente arcillosas	10-20 80 - 80	0.35 0.4 0.45 0.5	0.65 0.8 0.9 1.0	0.95 1.2 1.4 1.6	1.4 1.7 1.9 2.1				
Suelos de arcilla y arcillas margosas			0.6 0.7 0.8 0.85	0.8 1.0 1.2 1.3	1.1 1.3 1.5 1.7				
Tierras arenosas	5-10 70 - 40	Según tabla 2.8 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas							



Esfuerzo tangencial crítico necesario para erosionar un suelo cohesivo

GRAFICA 2.20



Angulo de reposo de un suelo no cohesivo en función del diámetro de sus partículas

GRAFICA 2.21

El esfuerzo tangencial máximo que la corriente produce en las paredes, se obtiene de la Graf 2.18 para un talud de $K=2$

$$\tau_t = 0.775 \rho H S$$

$$\tau_t = 0.775 \times 1000 \times 0.0015 \times H$$

$$\tau_t = 1.163 H \text{ Kg/m}^2$$

En la Graf. 2.21, se obtiene el ángulo de reposo para material muy redondeado y $D_{75} = 3.2 \text{ cm}$.

por lo tanto $\phi_o = 33.5^\circ$

$$K = \sqrt{\frac{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \phi_o}}{1 - \frac{\sin^2 26^\circ}{\sin^2 33.6^\circ}}} \quad K = 0.608$$

El esfuerzo máximo tangencial que resiste un grano de 3.2 cm. colocado en el fondo es:

En la Graf. 2.19

$$\tau_{fp \text{ perm}} = \frac{D_{75}}{13} = \frac{3.2}{13} \quad 2.46 \text{ Kg/m}^2$$

El esfuerzo permisible que ese mismo material resiste sobre el alud es:

$$\tau_{fp \text{ perm}} = K \tau_{fp \text{ perm}}$$

$$\tau_{fp \text{ perm}} = 0.608 \times 2.46 = 1.496 \text{ Kg/m}^2$$

El estado inicial de movimiento se obtiene al igualar:

$$1.496 = 1.163 H$$

$$H = 1.286$$

El ancho será:

$$b = 1.286 \times 5 = 6.43$$

REVISION:

Area de la Sección:

$$A = (6.43 + 2 \times 1.286) \times 1.286 = 11.58 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P = 6.43 + 2 \times 1.286 \sqrt{1 + 4} = 12.18 \text{ m}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{11.58}{12.18} = 0.951$$

Velocidad media:

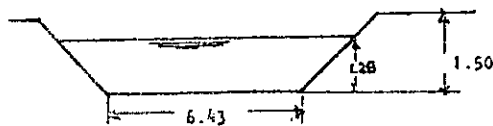
$$V = \frac{1}{0.025} (0.951)^{2/3} \times (0.0015)^{1/2}$$

$$V = 1.498 \text{ m/seg}$$

El gasto que pasa por la sección obtenida es:

$$Q = 11.58 (1.498) = 173 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Es posible hacer otro tanteo con el fin de obtener una aproximación mayor, pero suponiendo que con el anterior tanteo se hubiese obtenido la aproximación deseada, y después de considerar un bordo libre, la sección del canal puede quedar así:



METODO DE ALTUNIN

Altunin propone un análisis de los ríos, en el cual distingue tres zonas importantes en el desarrollo de un río, que son:

a) Zona de montaña.-

En esta parte, la sección del cauce está formada de roca, cantos rodados y guijarros. Esta zona es la que tiene pendientes mayores y es a la que pertenecen la mayoría de los afluentes pequeños. A su vez se subdividen en: ríos rápidos, ríos en zona alta y ríos en la faja.

b) Zona intermedia.-

La sección del cauce está cubierta por una capa más o menos gruesa de gravas y arenas. Generalmente en la primera parte de esta zona se desarrollan los ríos con cauces errantes, y al final (aguas abajo), los ríos sin meandros o curvas.

c) Zona de planicie o déltica.-

El río corre sobre los sedimentos que ha arrastrado y depositado en épocas pasadas y en la cual el río tiene sus menores pendientes. La sección del río está formada principalmente por arenas finas y limos. En esta zona es donde se desarrollan los ríos con meandros. (No todos los ríos llegan a tener desarrollo esta zona ya que mientras más próximo sea el nacimiento del río a su desembocadura al mar, menor será la posibilidad de que llegue a desarrollar esta zona).

También divide las secciones transversales de un río en dos tipos:

Tipo "a".- Aquellas formadas por orillas difícilmente erosionables.

(La sección se acerca a una forma rectangular)

Tipo "b".- Orillas fácilmente erosionables. (se acerca a una forma trapezoidal).

A su vez se tiene otra subdivisión que es: Caudaloso ($H > 2.5 \text{ mts}$) o gasto máximo; Poco caudaloso ($H \leq 1.5 \text{ mts}$) o para gasto medio en época de creciente; Intermedio ($2.5 > H > 1.5 \text{ mts}$) o para gasto medio en épocas de avenidas.

La mayoría de las expresiones propuestas son empíricas, producto de la observación tanto de las características hidráulicas de las corrientes naturales como del material del fondo del cauce.

La obtención de las ecuaciones independientes, fué partiendo de comparar el ancho y el tirante de diferentes secciones, Glushkov encontró que se puede relacionar de acuerdo con la ecuación:

$$\frac{B}{K} = H \quad (\text{la ecuación independiente}) \quad (1)$$

donde:

m = Exponente de forma

B = Ancho de la superficie libre del agua en mts.

K = Coeficiente de forma.

H = Tirante medio de la corriente en mts.

y según Orlov:

$$m = 0.72 \left[\frac{d (\rho_s - 1)}{HS} \right]^{0.1} \quad (2)$$

donde:

d = Diámetro medio del material del fondo en mts.

ρ_s = Densidad relativa del material seco del fondo.

S = Pendiente de la superficie del líquido.

p = Porcentaje en peso correspondiente a cada d

$$d = 0.01 \sum d_i p_i$$

(3)

y el de k:

- a) De 8 a 12 para cauces con material aluvial.
- b) De 3 a 4 para cauces tipo "a".
- c) De 16 a 20 para cauces del tipo "b".

Altunin tambien propuso otra ecuación para determinar el valor de m:

$$m = 0.5 + \frac{V_s - V}{V} \quad (4)$$

donde:

V_s = Velocidad media superficial en m/seg.

V = Velocidad media de la corriente en m/seg.

2.11. Cuando no se pueda conocer el valor medio de m, se puede recurrir a la tabla 2.11. Aparte de la primera ecuación independiente, existe otra ecuación análoga que puede ser usada como una primera aproximación, la cual relaciona las diferentes pendientes que hay a lo largo de un río, de acuerdo con el diámetro medio del material que forma el cauce. Esta ecuación es considerada como un coeficiente de formación y es:

$$d = f \cdot S \quad (5)$$

donde:

f = coeficiente de desarrollo.

pudiendo tomar 'f' los siguientes valores:

- 1 a 2.5 Para zona de planicie.
- 5 a 10 Para zona intermedia.
- 10 a 100 Para zona de montaña.

La segunda ecuación independiente para el análisis de cauces estable según Altunin, toma en cuenta la fórmula de Chezy quedando expresado como:

$$Q = CBH \sqrt{HS} \quad (6)$$

$$y C = \frac{1}{n} (n)^y$$

donde:

Q = Gasto formativo en m³/seg

C = Coeficiente de Chezy.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

y = Exponente que varía entre 1/7 y 1/5, si se considera 1/6, la ecuación se transforma en la propuesta por Manning.

Si $y = 1/6$, entonces:

$$Q = \frac{1}{n} BH^{5/3} S^{1/2} \quad (7)$$

Sustituyendo el valor de H de la ecuación #1 en la ecuación #7, y despejando el valor de B, se obtiene:

$$B = \frac{(AQ)^\beta}{(S)^{0.5\beta}} \quad (8)$$

$$A = (n k^{5/3})^\beta \quad (9)$$

$$\beta = \frac{3}{3 + 5m} \quad (10)$$

β = Exponente función de m.

En la tabla 2.11 se tiene el valor de A para diversas zonas del río cuando $K = 10$.

Finalmente la tercera ecuación independiente que propone Altunin es la de equilibrio:

$$V = a V_f H^\alpha \quad (11)$$

siendo:

a = Coeficiente función del tramo en estudio.

V_f = Velocidad de formación en m/seg.

α = Coeficiente función del gasto y tirante.

Esta ecuación relaciona la velocidad media de la corriente V , con el tirante H , con las características del cauce y tipo de material, siendo:

$$a = \begin{cases} 1.0 & \text{zona de montaña o intermedia.} \\ 1.0 \text{ a } 1.15 & \text{zona de planicie.} \end{cases}$$

y:

$$\alpha = \frac{1}{1 + H}$$

Altunin recomienda para empezar a tantear:

$$\alpha = \begin{cases} 1/5 & \text{para gasto máximo (caudaloso)} \\ 1/4 & \text{para gasto medio en épocas de creciente (poco caudaloso)} \\ 1/3 & \text{para gasto medio en épocas de avenidas (intermedio)} \end{cases}$$

El término V_f es la velocidad de formación de la corriente, el cual excluye la posibilidad de erosión en el tramo en estudio, pero a la vez asegura el tránsito de todos los materiales arrastrados procedentes de aguas arriba, siendo el valor de V_f función del diámetro representativo del material del fondo (tabla 2.12).

Si el cálculo es para un gasto formativo de épocas de avenidas, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_i L_i P_{s_i}}{\sum_{i=1}^n P_{s_i}} \cdot \frac{12 Q_0}{100}$$

para calcular el valor de V_f se utiliza el valor de "d", según la ecuación #3, multiplicando por 1.3 para tratar de tomar en cuenta el estado continuo de arrastre del fondo.

En cambio si el cálculo es para el gasto máximo que se puede presentar en determinado intervalo de retorno, conviene considerar el valor de "d" asociado a los diámetros de materiales más grandes, como por ejemplo d_{90} .

Altunin relaciona V_f con A conforme la siguiente expresión:

$$V_f = \frac{1}{A^2} \quad (13)$$

siendo ésta una ecuación complementaria.

El procedimiento de cálculo para la determinación de las características estables de un tramo de cauce dependerá en cada caso de las incógnitas del problema, y puede resolverse en base a las tres ecuaciones fundamentales deducidas (ecuaciones #1, #6 y #11) que son independientes entre sí. Para mayor claridad del empleo de las fórmulas propuestas, a continuación se resume el procedimiento de cálculo para obtener el valor de las diferentes variables, pudiendo así quedar en posibilidad de comparar las características reales de un cruce con las características del cauce estable e inferir qué evolución tendrá dicho cauce o bien, si ya no sufrirá modificación alguna.

1.- Clasificación de la zona de desarrollo:

a).- Ríos de montaña: $\begin{cases} \text{rápidos} \\ \text{alta} \\ \text{falda} \end{cases}$

b).- Ríos medios

c).- De planicie o déltica: $\begin{cases} \text{caudaloso (H > 2.5 m; } \alpha = 1/5) \\ \text{poco caudaloso (H < 1.5 m; } \alpha = 1/4) \\ \text{intermedios (2.5 > H > 1.5 m; } \alpha = 1/3) \end{cases}$

2.- Clasificación de las márgenes:

Tipo "a".- Orillas difícilmente erosionables.

Tipo "b".- Fácilmente erosionables.

3.- Se puede calcular el coeficiente de formación con la fórmula $d = f \cdot S$; o se puede recurrir a la tabla 2.11

4.- Calcular el Número de Froude con $Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}}$; o recurrir a la tabla 2.11

5.- Se pueden calcular los valores de A para cauces tipo "a" y "b", el valor de m para cauces tipo "a" y "b", K, o recurrir a la tabla 2.11

6.- En función del diámetro representativo del fondo, podemos determinar el valor de V_f (velocidad de formación del cauce o de arrastre), con ayuda de la tabla 2.12

7.- Dependiendo de los datos conocidos e incógnitas por conocer, y en base a las tres ecuaciones independientes obtenidas anteriormente, se puede usar la tabla 2.13. Esta tabla proporciona las fórmulas para el cálculo de cauces estables formados en terrenos constituidos por materiales que van desde arena gruesa hasta guijarros.

TEORÍA DE RÉGIMEN DE BLENCH

La teoría de régimen nació de la observación de los canales dinámicos estables utilizados en la India para riego. Blench afirma que su método es útil si se aplica a ríos

Las tres ecuaciones básicas que considera Blench para el cálculo de cauces estables relacionan los valores en equilibrio del ancho, tirante y pendiente. La primera ecuación denominada de factor de fondo, mide la posibilidad de que el lecho de la sección del tramo en estudio se mantenga o no; se define como:

$$F_b = \frac{V^2}{H}$$

La segunda ecuación es, el factor de orilla, el cual se define como:

$$F_a = \frac{V^3}{B}$$

Este factor mide la posibilidad de que sean o no atacadas las orillas.

La tercera ecuación, que es la de fricción, se puede escribir:

$$\frac{V^2}{gHS} = 3.63 \left(1 + \frac{C}{233}\right) \left(\frac{VB}{\mu}\right)^{0.25}$$

La teoría de régimen es un método completamente empírico. Los coeficientes y variables utilizados en las fórmulas de Blench son:

Factor de orilla, $F_a \begin{cases} = 0.1 & \text{para materiales sueltos} \\ = 0.2 & \text{para materiales ligeramente cohesivos.} \\ = 0.3 & \text{para materiales cohesivos} \end{cases}$

Factor de fondo, $F_b \begin{cases} = 0.8 & \text{para material fino} \\ = 1.2 & \text{para material grueso} \end{cases}$

Una expresión más general es, cuando el fondo tiene dunas:

$$F_b = F_{b0} (1 + 0.12 C)$$

Valores de f, A y m para cauces estables, en que el gasto formativo es del 3 al 10 por ciento en un año (solo del 3 al 10 por ciento de los gastos anuales son mayores que ese gasto).

Zona del río y condición del cauce.	Número de Froude	coef. de desarrollo.		Exponente m cuando K = 10		
		Parámetro A		Tipo de sección		
		a	b	a	b	
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras.	10	1.0	0.50	0.75	—	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleo y guijarros. Rápidos y pendiente cercana a la crítica.	7	1.0 - 0.5	0.75	0.90	1.00	0.80
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	6	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.80	0.75
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.						
a) Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso.	1	0.30 - 0.20	1.3	1.7	0.60	0.50

TABLA 2.11

Díámetro en mm	V ϕ en m/seg	Díámetro en mm	V ϕ en m/seg
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

TABLA 2.12

VALORES DE LA VELOCIDAD V_{ϕ} DE FORMACION DEL CAUCE EN
 FUNCION DEL DIAMETRO DE LAS PARTICULAS EN MOVIMIENTO.

FORMULAS PARA EL CALCULO DE CAUCES ESTABLES FORMADOS
 SOBRE TERRENOS QUE VARIAN DE ARENA GRUESA A GUIJARROS
 (diámetro mayor de 1 mm)

Variable por calcular	$\alpha = \frac{1}{5}$	$\alpha = \frac{1}{4}$	$\alpha = \frac{1}{3}$
	primer problema	Se conocen S, V ϕ , A	
H	$\frac{0.732 V_{\phi}^{1.97}}{(1000 S)^{1.97}}$	$\frac{0.885 V_{\phi}^2}{(1000 S)^{1.97}}$	$\frac{0.566 V_{\phi}^4}{(1000 S)^2}$
V	$V_{\phi} H^{1/5}$	$V_{\phi} H^{1/4}$	$V_{\phi} H^{1/3}$
q	HV	HV	HV
B	$\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$	$\frac{A^2 q}{S^{0.4}}$
Q	qB	qB	qB
	segundo problema	Se conocen Q, V ϕ , A	
S	$\frac{0.00182 A^{0.413} V_{\phi}^{3.36}}{Q^{0.413}}$	$\frac{0.00163 A^{0.443} V_{\phi}^{3.21}}{Q^{0.443}}$	$\frac{0.00123 A^{0.51} V_{\phi}^{3.13}}{Q^{0.51}}$
B	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{1/5}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{1/3}$
V	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$
	tercer problema	Se conocen Q, S, A	
H	$\frac{0.617 Q^{0.18} (1000 S)^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.855 Q^{0.203} (1000 S)^{0.312}}{A^{0.175}}$	$\frac{0.943 Q^{0.247} (1000 S)^{0.317}}{A^{0.16}}$
B	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$	$\frac{AQ^{0.5}}{S^{0.3}}$
q	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$	$\frac{Q}{B}$
H	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{1/5}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{q}{V_{\phi}}\right)^{1/3}$
V	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$	$\frac{q}{H}$

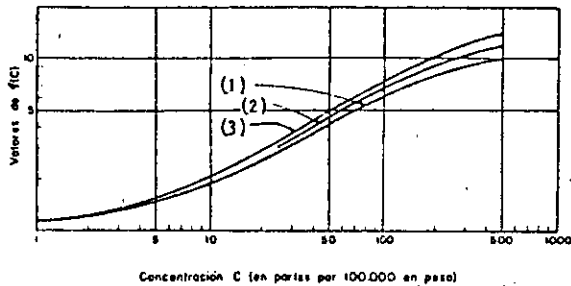
TABLA 2.13 (a)

Fórmulas para el cálculo de cauces estables formados en terrenos de arenaz gruesa a guijarros
(Diámetro mayor de 1 mm)

Elemento de cálculo	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
Profundidad media, H	$\frac{0.732 V_p^{10/3}}{(1000 S)^{10/3}}$	$\frac{0.685 V_p^4}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.565 V_p^4}{(1000 S)^3}$
Velocidad media, v	$\frac{0.939 V_p^{5/3}}{(1000 S)^{2/3}}$	$\frac{0.909 V_p^2}{(1000 S)^{1/3}}$	$\frac{0.835 V_p^3}{(1000 S)^{2/3}}$
Gasto unitario, q	$\frac{0.686 V_p^5}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.625 V_p^6}{(1000 S)^{5/3}}$	$\frac{0.471 V_p^9}{(1000 S)^{12/3}}$
Gasto de agua en un brazo estable, Q ₁	$\frac{7.46 A^3 V_p^{10}}{(1000 S)^{3.07}}$	$\frac{5.20 A^2 V_p^{12}}{(1000 S)^{3.73}}$	$\frac{3.50 A V_p^{18}}{(1000 S)^{3.73}}$
Pendiente del curso estable, S = S _y	$\frac{0.00182 A^{0.653} V_p^{3.28}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163 A^{0.563} V_p^{3.11}}{Q^{0.288}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V_p^{3.15}}{Q^{0.154}}$
Velocidad de formación	$\frac{6.85 Q^{0.10} S^{0.307}}{A^{0.3}}$	$\frac{7.40 Q^{0.083} S^{0.312}}{A^{0.175}}$	$\frac{8.45 Q^{0.049} S^{0.317}}{A^{0.10}}$

TABLA 2.13 (b)

- (1) -- $f'(c) = (1+0.12c)^{5/6} (1+c/233)$
- (2) -- $f'(c) = (1+0.12c)^{3/6} (1+c/233)$
- (3) -- $f'(c) = (1+0.12c)^{1/12} (1+c/233)$



$$S = \frac{0.66 F_b^{0.563} F_s^{3.11}}{K Q^{0.326}} \quad (1)$$

$$S = \frac{0.64 F_b^{0.563}}{K Q^{0.326}} \quad (2)$$

$$S = \frac{0.605 F_b^{0.563}}{K Q^{0.326}} \quad (3)$$

GRAFICA 2.22

que se emplea cuando el material es grueso o el agua arrastra material sólido en suspensión. Para el fondo con dunas:

$$F_{b_0} = 1.9 D_{50}^{1/2} \text{ para arenas}$$

$$F_{b_0} = D_{50}^{1/2} \text{ para gravas}$$

Si el fondo es plano, se utilizan las expresiones siguientes:

$$F_b = 32.2 + 0.06 (C-C_c)$$

donde:

$$C_c = \frac{32.2 - F_{b_0}}{0.12 F_{b_0}}$$

Si el material es cohesivo, el factor de orilla F_s , toma los valores ya indicados, pero si las orillas están formadas por grava o arena, F_s se calcula:

$$F_s = \frac{F_{b_0}^2}{B}$$

calculándose F_{b_0} para el material de las orillas.

La fórmula de la pendiente se puede poner en función de F_{b_0} según se indica en la gráfica 2.22. En ellas todas las fórmulas de la pendiente son equivalentes.

De acuerdo con el método de Blench, las ecuaciones que deben utilizarse en el diseño de una sección estable por la que pasará un gasto Q son:

$$B = \left(\frac{F_b Q}{F_s} \right)^{1/2} \quad H = \left(\frac{Q F_s}{F_b^2} \right)^{1/3}$$

$$S = \frac{F_b^{5/6} F_s^{1/2}}{3.63 \left(1 + \frac{C}{233} \right) K Q^{1/6}}$$

Las unidades de las ecuaciones son en sistema Inglés:

B = Ancho medio de la sección.

C = Concentración del material sólido en peso, expresado en partes por cien mil.

F_b = Factor de fondo.

F_s = Factor de orilla.

K = Un coeficiente dado por $3.63 \text{ g/m}^{1/4}$

De acuerdo a los datos e incógnitas de un problema determinado, se pueden despejar las variables deseadas a las ecuaciones antes mencionadas. Para una mayor comprensión se presenta el ejemplo siguiente:

Diseño de un canal sin arrastre por el método de Blench. Se requiere saber cuáles son las dimensiones de la sección transversal de un canal y su pendiente, que debe transportar un gasto de $30 \text{ m}^3/\text{seg}$. El material del fondo y de las orillas es arena cuyo diámetro medio mide 0.25 mm .

Con las condiciones del problema $F_s = 0.2$ y $F_b = 1$. Para obtener el ancho, tirante y pendiente del canal se aplican directamente las fórmulas de diseño propuestas, considerando que no habrá arrastre de sedimentos y que las expresiones están en sistema Inglés:

$$Q = 30 \text{ m}^3/\text{seg} = 1000 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

$$B = \left(\frac{F_b Q}{F_s} \right)^{1/2} = \left(\frac{1 \times 1000}{0.2} \right)^{1/2} = 71 \text{ ft} = 21.5 \text{ m}$$

$$H = \left(\frac{F_s Q}{F_b^2} \right)^{1/3} = \left(\frac{0.2 \times 1000}{1} \right)^{1/3} = 5.8 \text{ ft} = 1.8 \text{ m}$$

$$S = \frac{F_b^{5/6} F_s^{1/2} K^{1/4}}{3.63 \left(1 + \frac{C}{233} \right) Q^{1/6}} = \frac{1^{5/6} 0.2^{1/2} (10^{-5})^{1/4}}{3.63 \times 36.2 \times 1000^{1/6}} = 0.0011$$

FÓRMULAS DE ENGELUND Y HASEN.

Estos autores proponen las fórmulas siguientes. Para fondo con dunas, la fórmula de fricción para el equilibrio de corrientes aluviales es la siguiente: (empírica)

$$\frac{V}{gHs} = \sqrt{\phi} \left(1.07 + 152 \ln \phi \frac{(10)^3 H}{D_{65}} \right)$$

donde:

$$\phi = \frac{H s 10^3}{(H-1) D_{35}}$$

Si $10^2 < (\phi H / D_{65}) < 10^5$, la primer ecuación se puede sustituir por la fórmula de potencias:

$$V = \frac{10.4 H^{3/4} S^{9/8}}{D_{35}^{5/8} D_{65}^{1/8}}$$

Esta ecuación es solo válida para arenas en general, ya que en su deducción se usó $\rho_s = 2.68$. La segunda expresión de importancia es la que relaciona el ancho del cauce con el tirante:

$$\frac{B}{H} = 55.7 \frac{F^5}{S \phi^2}$$

donde

$$F = \frac{V}{\sqrt{gH}}$$

y ϕ se calcula con la ecuación arriba mencionada.

Para usar las expresiones anteriores se tiene que complementar con alguna otra que permita calcular la capacidad de arrastre de la corriente, con lo cual se podría integrar un método de cálculo para cauces estables.

Se puede pensar por ejemplo, en una combinación de la fórmula de equilibrio dinámico de Engelund y Hasen, con la relación de ancho tirante de Altunin, y con la fórmula de arrastre en equilibrio dinámico de Garde-Albertson.

METODO DE EINSTEIN PARA CAUCES ESTABLES.

Con este método, es posible determinar cuando un cauce es estable dinámicamente, a parte de proporcionar al mismo tiempo las características hidráulicas de dicho cauce. A continuación se mencionará a manera de información, la deducción que realizó Einstein, y finalmente se explicará la forma en que trabajan las dos tablas que propuso para simplificar la serie de cálculos necesarios; tanto para determinar la estabilidad, como el arrastre del material no cohesivo de la sección en estudio. La deducción parte de las probabilidades de erosión o depósito del material que está formado el fondo de un cauce natural.

METODO DE EINSTEIN.

sea:

p = Probabilidad de que una partícula se erosione.

$1-p$ = Probabilidad de que una partícula se deposite.

$\frac{n}{N}$ = Frecuencia de un evento.

n = Número de veces que sucede un evento.

N = Número total de veces.

$$p + (1-p) = 1 \quad \frac{n}{N} = 1$$

La relación $\frac{p}{(1-p)}$ da la posibilidad de que haya erosión o depósito.

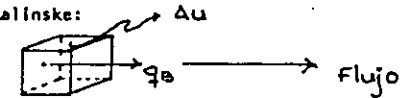
q_B = Gasto total de material sólido por unidad de ancho, normal al flujo.

i_B = Porcentaje de partículas de determinado diámetro dentro del conjunto que su

ministra q_B . Por lo tanto, el gasto de determinado diámetro de partículas es:

$$i_B q_B$$

Usando la idea Kalinske:



En el fondo hay $N \alpha D^2$, lo que quiere decir, que el área total ocupada por partículas de diámetro D , será:

$$N \alpha D^2 \quad \alpha = \text{Coeficiente de forma.}$$

Si lo anterior se divide entre el área unitaria (Δu), da el porcentaje:

$$i_B = \frac{N \alpha D^2}{\Delta u}$$

donde: i_B = por ciento de área que ocupan granos por unidad de área.
 Δu = área unitaria.

$$N = \frac{i_B \Delta u}{\alpha D^2} \quad \text{como } \Delta u = 1 \quad \therefore N = \frac{i_B}{\alpha D^2}$$

$$\frac{p}{1-p} = \frac{i_B q_B}{N V_f W}$$

donde:

$i_B q_B$ = probabilidad de que las partículas se transporten.
 $N V_f W$ = probabilidad de que las partículas se depositen.
 V_f = velocidad de caída de las partículas.
 W = peso de las partículas.

$$V_f^2 = \alpha_2 \left(\frac{p}{1-p} \right) D$$

donde:

$\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ = coeficientes de forma

$$W = \alpha_1 \rho_s^3$$

sustituyendo en la ec. (1) N, V_f y W :

$$\frac{p}{1-p} = \frac{i_B q_B}{\frac{i_B}{\alpha_0 D^2} \alpha_1 q^{1/2} \left(\frac{p}{1-p} \right)^{1/2} D^{1/2} \alpha_2 \rho_s^3 D^3}$$

agrupando todos los coeficientes de forma en A_x , se tiene:

$$\frac{p}{1-p} = \frac{i_B}{i_b} \cdot \frac{q_B \rho^{1/2}}{q^{1/2} \left(\frac{p}{1-p} \right)^{1/2} D^{3/2} \rho_s}$$

entonces:

$$\frac{p}{1-p} = \frac{i_b}{i_b} \phi ; \text{ y, si } \frac{i_b \phi}{i_b} = \phi \neq$$

se tiene que:

$$\frac{p}{1-p} = \phi_{*} \text{ donde } \phi_{*} = \text{probabilidad de erosión o depósito.}$$

Si todas las partículas fueran del mismo diámetro:

$$L_b = 1 \quad L_s = 1 \quad \phi_{*} = \phi$$

$$q_b = \text{gasto sólido por unidad de ancho.}$$

A mayor gasto sólido por unidad de ancho, existe mayor probabilidad de que las partículas se depositen.

La probabilidad ha sido fijada en función de las partículas en el fondo y las que pasan. Explicado de otra forma:

$$\frac{W_s}{L}, \text{ donde: } W_s = \text{peso de las partículas sumergidas}$$

L = fuerza de sustentación.

si $W_s > L$; se depositan
 si $W_s < L$; se erosionan

$$\text{si } 1 + \eta = \frac{W_s}{L} \quad (2)$$

donde:

$1 + \eta$ = probabilidad de erosión o depósito, dependiendo de que η sea positivo o negativo.

$$\text{donde: } W_s = (M_s - M) \alpha_3 D^3 \quad (3)$$

u = velocidad logarítmica a lo largo del tirante.

$$y L = \alpha_4 \rho u^2 D^2 \quad y \quad u = u_* K_1 \log \frac{y}{\delta} \quad (4)$$

pero $u = u_* K_1 \log \frac{y}{K_3}$

entonces $u_* = \frac{u}{K_1} = \frac{\alpha_4 \rho u^2 D^2}{\rho K_1^2 \log^2 K_2 \frac{y}{K_3}}$

$$K_3 = D_{65}$$

sustituyendo u en (4):

$$L = \alpha_4 \rho \left(\frac{u}{K_1}\right)^2 \log^2 \left(K_2 \frac{y}{K_3}\right) D^2$$

simplificando:

$$L = \alpha_4 K_1^2 D^2 \log^2 K_2 \frac{y}{K_3}$$

Pero el flujo es turbulento, rugoso (presencia de los granos)

$Z = R_b S$ (el radio hidráulico es función de la velocidad)

Por lo tanto, sustituyendo:

$$L = \alpha_4 K_1^2 \log^2 K_2 \frac{y}{K_3} D^2 R_b S$$

sustituye en (2), W_s y L:

$$1 + \eta = \frac{W_s}{L} = \frac{(M_s - M) D^3 \alpha_3}{R_b S \alpha_4 K_1^2 \log^2 K_2 \frac{y}{K_3} D^2}$$

Simplificando y agrupando constantes:

991

69

$$1 + \eta = \frac{W_s}{L} = \beta_* \frac{F(y, D)}{R_b S} = F(p) \text{ probabilidad de que haya erosión o depósito.}$$

β_* = agrupa todos los coeficientes de forma

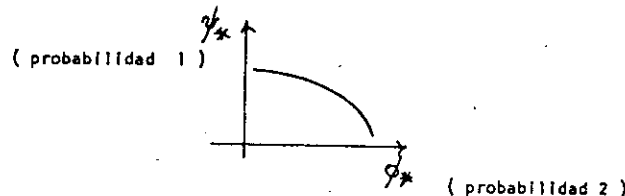
$$F = F(K \text{ y } K_s, \phi)$$

$$1 + \eta = F \phi = \phi_{*}$$

ϕ = función de transporte normal

ϕ_{*} = función de transporte general o probabilidad de erosión o depósito.

Tanto β_* como ϕ dependen del valor de p (parámetro capaz de valuar las dos funciones), por lo tanto para cada p hay un solo valor de β_* y uno solo de ϕ . Experimentalmente se puede lograr a β_* o ϕ eliminando el parámetro mediante la obtención de la siguiente gráfica en papel logarítmico (ver gráfica 2.7)



Debido a las dependencias es posible calcular ϕ_{*} por lo tanto se puede determinar β_* y como:

$$\phi_{*} = \frac{L_b}{L_s} \cdot \frac{q_b}{(g D^3)^{1/2}} \cdot \frac{\rho^{1/2}}{(\rho_s - \rho)^{1/2}}$$

Se puede conocer: L_b por mediciones así como ρ, q_b, D , ya se habría determinado ϕ_{*} por lo tanto se puede calcular el gasto sólido de partículas de determinado diámetro q_{*} . Y cuando en una sección todos los L_b, q_b para cada diámetro sean conocidos, se tiene el gasto sólido total.

Chien encuentra que:

$$\phi = \left(\frac{A}{p} - 0.188\right)^{3/2} \quad (6)$$

(ecuación empírica)

Para partículas de un solo diámetro, y por consiguiente la curva de Meyer-Peter es comprobada (las funciones dan a conocer la graduación del material y además $F = f(K_s, y, \delta)$ da las características de los granos y de la corriente).

Por lo tanto Meyer-Peter es el caso particular de Einstein (un solo diámetro).

Chien ensayó no solo gravas y arenas, sino que materiales sintéticos (polietileno y plásticos), por lo tanto dependen directamente de K_s se obtiene la curva ϕ_{*} contra ϕ . Esto resulta excelente en laboratorio.

Ahora bien, para tomar en cuenta la rugosidad, se parte del radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{P}$$

R = radio hidráulico

A = área de sección

p = perímetro mojado

y

$$R_T = R_b + R_w$$

donde:

$$R_b = R_b' + R_b''$$

$$\text{por lo tanto: } R_T = R_b' + R_b'' + R_w$$

R_T = radio hidráulico total (grano, granos y maleza)

R_b' = radio hidráulico del grano

R_b'' = radio hidráulico del conjunto de granos.

R_w = radio hidráulico de la maleza.

se puede tener la clasificación en áreas y perímetros mojados.

Einstein subdivide el área hidráulica:

$$A = \underbrace{R_b' P_b}_{\text{granos}} + \underbrace{R_w P_w}_{\text{maleza}}$$

$$A = R_b' P_b + R_b'' P_b + R_w P_w \quad (7)$$

El perímetro mojado es el mismo para ondulaciones o efectos de grano, además introduce:

$$R_T = \frac{A}{P_b} \quad (8)$$

$$R_T = R_b' + R_b'' + \frac{P_w}{P_b} R_w$$

$$R_T = R_b + \frac{P_w}{P_b} R_w$$

que es el radio hidráulico total.

Recordando:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{R_b' S} = \sqrt{g R_b' S}$$

por lo tanto hay dos u_* dependiendo de R_b''

$$u_*' = \sqrt{g R_b' S}$$

$$u_*'' = \sqrt{g R_b'' S} \quad (9)$$

Para un cauce muy amplio, el promedio de las velocidades en un tirante, es parecido a los existentes en el perímetro mojado.

La velocidad media en función del tamaño del grano es:

$$\bar{u} = u_*' 5.75 \log(12.27 \frac{R_b''}{K_s} X)$$

X = rugosidad modificada, teniendo en cuenta el espesor de la capa límite = función de la rugosidad absoluta.

esto es:

$$X = X \frac{K_s}{R_b''} \text{ donde } K_s = D_{65} \quad (65\% \text{ de los granos es más fino})$$

Experimentalmente se obtiene la Gráfica 2.9.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Conocido R_b' se puede calcular u_*' por lo tanto se puede calcular $f = 11.6 \frac{u_*'}{u_*''}$ entonces se puede calcular X y por lo tanto \bar{u} (velocidad media).

Lo que significa R_b' es: la rugosidad debida al grano y R_b'' al conjunto granular.

La formación de dunas depende de la función de transporte, esto es, entre ψ' y u_*' existe una relación. Einstein define:

$$\psi' = \frac{K_s - d}{d} \frac{D_{65}}{R_b' S}$$

obtiene la siguiente relación:

Ver Gráfica 2.11

Entonces, si se logra calcular \bar{u} , se puede encontrar ψ' y por lo tanto $\frac{u_*'}{u_*''}$

Con esta secuencia de cálculo, se instruye un método de cálculo.

Hipótesis: supóngase que no existen irregularidades por vegetación.

Para cada R_b' se podría calcular sucesivamente \bar{u} , u_*' y mediante la ecuación 9 se puede calcular R_b''

$$u_*' = \sqrt{g R_b' S} \quad (9)$$

teniendo como datos: R_b' , D , K_s , S ; se conocerá \bar{u} , u_*' y R_b''

Finalmente se puede calcular el radio hidráulico total:

$$R_T = R_b' + R_b''$$

como para cada R_b' se conoce una velocidad media, se puede aspirar a calcular:

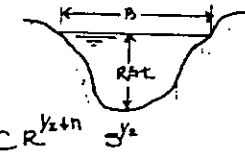
$$R_T P_b = A$$

$$P_b = P$$

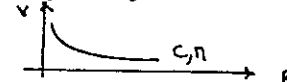
$$Q = A \bar{u}$$

Recordando a Manning y Chezy:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{y} \quad V = C R^{1/2+n} S^{1/2}$$



por lo tanto cada cauce tiene según su forma una "n" determinada y por consiguiente se tiene la necesidad de encontrar una pareja de valores de "C" y "n", lo cual se puede resolver experimentalmente con la siguiente gráfica:



Es importante, porque éstos conceptos se usan en los modelos.

Recordando:

$$\psi' = \frac{K_s - d}{d} \frac{D_{65}}{R_b' S} f(K_s, d, \dots)$$

y por lo tanto habrá que determinar $f(K_s, d, \dots)$

Para cada valor de ψ' se puede encontrar:

$$\frac{\bar{u}}{u_*'} = f(\psi')$$

$$\psi' = \frac{K_s - d}{d} \frac{D_{65}}{R_b' S}$$

de la ecuación (10):

ψ' = función de arrastre normal y se usará el diámetro D correspondiente a intervalos de cada muestra y donde:

$$f = F \left(\frac{13}{\psi'} \right)^2$$

Estableciendo las siguientes definiciones:

$$X = 0.77 \Delta \quad \text{si } \Delta < 1.8$$

$$X = 1.39 \delta \quad \text{si } \Delta > 1.8$$

$$\text{donde } \Delta = \frac{K_s}{X} = \frac{D_{65}}{X}$$

Resulta ahora que:

$$F = F \left(\frac{D}{X} \right) \text{ corrección por presión}$$

función:

$$v = v \left(\frac{K_s}{f} \right)$$

o sea con K_s referido a D_{65} Ver Gráfica 2.8

Lo que hace Einstein es ver mediante las gráficas la importancia o corrección del tamaño del grano con el espesor "f" Gráfica 2.10

La Gráfica 2.8 da la relación entre la rugosidad absoluta y f .

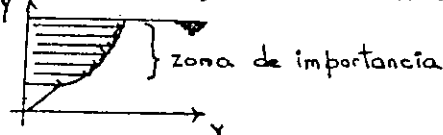
β es una constante que resulta al hacer la integración y cuyo valor es:

$$\beta = \log_{10} 10.6$$

$$\beta K_s = \log_{10} (10.6 \frac{K_s}{f})$$

ire.

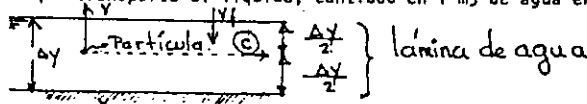
β mide la importancia de la variación logarítmica de la velocidad en el arrastre.



El criterio de Einstein sirve para apreciar el movimiento de lecho, pero para alturas superiores al fondo (suspensión) se necesita otra teoría complementaria, que será la teoría de la suspensión (material que ni se deposita ni se arrastra).

Para valuar el gasto sólido total, habrá que sumar los gastos del fondo con los de suspensión. El material en suspensión puede ser mayor o menor que el material que viaja en el fondo.

Para el material de suspensión, interesa conocer la concentración (cantidad de material en por ciento o por millar que transporta el líquido; cantidad en l m3 de agua en peso).



c = concentración

La concentración varía del nivel a nivel, siendo C_{max} en el fondo y C_{min} en la superficie del agua.

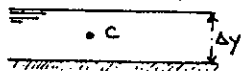
$\frac{dc}{dy}$ = variación de la concentración de la profundidad

Entre dos capas que distan Δy , lo que sucederá será: Partículas que tratan de ascender o descender en el mismo momento.

Hipótesis: Una vez establecido el flujo, en cada nivel hay una concentración única (concentración: fenómeno estacionario; por más que viajen partículas hacia arriba o hacia abajo).

Para apreciar el gasto hacia arriba o hacia abajo: en el extremo superior, la concentración será:

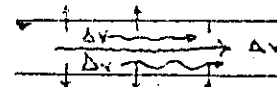
$$c = \frac{\Delta y}{2} \cdot \frac{dc}{dy}$$



concentración en el centro donde C es mayor que la de arriba, y menor que la de abajo.

Si la concentración se multiplica por la velocidad, se obtiene el gasto de partículas que atraviesan la capa en sentido ascendente.

La velocidad en ese nivel superior será:



$$v - v_f$$

v = velocidad del fluido ascendente o descendente.

v_f = velocidad de caída de la partícula

Δu = flujo turbulento

por lo tanto:

$$\left(C - \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy} \right) (v - v_f)$$

Variación de concentración para las partículas en descensos:

$$C + \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy} (v + v_f)$$

para que C = constante, los gastos deben ser iguales.

$$Cv - Cv_f - \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy} v + v_f \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy} = Cv - Cv_f + \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy} v + v_f \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy}$$

Simplificando

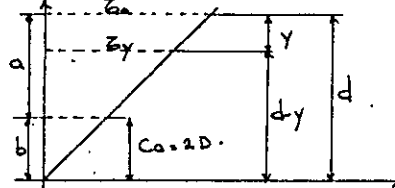
$$2Cv_f + \Delta y \frac{dc}{dy} v = 0$$

$$\therefore Cv_f + \frac{\Delta y}{2} \frac{dc}{dy} v = 0$$

(relación de concentración con velocidad de caída)

$$\frac{\Delta y}{2} v = E$$

Einstein considera la ley de variación lineal para Z



a = arrastre en suspensión

b = arrastre en fondo

Además considera:

$$\frac{z_y}{z_x} = \frac{d-y}{d-x} \quad y \quad z_y = \left(\frac{d-y}{d} \right) z_0$$

$$z_0 = \rho \frac{\Delta y}{\Delta x} \frac{du}{dy} = z_0 v^2 \quad \text{donde } \frac{\Delta y}{\Delta x} = E$$

$$\therefore z_y = \rho E \frac{du}{dy} = \rho E \frac{u_* k_1}{y} \quad E = kE$$

$\frac{\Delta y}{\Delta x}$ representa la constante de proporcionalidad que liga la variación de velocidad con z

Además:

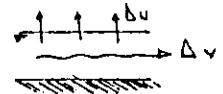
$$u = u_* k_1 \log \frac{y}{d}$$

$$u = u_* k_1 \log y + c$$

$$\frac{du}{dy} = \frac{u_* k_1}{y}$$

$$\frac{z_y}{z_0} = \frac{d-y}{d}; \quad z_0 = \rho E \frac{u_* k_1}{y}$$

$$E = \frac{z_0 y}{\rho u_* k_1} \cdot \frac{d-y}{d}$$



Hipótesis de:

$$Cv_f + \frac{\Delta y}{2} \frac{dv}{dy} v = 0$$

$$\frac{\Delta y}{2} u \approx E = \frac{z_0 y}{\rho u_* k_1} \frac{dy}{dy}$$

entonces:

$$\frac{\Delta y}{2} = \frac{E}{u} = \frac{z_0 y (d-y)}{\rho u_* k_1 u d}$$

$$\frac{\Delta y}{2} = \frac{z_0 (d-y) y k}{\rho u_* u}$$

sustituyendo:

$$Cv_f + \frac{z_0 (d-y) y k}{\rho u_* u} \frac{dc}{dy} = 0$$

Integrando y despejando c:

$$c = C_a \left(\frac{d-y}{d-a} \cdot \frac{a}{d-a} \right)^z$$

donde

$$z = \frac{V_f}{\beta k_1 u_*}$$

$$u_* = \sqrt{g R b s}$$

$$\beta k_1 = 0.403$$

u_* = velocidad para el arrastre debido a la rugosidad del grano.

a = representa un nivel, en el cual la concentración es conocida.

entonces:

$$z = \frac{V_f}{0.403 u_*}$$

" a " representa un nivel de concentración conocida, por lo tanto el gasto total que viaja en suspensión será:

$$q_s = \int_0^d c u dy$$

como en el fondo no hay suspensión, no se debe integrar de 0 a d , sino que de " a " a " d ". Teniendo:

$$q_s = \int_a^d c u dy$$

(por experiencias) $a \approx 2D$

sustituyendo y conociendo que:

$$u = u_* k \log k_1 \left(\frac{y}{k_s} \right)$$

$$q_s = \int_a^d C_a \left(\frac{d-y}{y} \cdot \frac{a}{d-a} \right)^z u_* k \log k_1 \left(\frac{y}{k_s} \right) dy$$

propone también que:

$$A = \frac{q_s}{c} \therefore a \int_a^d$$

entonces:

$$q_s = K C_a u_* a \int_a^d \left(\frac{d-y}{y} \cdot \frac{a}{d-a} \right)^z \log k_1 \left(\frac{y}{k_s} \right) dy$$

$$q_s = K C_a u_* a \left\{ f \left(\frac{d}{k_s} \right) I_1 + I_2 \right\}$$

Nota: $\frac{d}{k_s}$ = rugosidad absoluta; I_1, I_2 = integrales

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{2.1}}{(1-A)^2} \int_a^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z dy \quad I_2 = 0.216 \frac{A^{2.1}}{(1-A)^2} \int_a^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z \log y dy$$

Recordando que:

$$z = \frac{V_f}{0.403 u_*}$$

$$\beta k_1 = 0.403$$

Con las tablas que proporciona Einstein, se calcula " z ", y como $A = a/d$ es conocida, podemos conocer I_1 e I_2 .

Se propone también:

$$C_a u_* = \text{gasto unitario}$$

$$a C_a u_* = K_1 i_B q_B \text{ (gasto del fondo)}$$

sustituyendo en q_s

$$q_s = K_1 k i_B q_B \left\{ f \left(\frac{d}{k_s} \right) I_1 + I_2 \right\} \quad \text{donde } K_1 k \neq 1 \text{ (experimentalmente)}$$

el gasto en el fondo será la suma de todos los $i_B q_B$.

El gasto sólido total será:

$$\Sigma i_T q_T = i_B q_B (P I_1 + I_2 + 1)$$

donde:

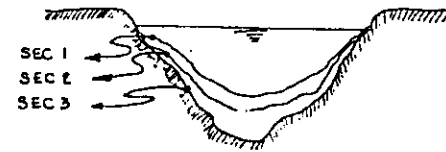
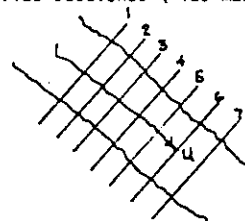
$$P = f \left(d, k_s \right)$$

$$P = \frac{1}{0.434} \log \left(\frac{30.2 V}{k_s / f} \right)$$

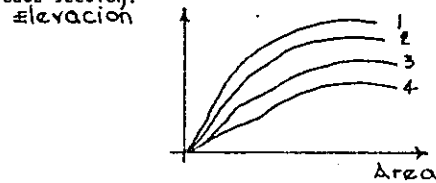
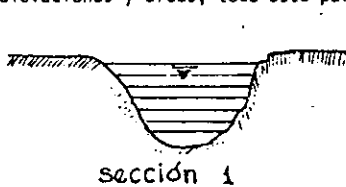
Ahora bien, anteriormente se hizo la hipótesis de no considerar el radio hidráulico debido a la maleza, pero en caso de que en la sección que se está estudiando, se cuente con maleza, los efectos que ella produce, son necesarios de tomarse en cuenta, por lo que para su consideración, se tiene que calcular el radio hidráulico de la maleza, y la forma de obtenerse, es:

Para iniciar el cálculo, se requieren las siguientes preliminares:

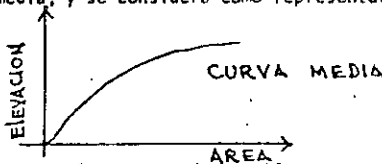
Sea un tramo más o menos recto, donde no cambie mucho, en el cual se considerarán varias secciones (las más posibles), de 6 a 10 como un promedio,



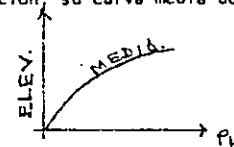
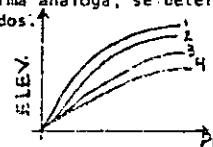
en cada sección, a partir de la elevación más baja, se puede, por franjas, determinar una curva de elevaciones y áreas; todo esto para cada sección.



Se traza una curva media, y se considera como representativa.

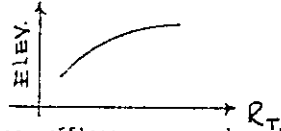


En forma análoga, se determina para cada sección, su curva media de elevaciones - perímetros mojados:

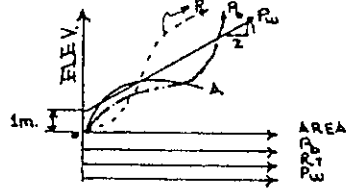


P_b = perímetro mojado correspondiente a cada sección.

Por lo tanto, para cada elevación hay valores únicos de A y P_b, así que dividiendo entre sílos (A / P_b), obtenemos el radio hidráulico medio, y por lo tanto, también su curva:



Einstein agrupa estas gráficas en una sola, siendo esta:



P_w = Perímetro mojado de la maleza.

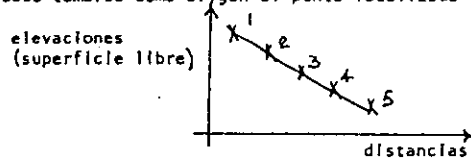
Ante la imposibilidad de reproducir P_w, Einstein propone, a reserva de verificarlo, que P_w varíe según recta arbitraria con pendiente de 2 : 1. Esta recta no parte de cero, sino que parte a un metro del fondo aproximadamente.

Por otra parte:

$$\text{Manning: } V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

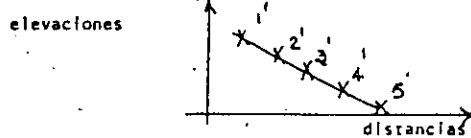
Se verá como aprecia Einstein el valor de la pendiente (s):

Al mismo tiempo que se levantan las secciones transversales, se mide para un determinado gasto, los niveles de la superficie libre del agua y se construye una gráfica, donde se llevan elevaciones de las superficies libres contra distancias a partir de un origen. (Puede tomarse como origen el punto localizado donde se toma la primer elevación).

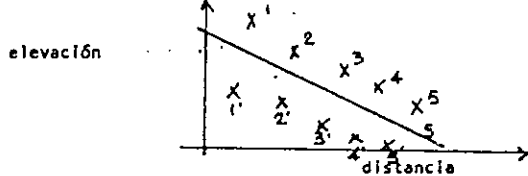


La pendiente de la superficie, representa la pendiente hidráulica.

Además, para un régimen establecido para cada una de las condiciones de levante de secciones, el gasto no puede variar mucho. Pero si esto ocurre, para un segundo gasto, se obtienen otros puntos.



Por lo tanto, para hallar una pendiente media, es necesario encontrar los puntos-medios:



s = pendiente media

Si hay irregularidades en el fondo, se usará de todos modos la velocidad media:

$$\bar{u} = \frac{1}{n} R_w^{2/3} S^{1/2}$$

$$u = U' - 75 \log \left(12.27 \frac{R_b}{k_s} x \right)$$

Hay un valor "n" para cada R_w, de modo que se mantenga la pendiente media calculada, por lo tanto:

$$R_w = \left(\frac{\bar{u} n}{S^{1/2}} \right)^{3/2}; \quad \text{Nota: } \left[R_w = \left(\frac{\bar{u} n}{1.49 S^{1/2}} \right)^{3/2} \text{ para el sistema ingles'} \right]$$

"n" varía con las características de las irregularidades, pero tiene como valor medio:

$$n = 0.050$$

Se procede así:

como \bar{u} es función de R_b, entonces:

$$R_w = f(R_b)$$

Se escoge un valor arbitrario para R_b y por lo tanto, un valor correspondiente a R_w.

Luego se inventa una elevación, por lo que existirá un valor de P_b y P_w de la gráfica ya vista, y entonces la primer área será:

$$A_1 = R_b P_b + R_w P_w$$

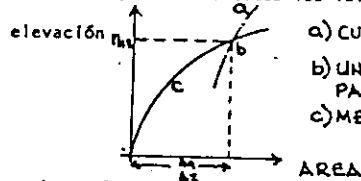
Para la misma pareja de valores de R_b y R_w, se escoge un segundo nivel:

$$A_2 = R_b P_b + R_w P_w$$

Y así sucesivamente:

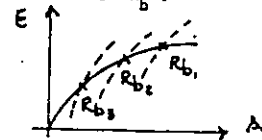
$$A_i = R_b P_b + R_w P_w$$

Ahora bien, llevando todos los valores A_i a la gráfica elevación y área:



- a) CURVA EXPERIMENTAL
- b) UNICO PUNTO REAL PARA LA PAREJA DE VALORES ESCOGIDA
- c) MEDIA DE ELEVACIÓN-ÁREA.

y así con varios valores de R_b:



En el punto de cruce con la curva real, se tiene un área real y una elevación real, en que se cumple la suma:

$$\Delta z = R_b P_z b + R_w P_z w$$

$$\Delta n = R_b P_n b + R_w P_n w$$

Es decir, a partir de áreas inventadas, se hallan áreas reales que se pueden distribuir en la forma indicada (o sea, descomponer en R_b y R_w).

Cálculo de R_t:

$$R_T = \frac{\Delta n}{P_b n}$$

Para comprobar la recta que define a P_w:

$$\text{Manning: } u = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

sirve para toda sección conjunta (sea cual fuere el suelo).

$$\text{También: } \bar{u} = \frac{R^{1/6}}{g^{1/2} n} g^{1/2} R^{1/2} S^{1/2}$$

para hacer intervenir U_m o sea \bar{u}

Hay una relación íntima entre el tamaño medio de los granos, y la rugosidad media:

$$n = C K_s^{1/6}$$

sustituir

$$C \left(\frac{R}{R_s} \right)^{1/2} (g R_s)^{1/2}$$

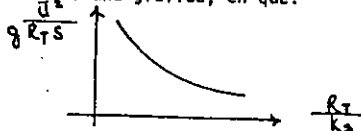
(1/6) puede variar por la presencia de varias irregularidades debidas a los granos, por lo tanto:

$$\bar{u} = C \left(\frac{R_T}{R_s} \right)^m (g R_T S)^{1/2}$$

en que:

$$R_T = \frac{A}{P}$$

Se puede hacer una gráfica, en que:



Y se podrán calcular los valores de "C" y "m".

Puede la curva asimilarse a una recta, si las dos escalas de los ejes son logarítmicas.

En realidad no se logra una recta, pero se puede asegurar que en un tramo las hipótesis de selección de P_w y la fórmula, son válidas.

La limitación no es grave, ya que para una velocidad constante, al aumentar A, aumenta el gasto; y las condiciones de régimen supuestas, no son ya ciertas.

La tabla 2.14, es la propuesta para ordenar los cálculos hidráulicos y conocer las características de la corriente antes de iniciar la determinación del arrastre. Cada renglón de la tabla, corresponde a cada tirante que se desea analizar. Todas las ecuaciones usadas son adimensionalmente correctas, por lo que cualquier sistema de unidades puede ser usado. Se deben conocer la pendiente S, la sección transversal, curvas de elevaciones y áreas, y elevaciones perímetros mojados, la curva granulométrica del material del fondo y de ellas el D_{35} , D_{65} y además el D_{medio} de cada fracción en que se haya dividido dicha curva.

En la tabla 2.15 se encuentran los cálculos ordenados para conocer el arrastre. La curva granulométrica se ha dividido en una serie de fracciones, en que D es el diámetro-medio de cada una. En cada renglón se anotará el cálculo para cada fracción. Cuando todas se hayan hecho, se podrá conocer con simples sumas, el gasto sólido por unidad de ancho, ya sea en suspensión, o en el fondo. Siendo este gasto sólido, el gasto total por unidad de ancho. Lo anterior se hace para cada tirante; es decir, para cada renglón de la tabla 2.14

METODO DEL UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (U.S.B.R.)

El método del USBR es totalmente empírico, y se basa en la siguiente clasificación:

- 1.- Canales que transportan agua limpia (0.01 de material en suspensión).
 - a) Velocidad máxima permisible (menor de $3 \text{ m}^3/\text{seg}$)
 - b) Esfuerzo cortante crítico (mayor de $3 \text{ m}^3/\text{seg}$)
- 2.- Canales que transportan materiales en suspensión.

La primera clasificación utiliza las gráficas 1, 2 y 3, que relacionan el D_{50} o la relación de vacíos con la velocidad permisible, donde se halla la velocidad de diseño al multiplicar la velocidad permisible encontrada por un coeficiente de corrección o reducción, que está en función del tirante medio, el cual varía de 0.8 a 1.3.

La segunda clasificación (inciso "b"), o sea aquella en que el criterio es a base de esfuerzos cortantes, se utiliza hallando coeficientes de reducción tanto para los taludes, como para la plantilla, en función de la relación del ancho al tirante, Gráfica 4.

La correspondencia entre el esfuerzo cortante de los taludes y de la plantilla, se halla en función del ángulo de construcción y del ángulo de reacomodo dinámico, encontrando este último como una relación del D_{75} y de las características de forma del material. Gráfica 5

$$\frac{V_p}{V_t} = \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{\sin 2\theta'} \right)^{1/2}$$

θ = ángulo de reacomodo dinámico.
 θ' = ángulo de fricción interna (construcción).
 D_m = diámetro en mm.

$$s_i = \frac{\sin 2\theta'}{\sin 2\theta} = 100 \quad \therefore \epsilon_t = \epsilon_p$$

El esfuerzo cortante en la plantilla depende del D_{50} o de la relación de vacíos-tomando en cuenta la concentración del material en suspensión y el contenido de arcilla, - Gráficas 2.6 y 2.7

Los valores del esfuerzo cortante máximo en la plantilla, pueden determinarse, - mediante las siguientes fórmulas:

Para gravas:
 $\tau_p \text{ máx} = \frac{D_{15}}{15} \left(\frac{K_g}{M^2} \right); D \text{ en m.m.}$

Para arenas:
 $\tau_p \text{ máx} = D_{50} \left(\frac{K_g}{M^2} \right); D \text{ en m.m.}$

Para canales que transportan material en suspensión, el gasto sólido total se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q_s = \frac{0.0007}{D_m^{3/4}} \delta^2 B t_m^2 S^2 (1 - S_c/S) \text{ en lb/seg.}$$

$$S_c = 0.000076 \left(\frac{D_m + 0.8}{t_m} \right)$$

t_m = tirante medio en pies.

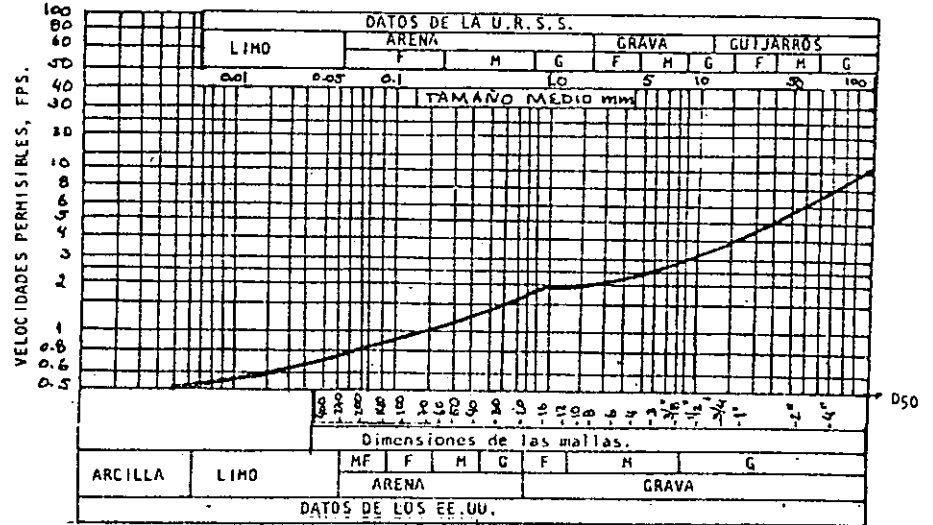
S_c = pendiente crítica.

$D_{M.P}$ = diámetro de Meyer Peter en mm.

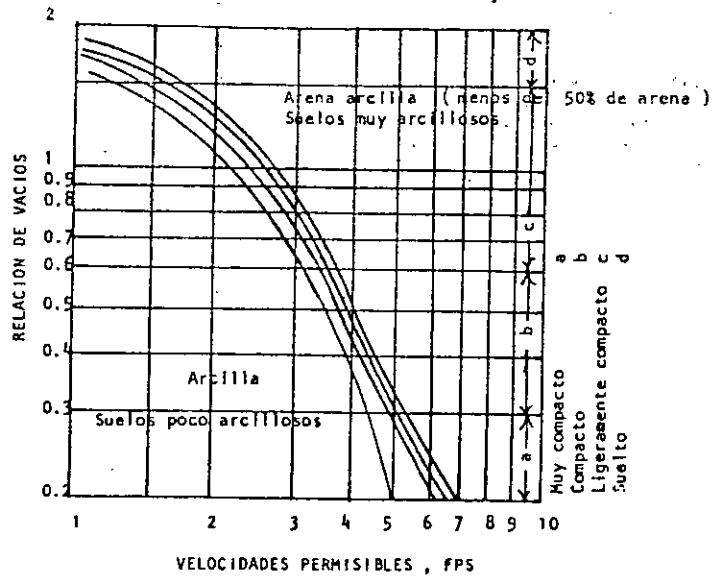
B = ancho del canal en pies.

γ = peso volumétrico del agua (62.24 lb/ft³)

D_m = diámetro medio en mm.



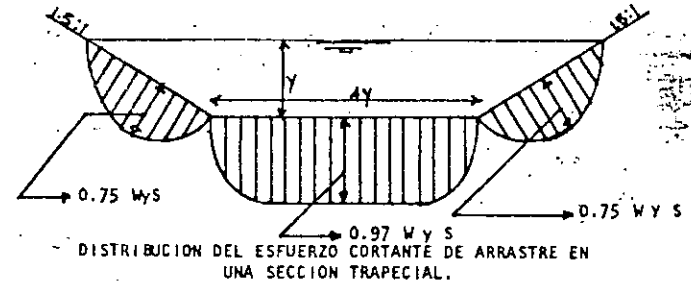
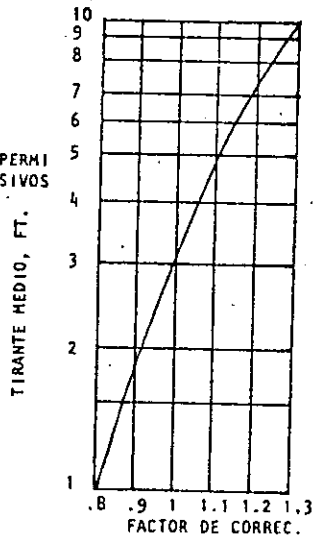
GRAFICA # 1 VELOCIDADES PERMISIBLES PARA SUELOS NO COHESIVOS.



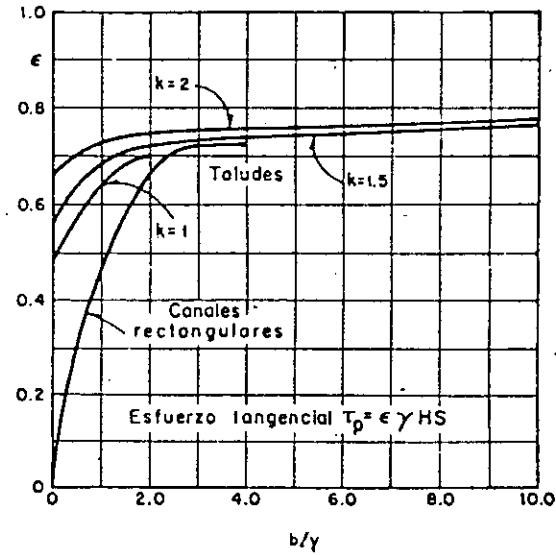
VELOCIDADES PERMISIBLES PARA SUELOS COHESIVOS GRAFICA # 2

CORRECCIONES DE VELOCIDADES PERMISIBLES PARA MATERIALES COHESIVOS Y NO COHESIVOS.

GRAFICA # 3



DISTRIBUCION DEL ESFUERZO CORTANTE DE ARRASTRE EN UNA SECCION TRAPEZIAL.

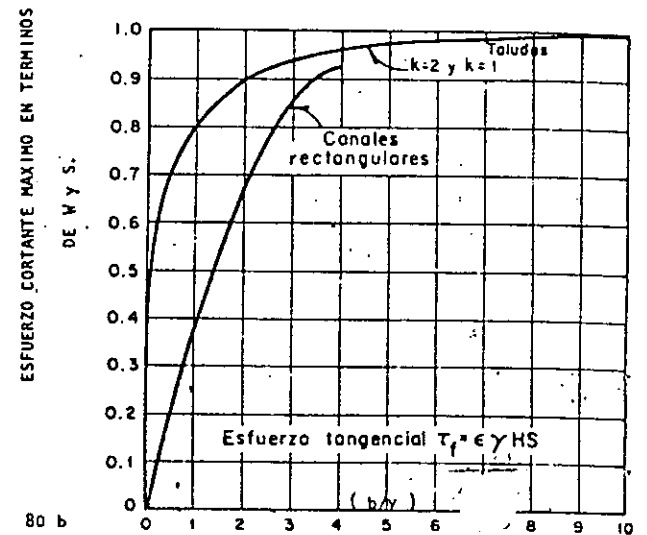


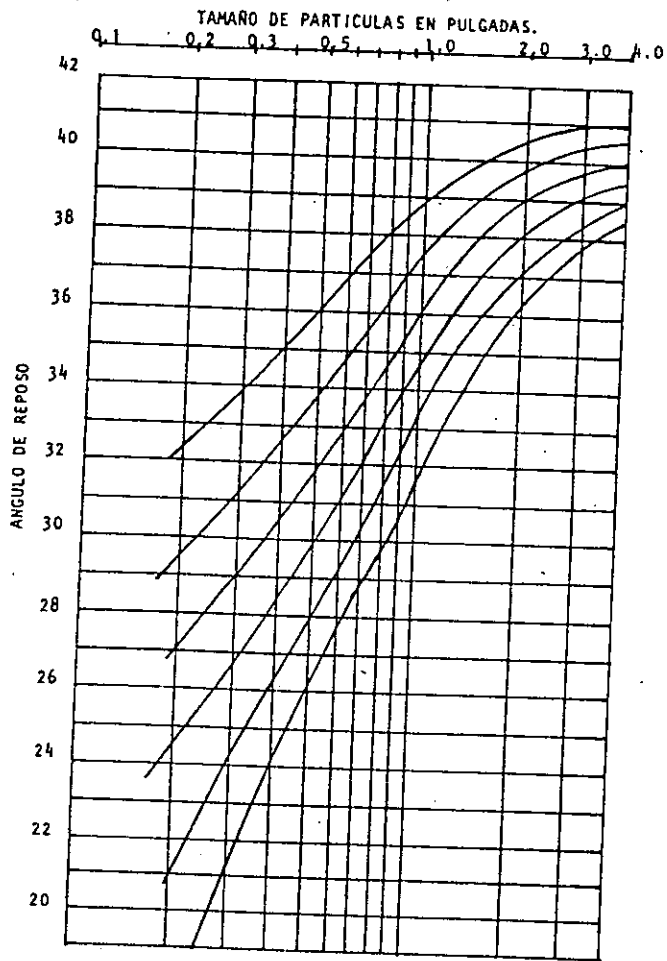
ESFUERZO CORTANTE UNITARIO EN TERMINOS DE W y S.

ESFUERZO CORTANTE MAXIMO MARGENES.

GRAFICA # 4

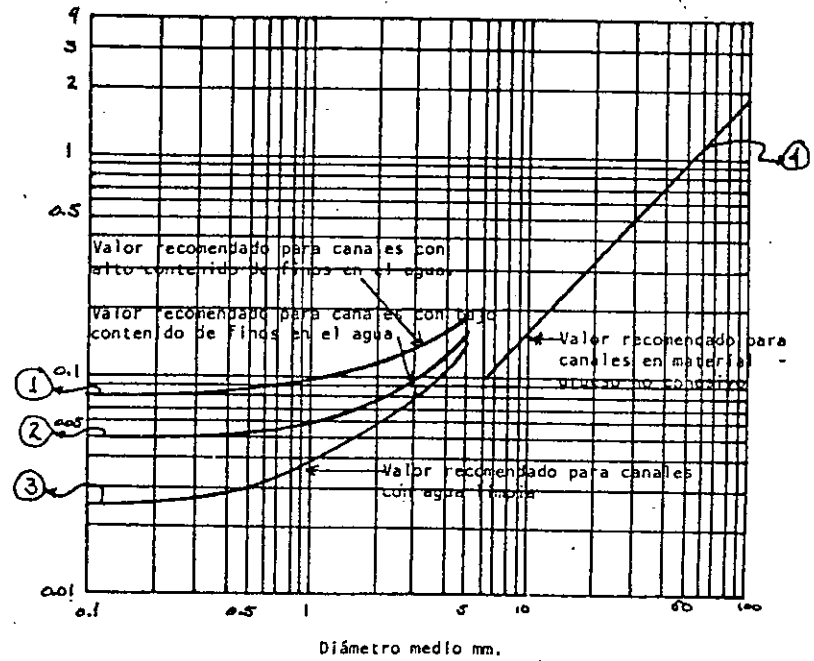
ESFUERZO CORTANTE MAXIMO FONDOS



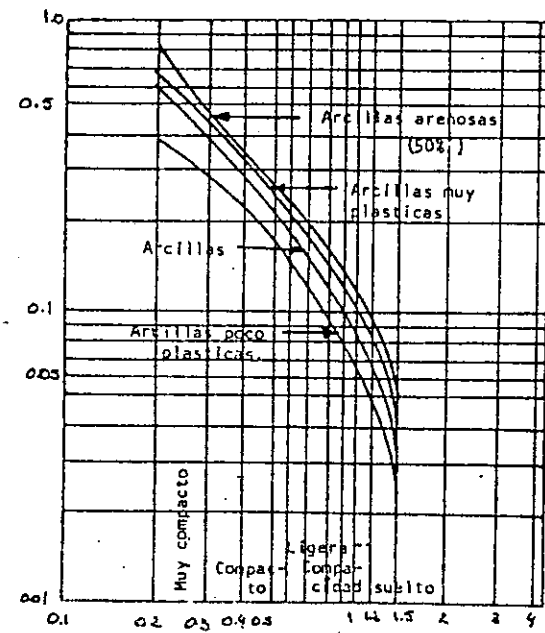


ANGULOS DE REPOSO PARA MATERIAL NO COHESIVO.

GRAFICA #5



ESFUERZOS CORTANTES CRITICOS PARA CANALES EN MATERIAL NO COHESIVO
GRAFICA # 6



GRAFICA # 7

TABLA 2.14
MÉTODO DE EINSTEIN.

Se supone cuando se conoce R'' , se suman y debe ser igual al tirante deseado; si no se hace por tanteos.	R_b
$V_* = (g R_b S)^{1/2}$ $S =$ pendiente hidráulica.	V_*
$f' = \frac{11.62}{V_*^2}$	f'
D_{90}	$\frac{K_{80}}{D_{90}^2}$
Se obtiene en la tabla 2.9; en función de D_{65}/d'	X
$\Delta = \frac{D_{90}}{X}$	Δ
$\bar{V} = 5.75 V_* \log(12.21 \frac{R_b}{\Delta})$	\bar{V}
$\gamma_{35} = \frac{K_{35} - H}{X} \frac{D_{90}}{R_b S}$	γ_{35}
Se obtiene de la tabla 2.11; en función de γ_{35}	$\frac{D}{V_*^2}$
Se despeja del anterior	V_*
$R'_b = \frac{V_*^2}{g S}$	R'_b
Si la sección es ancha, $R_b =$ al tirante o $R_b = R'_b + R''_b$	R_b
En función de R_b , se conoce el nivel al que llega el agua, en su curva respectiva.	ELEV
Se obtiene de la curva respectiva; elevación- area.	A
Se obtiene de la curva respectiva; elevación-(P)moj.	P_b
$Q = \bar{V} \times A$	Q
Se calcula el coeficiente	λ
La obtención de los valores es al partir de R_w y P_w como se mencionan en la sección correspondiente de este capítulo. (curva inventada, para encontrar parejas de valores reales).	R_w
	ELEV
	R_w
	A_T
	Q_T
R_T	
$X = 0.77 \Delta$; si $\Delta/d' > 1.8$ $X = 1.39 d'$; si $\Delta/d' < 1.8$	X
Se obtiene de la tabla 2.8, en función de K_s/d'	γ
$\beta_{K_s} = \log(10.6 \frac{X}{\Delta})$	β_{K_s}
$(\frac{\beta}{\beta_{K_s}})^2 = (\frac{1025}{\beta_{K_s}})^2$	$(\frac{\beta}{\beta_{K_s}})^2$
$P = 2.303 \log(\frac{30.2 R_b X}{K_s})$	P

ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

TABLA 2.15

Se anotan los diámetros medios representativos de cada función.	D	T
Se anota el porcentaje en peso de cada fracción respecto al peso de la muestra.	C_b	2
Se obtiene en la gráfica 2.14	R_b	3
Se calcula para cada D.	D_1	4
$\gamma = \frac{K_s - T}{T} \frac{D}{R_b S}$	γ	5
Se obtiene en la gráfica 2.10; en función D/X .	F	6
$\gamma_* = F \gamma (\frac{\beta}{\beta_{K_s}})^2 \gamma$	γ_*	7
Se obtiene en la gráfica 2.7; en función de	ϕ_{90}	8
Se calcula	$\frac{D_{90}}{V_*^2}$	9
$q_b = \phi_{90} g^{1/2} D^{3/2} (\frac{K_s - T}{T})^{1/2} i_b$	$i_b q_b$	10
Se obtiene en la tabla 2.4; en función de D.	W_b	11
$Z = 25 \frac{W_b}{V_*}$	Z	12
$A = \frac{2P}{K_b}$	A	13
Se obtiene en la gráfica 2.8; en función de A y Z	I_1	14
Se obtiene en la tabla 2.4; en función de A y Z.	I_2	15
Se calcula.	P_1, I_1, I_2, I_3	16
$I_T q_T = i_b q_b (P_1 I_1 + I_2 + I_3)$	$I_T q_T$	17
Arrastre total unitario $g_t = I_t q_t$	q_T	18
Arrastre de fondo unitario $g_b = I_b q_b$	q_b	19
Arrastre total en la sección $G_t = q_t P_b$	q_T	20
Arrastre de fondo en la sección $G_b = g_b P_b$	q_b	21

3.1 OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DE DEFENSA.

Se entiende por encauzamiento, cualquier construcción realizada en un río con el fin de dirigir la corriente en cualquier época del año (avenida o estiaje).

La finalidad de estos encauzamientos, es la de tratar de regular el lecho en un río o incrementar la profundidad del agua. Los propósitos principales son los de mantener la estabilidad de un cauce a lo largo de un cierto alineamiento y con una determinada sección recta, siendo enfocados a cubrir ciertos objetivos como podrían ser: Tránsito seguro de avenidas, transporte eficiente de cargas de sedimentos de lecho y de suspensión, estabilidad del cauce con un mínimo de erosión en las laderas, profundidad suficiente y con buen curso para la navegación, mantener la dirección del flujo a lo largo de un cauce definido.

El problema del transporte de sedimentos está íntimamente ligado con el de encauzamientos y protección de laderas, siendo esto un problema muy complejo.

Los encauzamientos se pueden clasificar en:

- a) Encauzamientos de avenidas
También es denominado "encauzamiento para gastos", y esta ayuda a proveer una sección recta suficiente y eficaz para permitir el paso de avenidas, ayudándose inclusive de cortes y dragados en algunas secciones. Esto importa principalmente al alineamiento y altura de bordos para un gasto de avenidas.
- b) Encauzamientos de estiaje
Llamado también "encauzamiento de profundidad", y este ayuda a mantener una profundidad suficiente en el cauce durante la época de estiaje, siendo esta época crítica para la navegación y se logra mediante una reducción del ancho del cauce.
- c) Encauzamiento correspondiente a nivel de aguas medias
Llamado "encauzamientos para sedimentos", se le llama así, debido a que éste es el más importante de todos los encauzamientos, ya que cualquier intento para cambiar la configuración del lecho en alineamiento o en sección recta, será diseñado de acuerdo con esa etapa del flujo, donde el trabajo realizado respecto a la formación del lecho en un cierto lapso, sea el máximo. Por consiguiente, este encauzamiento forma la base en que deberán ser planeados los encauzamientos de estiajes y avenidas, y éste ayuda a la corrección de la configuración del lecho y el transporte eficiente de sedimentos para conservar el cauce en buena forma.

Para fines de encauzamiento, se cuenta con una clasificación de ríos de acuerdo a la topografía de su cuenca, en dos partes: La parte superior, corresponde a la región montañosa y la parte inferior a la que se desarrolla en la llanura aluvial.

MÉTODOS DE ENCAUZAMIENTO

Es necesaria la selección del alineamiento y la determinación de la sección recta. La corrección del alineamiento y la creación de una sección se realiza cuando el río en cuestión está formado de varios cauces, con tramos bajos y anchos y con curvas muy pronunciadas.

Para la selección del alineamiento, es necesario considerar los siguientes puntos:

- a) El número necesario de estructuras y el volumen por dragarse, en función de la economía de la obra.
- b) Las leyes de Fargue, que son:
 - 1.- Ley de desviación.
Los puntos de mayor y menor profundidad en el cauce están abajo del vértice y al extremo de las curvas, respectivamente.
 - 2.- Ley de la mayor profundidad.
La máxima profundidad es mayor conforme la curvatura en el vértice del meandro es más pronunciada.
 - 3.- Ley de trazo.
Para lograr las profundidades máxima y media, las curvas deberán trazarse ni-

CAPITULO - 3 -

OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DE DEFENSA.

- 3.1 Obras de encauzamiento y de defensa.
- 3.2 Formación y desarrollo de meandros.
- 3.3 Rectificación y estabilización.
- 3.4 Proyecto de espigones y muros marginales.
- 3.5 Obras para la navegación.

ni muy cortas ni muy largas.

4.- Ley del ángulo.

Para iguales longitudes de curva, la profundidad promedio es mayor conforme el ángulo central de la curva es mayor.

5.- Ley de continuidad.

El perfil longitudinal del cauce muestra una variación gradual solamente cuando la curvatura cambia gradualmente.

6.- Ley de la pendiente del lecho.

Si la curvatura varía continuamente, un incremento del radio de curvatura marca una reducción de la profundidad y un incremento del grado de curvatura indica una profundización.

Cuando los trabajos de regularización no requieren sólo una profundidad dada, sino que ésta profundidad esté relacionada con un gran ancho, la aplicación de las leyes de Fargue no es aconsejable.

c) Un buen encauzamiento del propio río, en las vecindades del encauzamiento, como sería la elección del brazo del río correspondiente al mayor gasto.

El tamaño y forma de la sección recta está gobernado por el gasto, la velocidad, el material, el gasto sólido y otros factores particulares a cada caso. Como ya se vio, no es posible contar con fórmulas exactas para el diseño de la sección recta, la práctica general es adoptar la sección normal del río, o sea, la que construye el río mismo y esta sección se verificará con el siguiente análisis:

1.- Cálculo del gasto sólido anual de la nueva sección y comparándola con la sección normal del río, aguas arriba del tramo encauzado.

2.- Modificación de la sección recta y repetición de los cálculos mencionados, de modo que los niveles y velocidades correspondan con los valores deseados y que el gasto sólido sea igual al de la sección normal del río.

OBRAS DE DEFENSA

Las obras de defensa que se pueden construir en una corriente natural se agrupan como sigue:

Contra inundaciones

Para conservar las márgenes de los ríos

Contra las erosiones locales

Existen aparte de las mencionadas, otras como son pequeños diques interpuestos a la corriente, que evitan la erosión del fondo y la reducción de la pendiente, ya que permiten el depósito del material de arrastre hasta la altura del dique, y se utilizan en aquellos lugares donde se desea reducir la erosión del terreno.

Obras de defensa contra inundaciones:

Son utilizadas cuando se desea evitar que las zonas adyacentes a un río sean inundadas, pudiendo ser este tipo de obras como son presas de almacenamiento con canales de alivio, o bien, diques longitudinales construidos sobre el cauce de inundación a ambos lados del cauce de estiaje del río, y a lo largo de la zona que se desea proteger.

Los cauces de alivio permiten desviar un cierto gasto con lo cual se reducen los escurremientos en la zona por proteger. Para la operación de los cauces de alivio generalmente se requiere de estructuras derivadoras en el río por desviar y en ocasiones a la entrada del canal de alivio.

Obras de defensa en las márgenes de los ríos:

Sirven para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presentan en los ríos, y pueden ser tanto muros marginales como espigones. Los muros marginales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos de ríos como en las curvas más forzadas, pero su construcción es más costosa y requieren un mantenimiento más cuidadoso que los espigones.

Estas obras se construyen cuando se desea encauzar una corriente o cuando se requiere impedir que la margen de un río continúe moviéndose, ya que su corrimiento pone en peligro a una población, una carretera o terrenos y construcciones importantes.

Obras de defensa contra la erosión local:

Este tipo de obras se dividen en dos tipos: para defender el pie de pilas de puente y para proteger el pie de espigones y estribos.

3.2 FORMACION Y DESARROLLO DE MEANDROS

Los métodos descritos en el capítulo anterior, son solo utilizables para tramos rectos, por lo que a continuación se presentarán tres criterios y sus principales relaciones que deben cumplir entre los elementos de una curva para que ésta sea estable.

Cuando una corriente natural desarrolla una curva, en el momento en que sufre el cambio de dirección, se presenta una fuerza centrífuga, lo que ocasiona una sobre elevación en la orilla externa de la curva (llamada extradós), provocando una corriente transversal al flujo, y creando una zona de erosión en su extradós y otra de depósito en su intradós del meandro. La combinación de la corriente transversal y el flujo principal, producen movimiento helicoidal en las líneas de corriente, provocando a la vez una alteración de la distribución de velocidades (Fig. 3.1).

Esto hace que el material erosionado en la curva, sea depositado aguas abajo llegando hasta la otra orilla.

Una vez iniciada la curva, ésta crecerá en su extradós, dependiendo este crecimiento de la variación que tienen las velocidades tangenciales de la corriente, y de que tan brusca sea la curva.

Un meandro es estable, cuando la curva ya no sufre alteraciones en el material de su orilla exterior, lo cual solo se logra si conforme crece la curva, la velocidad de la corriente disminuye, también la pendiente disminuye, siendo esto debido a que aumenta la longitud de desarrollo de la curva, llegando el momento en que la velocidad de la corriente no es capaz de alterar el material de la orilla exterior; esta condición solo se puede lograr si el gasto del río es constante. Debido a que en la realidad la mayoría de los ríos no mantienen un gasto constante, sino que están variando, lo que produce que la curva progrese, presentándose algunos casos en que el meandro se corte, provocando que aumente la pendiente en ese tramo del río, por lo que los meandros vecinos tienden a desarrollarse con mayor rapidez hasta alcanzar una pendiente cercana a la original.

Los tramos rectos entre curvas llegan a tener normalmente hasta una longitud de una a cuatro veces el ancho de la superficie. Los meandros se desarrollan cuando el río tiene que disminuir su pendiente, por transportar un caudal grande y por estar formando su lecho de partículas finas.

Existen diferentes fórmulas que relacionan entre sí las características geométricas de un meandro, en el caso de que sea estable, ligándolas con las características hidráulicas (Fig. 3.2).

Estos criterios son: El criterio Soviético, el de Blench y el de Leopold y Wolman.

CRITERIO SOVIETICO

La escuela soviética cuenta con varias fórmulas para calcular el radio medio de curvatura de un meandro estable, y son como sigue:

Según Rasín:

$$r = 100 \frac{r}{\theta} \quad (1)$$

r = radio medio de la curva
 θ = ángulo de la curva en radianes
 Q = gasto formativo en m³/seg.

Por otra parte, Makaviev considera que:

$$r = \frac{0.004}{S} \sqrt{Q} \quad (2)$$

o bien:

$$r = 40 \sqrt{A_r} \quad (3)$$

donde: S = pendiente hidráulica

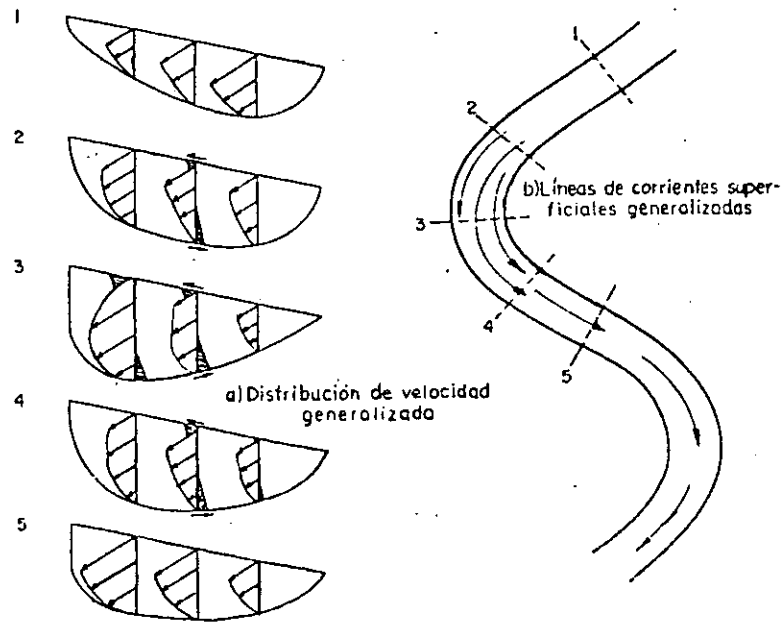


FIGURA 3.1

$\frac{\theta}{r}$	τ	$1 + \tau \sqrt{\frac{\theta}{r}}$	ϵ
0	0	1.00	1.27
0.16	0.60	1.24	1.48
0.20	0.60	1.27	1.84
0.25	0.65	1.33	2.20
0.33	0.75	1.43	2.57
0.50	0.85	1.60	3.00
0.70	2.00	2.69	3.00
1.00	2.00	3.00	3.00

TABLA 3.1

A_c = área hidráulica de la sección de la curva.

Altunin propone en cambio la relación:

$$3.5 B \leq r < 8B \quad (4)$$

la que permite una mayor flexibilidad al escoger el radio de la curva, y fija al mismo tiempo un valor máximo.

Se ha visto que en el extradós se alcanzan las mayores profundidades, que Altunin relaciona con el tirante medio del tramo recto.

El tirante medio en el extradós se puede calcular como:

$$H_k = H(1 + \tau B/r) \quad (5)$$

donde:

- H_k = tirante medio en el extradós en m.
- H = tirante medio de la corriente en el tramo recto en m.
- τ = constante función de B y r. Tabla 3.1
- B = ancho de la superficie del agua en el tramo recto en m.

Según Altunin, la profundidad máxima que puede alcanzar en el extradós es:

$$H_m = \epsilon H \quad (6)$$

donde:

- H_m = tirante máximo en la zona exterior de la curva en m.
- ϵ = coeficiente función de B y r. Tabla 3.1

Por otra parte, Altunin considera que la longitud media de un meandro se valúa como: (Fig. 3.2)

$$L = (12 \text{ a } 14) B \quad (7)$$

se toma el valor de 12 para terrenos de la zona intermedia y 14 para la zona de planicie.

CRITERIO DE BLENCH

Para establecer sus fórmulas de equilibrio de meandros, Blench se basó en el estudio hecho por Inglis, el que recomienda que:

$$L = 51 (Q)^{1/2} \text{ en m.} \quad (8)$$

y según Blench:

$$L = 22 (F_b/F_s)^{1/2} Q^{1/2} \quad (9)$$

y considera que existe una relación entre la amplitud del meandro (A) y su longitud (L) siendo de 0.5 para arenas gruesas y de 1.5 para arena fina y arcilla, o sea que:

$$\frac{A}{L} = 0.5 \text{ para arenas gruesas}$$

$$\frac{A}{L} = 1.5 \text{ para arenas finas y arcilla}$$

Por otro lado, Blench dice que si al cortarse un meandro, la relación que exista entre la longitud de recorrido de la curva entre la longitud de recorrido del nuevo cauce es mayor que 1.5, no se vuelve a hacer meandro en ese tramo, esto es (Ver Fig.)

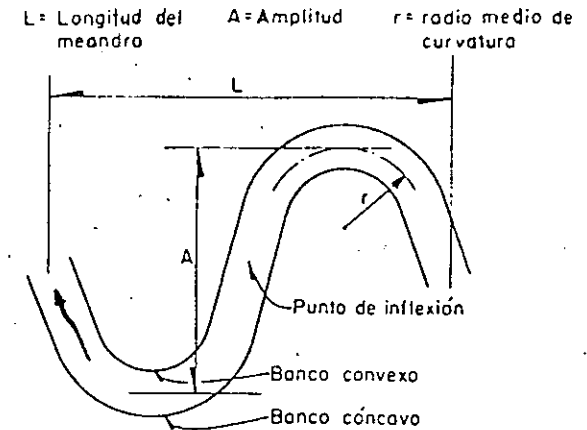
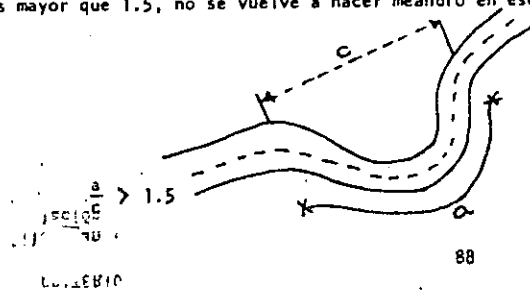
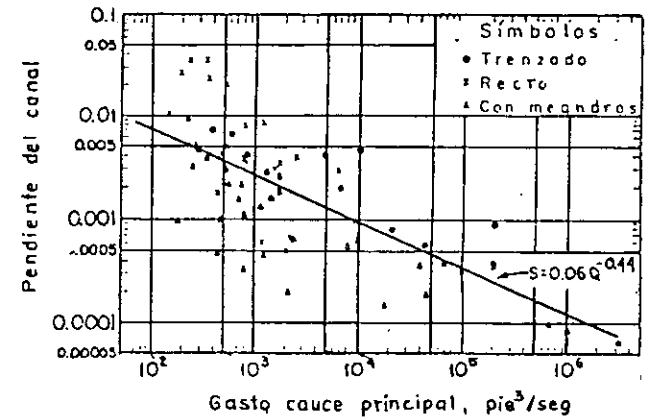


FIGURA 3.2 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE UN MEANDRO.



GRAFICA 3.1 RELACION GASTO PENDIENTE DE DATOS DE CANALES CON MEANDROS Y TRENZADOS.

El estudio realizado es de los recales sobre la formación de meandros, y encontraron una relación entre la pendiente del cauce y el gasto que pasa por el cauce principal en la Gráfica 3.1 se sintetizan los resultados, según los cuales cualquier tramo de río que se encuentre bajo la siguiente relación, tendrá meandros:

$$S = 0.0125 Q^{-0.44}$$

Pero lo anterior no es necesariamente cierto, pero si se obtiene un índice bastante bueno.

Para valles de tipo aluvial, se obtuvieron las siguientes relaciones entre diversas características geométricas de un meandro:

$$L = 11 B^{1.01} \quad (10)$$

$$Y = A_m = 3.04 B^{1.1} \quad (11)$$

$$L = 4.59 r^{0.98} \quad (12)$$

3.3 RECTIFICACION Y ESTABILIZACION

La rectificación de un río, consiste en corregir las condiciones del mismo, pudiendo ser un encauzamiento por ejemplo. Lo que se trata de lograr, es proteger al máximo posible cualquier estructura, poblado, etc., de cualquier variación que pudiese tener el río.

Esta rectificación se logra a base de un estudio del río, incluyendo cálculos y es con el fin de crear una condición estable tanto longitudinal como transversal. Los estudios se enfocarán de acuerdo al problema que se desee atacar, ya que se cuenta con diferentes criterios para diferentes problemas, esto es, que si se quiere convertir un río en navegable, se presentarán varios problemas, como son por ejemplo el transporte de sólidos, el mantener una profundidad navegable, corregir el radio de curvatura del meandro (ya que para embarcaciones con un calado considerable, requiere cierta libertad para poder transitar en una curva del río; y en caso de que sea demasiado pronunciada, se tratará de cortar el meandro, y estudiar las consecuencias que esto ocasiona). Como este problema, existen muchos otros de semejante complejidad.

En resumen, la rectificación de un río puede ser demasiado compleja debido a los problemas que acarrea consigo mismo, pudiendo ser tan difícil, que sería necesario el estudio del problema en un modelo hidráulico, en el que se tratará de representar lo más real posible los fenómenos que se presentan en el río y así obtener una solución más acertada.

La rectificación de un río consta de todas las modificaciones que se apliquen al mismo, con el fin de que el río se comporte como se desee. (aunque no siempre se puede garantizar que lo haga, ya que se puede presentar por ejemplo una avenida con un período de retorno de 1000 años, y deshacer lo construido o simplemente llegue a cambiar de cauce), estas modificaciones pueden ser por ejemplo: encauzamientos, obras de defensa como: muros marginales, diques, protección de laderas, etc.

La estabilización se refiere, a que se debe lograr de alguna manera que un río se mantenga en su cauce de tal forma que no corte meandros (estabilidad longitudinal) o que la sección de un cauce se mantenga (estabilidad transversal), ya sea estática o dinámicamente, aún después de que el Ingeniero haya hecho modificaciones.

Para conocer si un río o canal es estable, existen bastantes métodos, algunos de ellos han sido expuestos en el capítulo anterior, siendo estos de los más importantes, ya que los resultados obtenidos con ellos, son los que más se acercan a la naturaleza. Desde luego presentan sus limitaciones, y existiendo situaciones en las cuales sería mucho más complejo su manejo, obligando a utilizar modelos hidráulicos.

También en este concepto se utilizan estructuras para lograr la estabilidad deseada de un río, siendo en dado caso de las más importantes, protecciones y encauzamientos.

Puede presentarse el problema de que al tratar de estabilizar un tramo de un río, se ocasione un problema mucho mayor, ocasionando que se vuelva muy peligroso el río, provocando inundaciones o problemas de deslaves de laderas, socavaciones en estructuras, etc., por lo que el manejo de los criterios existentes son de empleo delicado, y se debe tener en cuenta que la seguridad de que el criterio que se piense utilizar, sea el que más se apega

al problema por resolver, para así lograr una estabilización correcta.

3.4 PROYECTO DE ESPIGONES Y MUROS MARGINALES

A continuación se presentarán diferentes estructuras como obras de defensa y encauzamiento para diferentes situaciones y estas son:

- Diques longitudinales
- Muros marginales
- Espigones y protecciones contra la erosión local.

DIQUES LONGITUDINALES:

Se construyen de tal forma, que cuando se presentan gastos máximos en la época de avenidas, pasen entre los dos diques, sin que el agua derrame sobre ellos.

La separación de los diques tiene que ser la mayor posible, con objeto de que su altura sea menor y así resulte más económico; no obstante, esto no siempre se puede lograr.

Una vez que se ha establecido la separación entre los bordos, se procede a trazar la avenida de diseño para definir las alturas máximas que alcanzará la corriente. En ocasiones no es posible realizar un estudio analítico, a causa de grandes variaciones que pueden sufrir el coeficiente de rugosidad, forma de las secciones, efecto de posibles obstrucciones o construcciones, y es entonces cuando se presenta la necesidad de recurrir a modelos hidráulicos.

Cuando las condiciones anteriores se presentan, y requiere que para su solución se construyan diques demasiado altos, la estructura se vuelve demasiado costosa, por lo que es conveniente el pensar en otro tipo de solución, como sería por ejemplo desviar una parte del gasto en épocas de avenidas por terrenos adyacentes, siempre y cuando dichos terrenos sean de poco valor; hasta se puede pensar en un dique fusible; el funcionamiento de este dique es, que está construido de tal manera, que su altura es baja y cuando se presentan las avenidas, éstas alcanzarán el nivel del dique y pasando esta altura, el agua se derramará, con lo que parte del agua se irá al lugar deseado, como sería un canal lateral.

Finalmente, conocidas las alturas buscadas y dando un bordo libre, se define la altura de la cresta de los diques, los cuales deben ser lo suficientemente anchos como para construir un camino en su cresta.

Los diques se construyen generalmente de limos y arcillas compactadas, pero también se pueden hacer, de arena con una protección conveniente sobre la cara en contacto con el agua, con el fin de evitar el arrastre y hacer el dique impermeable; la protección se puede hacer con losas de concreto, con recubrimientos bituminosos, roca, etc.

Se recomienda que la parte superior del talud protegido, así como el talud exterior, estén cubiertos de vegetación.

MUROS MARGINALES.

Las obras que sirven para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en los ríos son los muros marginales y los espigones. Los muros marginales evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en curvas, pero su construcción es costosa y requieren de un mantenimiento más cuidadoso que los espigones.

Estas obras se construyen cuando se desea encauzar una corriente o cuando se quiere impedir que la margen de un río continúe moviéndose, ya que su movimiento pone en peligro a una población, una carretera o terrenos y construcciones importantes.

Estos muros se construyen a lo largo de las márgenes de los ríos o futuros encauzamientos, apoyándose en las orillas. La mayoría de las veces consiste en recubrir la orilla de un material que no sea arrastrado por la corriente, pero cuando no es posible apoyar directamente sobre la orilla actual, se construyen verdaderos diques.

Cuando se va a construir un canal de navegación, generalmente se recubren sus orillas, y esto es debido al oleaje que producen las embarcaciones y no tanto a la velocidad de la corriente. Cualquier construcción se hace más fácilmente en un canal que en un río, debido a que en un canal se trabaja en seco, y en un río no siempre se logra esto.

Los muros marginales se pueden construir de losas de concreto, gaviones, piezas de concreto de diferentes formas, enrocamiento, enramadas y arcilla. Los procedimientos de construcción varían de acuerdo con el material que se vaya a emplear; el equipo, el lugar y, los niveles de agua y sus períodos relativos de permanencia.

ESPIGONES.

Son muros construidos en la orilla, no paralelos a la corriente, que desvían el flujo para que la orilla no llegue a erosionarse. Parte de la construcción está en tierra y sirve de liga entre el terreno y el espigón mismo, mientras que el resto está dentro de la corriente.

El trabajo de los espigones es alejar de la orilla a las líneas de fuerte velocidad, creando así zonas de relativa calma entre espigón y espigón, las cuales se llenan paulatinamente con materiales arrastrados, hasta que se forma otra orilla estable.

Además de ser más económicos que los muros marginales, tienen la ventaja de que al fallar uno de los espigones, los otros siguen trabajando y permiten hacer reparaciones en el estiaje siguiente. Su principal desventaja es que no fijan la orilla definitivamente y no son recomendados cuando los radios de curvatura son menores de dos veces el ancho de la corriente.

Los materiales que lo constituyen son: enrocamientos, pilotes de madera y elementos de concreto.

Los espigones pueden permitir el paso del agua de un lado a otro a través de ellos; o bien; pueden no dejarla pasar. En el primer caso se denominan espigones permeables, y en el otro impermeables. El proyecto de espigones se inicia al escoger su longitud de trabajo. De acuerdo con esta longitud y con el ángulo de inclinación que tengan respecto a la orilla, se calcula la separación entre ellos.

Cuando los espigones vayan a ser cubiertos rara vez por la corriente, se dirige su inclinación hacia aguas abajo formando un ángulo de 70° respecto a la orilla. Si van a estar cubiertos por el agua, se pueden colocar hacia aguas arriba, formando un ángulo de 120° (Ver Fig. 3.3)

Además de fijar la posición de los espigones en planta, como en el caso de los muros marginales, se requiere calcular su longitud y separación entre cada uno de ellos.

La longitud de trabajo de un espigón es la que está dentro del cauce, y se denomina (l_t). La longitud total del espigón es (L_t).

$$L_t = 3/2 l_t$$

se debe cumplir:

$$l_t \leq 1/3 B$$

B = ancho de la superficie del agua.

también se debe cumplir que:

$$l_t > H_p (1 + m^2)^{1/2}$$

donde:

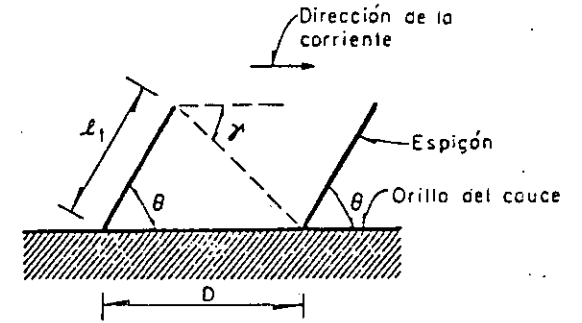
H_p = Profundidad máxima de la erosión local frente al espigón, medida desde la superficie libre.
m = Talud que tienen los lados del espigón.

Escogido l_t entre los amplios límites señalados y seleccionada su inclinación respecto a la orilla, la separación S estará dada por:

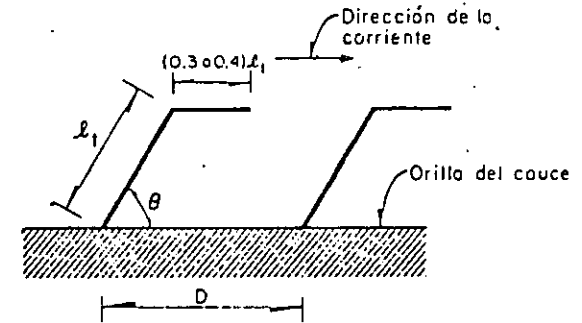
$$S = l_t \operatorname{sen} \theta \cot \beta + l_t \cos \theta$$

$$S = \frac{\operatorname{sen} (\theta + \beta)}{\operatorname{sen} \beta} l_t$$

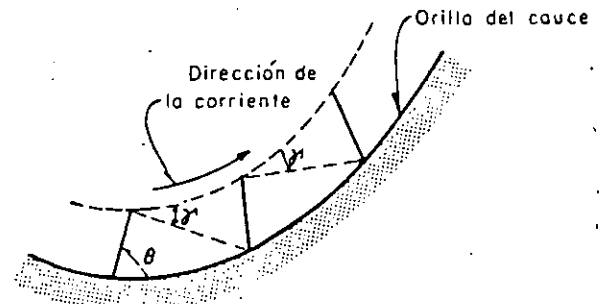
Se indican en la Fig 3.3; θ es el ángulo formado entre el espigón y la orilla de



(a)



(b)



(c)

FIGURA 3.3

aguas abajo, el ángulo de expansión de la corriente al pasar el espigón.

Comúnmente el ángulo de expansión θ tiene un valor aproximado de 9° , por lo que

$$\cot \theta = 6 \text{ si } \theta = 90^\circ$$

y la separación vale:

$$S = 4 l$$

Esta es la separación que se recomienda incluso cuando θ esté comprendido entre 75° y 90° .

Cuando los espigones se prolongan paralelamente a la orilla (Fig. 3.3), la separación entre ellos aumenta y en este caso S es igual a $5.66 l$. No siempre conviene prolongarlos, ya que en la zona de esa prolongación, se requiere de mayor volumen de material.

Cuando se colocan espigones en curva, con un radio de curvatura pequeño, la separación se puede encontrar gráficamente en la Fig. 3.3 c

Respecto a la construcción de estas obras, se puede mencionar que cuando están construidas con piedras, el diámetro mínimo de cada elemento se puede calcular con la fórmula de Isbach:

$$d = (V^2) / (14.7 \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a})$$

donde:

- γ_s = peso específico del material sólido en ton/m^3
- γ_a = peso específico del agua
- V = velocidad media de la corriente en m/seg .

Debe dejarse un volumen extra de material en la punta del espigón para que al producirse la erosión al pie de ella, sea rellenado el hueco con ese material y no se afecte el resto de la obra. Ese volumen podrá calcularse una vez que se conozca la erosión máxima que puede presentarse en esa zona.

3.5 OBRAS PARA LA NAVEGACION

Las vías fluviales han sido siempre importantes avenidas para el comercio y ofrecieron comparativamente un acceso fácil a través de las zonas agrestes desconocidas.

Con frecuencia la navegación con botes fue el único medio factible de transportar las cargas muy pesadas para animales o para furgones de ferrocarril. No debe pensarse sin embargo, que los ríos en su estado natural eran caminos fluviales ideales. Las corrientes impetuosas y los bancos de arena, ofrecieron barreras formidables que únicamente se pasaban con los máximos trabajos. Las rocas, los troncos de árboles y otros obstáculos constituían un peligro constante, el cual debía ser anulado.

La navegación fluvial es importante, debido a la necesidad de contar con un medio de transporte barato para materiales voluminosos y pesados. El acero y el hierro, el petróleo, la grava, arena, granos, los automóviles y otras mercancías igualmente voluminosas, pueden embarcarse por agua más económicamente, que por cualquier otro medio. Los costos comparativos efectivos entre el transporte ferroviario y el fluvial, son difíciles de evaluar. Sin embargo, parece haber pocas dudas en lo que se refiere al hecho de que las vías fluviales son un componente importante del sistema actual de transporte.

Dos grandes desventajas del transporte fluvial lo limitan y son: el lento movimiento y las grandes zonas que no atraviesa o toca la red de ríos navegables.

REQUISITOS DE LAS VIAS NAVEGABLES

No hay criterios absolutos sobre la navegabilidad, y en el análisis final, sobre los criterios económicos de control. Los factores físicos que afectan el costo del transporte por agua son: la profundidad del cauce o canal; la anchura y alineación de éste mismo; el tiempo de esclusado; la velocidad de la corriente y las estaciones terminales.

El transporte comercial interior por agua, en su mayor parte, se lleva a cabo en lanchones o barcazas remolcadas, que consisten de una a diez o más unidades jaladas por remolcador de río de poco calado. El costo de un viaje entre los puntos terminales, es la suma de los costos de combustibles y salarios, de los cargos fijos y de otros gastos de operación que dependen del tiempo de tránsito. Los costos bajos, son el resultado de tiempos cortos en tránsito o de grandes toneladas por remolcar.

La carga de las barcazas está limitada por la profundidad del canal en los puntos más bajos de la ruta. Las barcazas no pueden cargarse para que su calado sea mayor que la profundidad mínima. Prácticamente, el costo de la fuerza motriz disminuye conforme la profundidad del agua entre la barcaza y el fondo del canal aumenta, debido esto a la cantidad de agua que desplaza el convoy a su paso.

El número de barcazas remolcadas y el tiempo de tránsito, dependen del aislamiento, de la anchura y de la velocidad de la corriente. Es difícil hacer la maniobra del convoy largo y pesado en un canal que no sea mucho más amplio que el convoy mismo. Los codos o curvas bruscas establecen un límite definido sobre la longitud de los remolques o convoyes que pueden pasar por un canal. Es necesario para la buena operación, un canal ancho con curvas de radio grande.

El tiempo necesitado por el remolque para pasar por las esclusas, afecta también el tiempo de tránsito. En muchos casos, es necesario soltar un remolque y pasarlo por secciones a través de una esclusa porque ésta no es lo suficientemente grande para aceptar el convoy completo. Esto viene a aumentar el tiempo perdido en la operación de paso por esclusas.

Como las tarifas, tanto para los remolcadores como para las barcazas, continúan corriendo mientras el convoy esté en una terminal, las instalaciones que permiten la rápida movilización de la carga reducen en forma efectiva el tiempo perdido y disminuyen el costo. Las instalaciones terminales son por lo tanto, un factor importante de la economía de los proyectos de navegación.

MÉTODOS PARA OBTENER LA NAVEGABILIDAD

Existen tres métodos básicos para mejorar un río para la navegación: de cauce o canal abierto de presa y esclusa, y por canalización.

Los métodos de canal abierto tratan de mejorar el cauce existente hasta el punto que la navegación sea factible. Las presas crean una serie de embalses de agua muerta a través de los cuales el tráfico puede moverse y con las esclusas para alzar a las naves del nivel de un embalse al siguiente. La canalización proporciona un canal totalmente nuevo cortado por medios artificiales alrededor de una obstrucción de otra manera impasable, o un canal hecho para ligar dos aguas navegables.

Los requisitos esenciales de una corriente para el mejoramiento de un canal abierto son:

- 1.- Gasto suficiente para permitir la navegación en una porción razonable del año.
- 2.- Una sección transversal del cauce que sea suficiente (después de las mejoras) para modernas barcazas remolcadas.
- 3.- Un alineamiento satisfactorio, sin curvas o codos excesivamente bruscos.
- 4.- Pendientes del cauce suficientemente planas para que las velocidades no sean excesivas.
- 5.- Materiales del lecho y bancos que permitan tratamiento satisfactorio por uno o más de los métodos de canales abiertos.

La construcción de esclusas y presas es la indicada donde son desfavorables las condiciones de canales abiertos. Los embalses de aguas muertas atrás de las presas, sumergen a los rápidos y a las curvas del cauce y debido a su sección transversal relativamente grande, se tienen velocidades de escurrimiento bajas. Las características generales de una corriente adaptable a la construcción de esclusas y presas para el mejoramiento de la navegación son:

- 1.- No presentar condiciones satisfactorias para adopción de los métodos de canales abiertos.
- 2.- Poco transporte de azolve.
- 3.- Sitios convenientes para las presas.

El costo de la construcción de las presas y esclusas, generalmente es alto en

comparación con los métodos de canales abiertos, especialmente si va a inundarse gran extensión de terreno o si muchas instalaciones de las márgenes de la corriente tienen que rellenarse.

La canalización usualmente es factible, solo cuando un tramo corto de canal abre una gran longitud de vía fluvial navegable.

El costo por kilómetro de un canal con capacidad para el paso de las modernas embarcaciones, normalmente es tan alto que sólo son factibles tramos cortos como partes integrales de las vías fluviales más extendidas y menos costosas.

MÉTODOS DE CANALES ABIERTOS.

Los cauces naturales pueden mejorarse para la navegación regulando el escurrimiento en vasos de almacenamiento, dragando, haciendo trabajos de acortamiento, reforzando y estabilizando los bancos, rectificando el curso y eliminando los obstáculos ocultos. Muy raramente, cualquiera de estos trabajos proporcionará todo el mejoramiento necesario y la mayoría de los proyectos de canales abiertos necesitan una combinación de métodos.

VASOS:

Rara vez pueden justificarse económica y exclusivamente para propósitos de navegación, y más bien se planean en general, como proyectos de propósitos múltiples. El mejoramiento de la navegación con vasos, es posible cuando los escurrimientos de avenidas pueden almacenarse y ser extraídos durante las estaciones de bajos escurrimientos o de estiajes. La operación del vaso involucraría extracciones para navegación hechas en épocas tales, de manera que se llenaran las deficiencias del escurrimiento natural sin que se sufran desperdicios (Fig. 3.4). Esto solo es posible cuando el vaso está en la cabecera de un tramo navegable relativamente corto. Si aumenta la distancia desde el vaso hasta la porción navegable del río, las extracciones deben también aumentarse para considerar la evaporación y las filtraciones a lo largo de la ruta hacia el tramo por servirse, y además las extracciones deben hacerse con la suficiente anticipación y en la cantidad necesaria, para que los escurrimientos que se entreguen sean los adecuados, una vez que se hayan deducido el almacenamiento del cauce y el tiempo de recorrido necesario para llegar al tramo. La demanda de agua para extracciones dedicadas a la navegación, es considerablemente mayor que la diferencia entre escurrimientos efectivos y los necesarios.

DRAGADO:

La eliminación de material o azolves de los cauces navegables, generalmente se hace mediante el dragado. Se necesita el dragado general para limpiar las barras de los ríos y las secciones del cauce muy azolvadas, cuando se lleva a cabo la construcción de una obra y generalmente es necesaria una conservación continuada mediante dragado, para el desazolve de las barras fluviales, después de que se termina la obra. Hay tres tipos básicos de dragas: de cucharón, de cangliones y de succión.

Una draga de cucharón es solo una pala flotante y motriz; dichas dragas solo se utilizan para trabajos pequeños.

Las dragas de cangliones tienen una cadena sinfín de cubetas que sacan el material del fondo a la superficie. Las cubetas descargan sobre el transportador de banda que lleva el material a un transportador de montones, en la parte trasera de la draga, para su evacuación. Como el transportador para amontonar el material tiene limitada su acción a una longitud aproximada de 100 metros, las dragas de cangliones, no pueden utilizarse en donde el material deba descargarse a una distancia considerable de la máquina.

Las dragas de succión, recogen el material del fondo, junto con el agua, en tuberías de succión y la mezcla es descargada por bombeo en una tubería larga de desechos, apoyada en flotadores, y llevada hasta la zona fijada para recibir todo el material (Fig. 3.5). Una draga de succión no puede operar con material que tenga piedras grandes y cantos rodados.

En el capítulo 4, se menciona con mayor detalle el tema respecto a dragas, incluso se mencionan las características de dragas marítimas.

TRABAJOS DE ACORTAMIENTO:

Cuando el lecho y los bancos de una corriente son de material de grano grueso con poca cohesión, se formará un canal ancho y bajo, o bien, con poca agua se formarán varios canales. En esas condiciones, los trabajos de acortamiento pueden llevarse a cabo

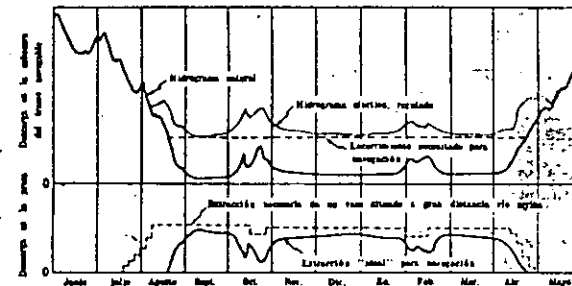


FIGURA 3.4 OPERACION DE UN VASO HIPOTETICO PARA BENEFICIO DE LA NAVEGACION.

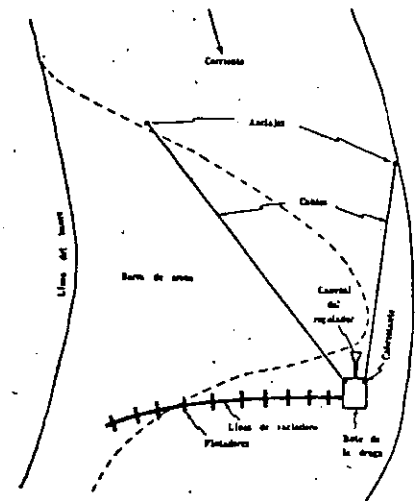
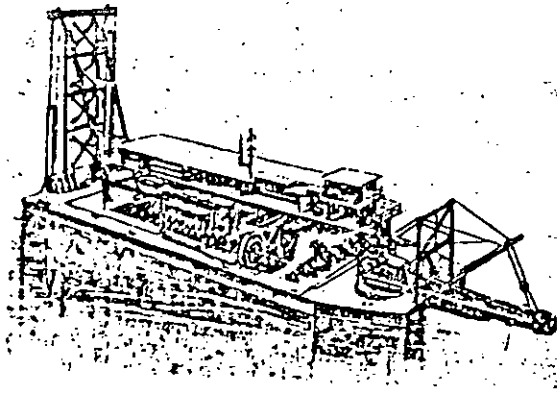


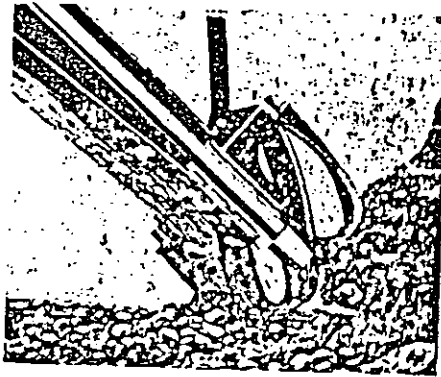
FIGURA 3.5 CROQUIS ESQUEMATICO DE UNA OPERACION DE DRAGADO.



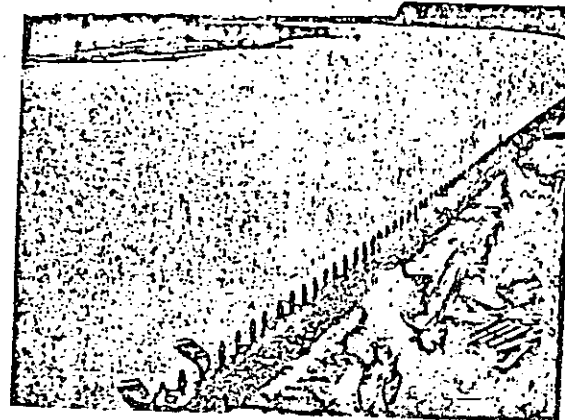
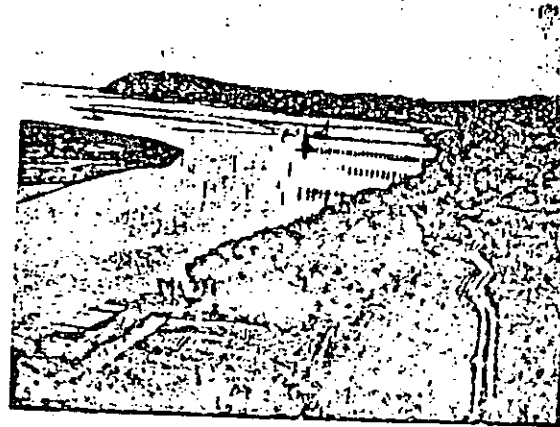
VISTA GENERAL DE UNA DRAGA TÍPICA PARA SERVICIO PESADO CON TUBERÍA DE 16 PULGADAS Y ACONDICIONAMIENTO CON DIESEL Y ELECTRICO.



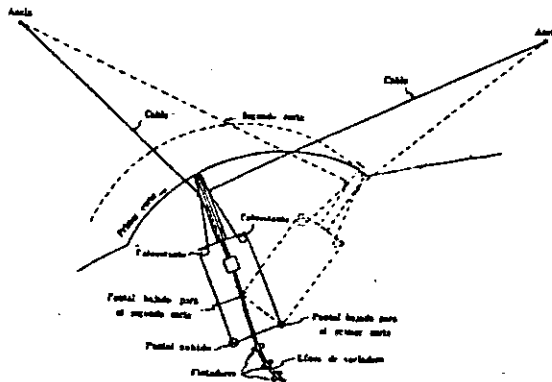
CONSTRUCCION DE UN DIQUE DE PILOTES EN LA ZONA DE LA CIUDAD DE NEBRASKA, RIO MISSOURI.



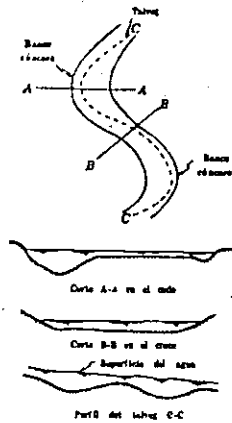
VISTA GENERAL DE UNA CORTADURA EN ESPIRAL, DE UNA PIEZA DE CESTAL, PARA UNA DRAGA HIDRAULICA.



VISTAS ANTES Y DESPUES DE UN SISTEMA DE PILOTES EN EL CODO DE ROCK BLUFF DEL RIO MISSOURI. (ARRIBA) DURANTE LA CONSTRUCCION EN 1934. (ABAJO) EN EL AÑO DE 1942. NOTESE EL RELLENO A LO LARGO DEL BANCO DE LA MARGEN DERECHA.



CRÓQUIS ESQUEMÁTICO DE LA OPERACION DE DRAGA DE UN CABEZAL CORTADOR.



TOPOGRAFIA DE UN CODO DE CAUCE

FIG. 3.6

para propiciar que el río forme un cauce angosto y más profundo. Las corrientes que llevan una gran carga de azolve, se corrigen con diques permeables, en tanto que las corrientes que llevan poco azolve, necesitan espolones impermeables. Para las obras de acortamiento, se han empleado muchas técnicas y materiales.

Una forma ordinaria de dique permeable, es el de pilotes que consiste en dos o más hileras de pilotes paralelas. Los "grupos" de pilotes están formados por un triángulo de ellos, cortados aproximadamente a la mitad de la altura del banco y con su parte superior amarrada con alambre. Cada grupo de pilotes va espaciado de 5 a 7 metros en hileras que aproximadamente están separadas 1.5 a 2 metros. Unos largueros colocados entre pilotes, conectan a cada grupo de ellos. Generalmente los pilotes se hincan a profundidades de 7 a 10 metros y para evitar erosión alrededor de ellos, el hincado se hace pasando una malla de sauce o mimbre, o bien, una defensa de varas y troncos trabados de 26 a 30 metros de anchura y extendiéndose aproximadamente 15 metros más allá del grupo final de pilotes. Las defensas son lastradas con piedras colocadas a lo largo del dique, para cubrir los agujeros de la defensa hechos al hincar los pilotes. El banco o bordo se nivela para darle talud estable y se cubre con enrocamiento en una distancia de 15 metros en ambos lados del dique. Los diques de este tipo, generalmente se colocan en serie. El dique de aguas arriba, se volteja hacia aguas abajo con un ligero ángulo en relación con el cauce, para desviar la corriente. La función de un dique permeable es aminorar la corriente y favorecer el depósito del azolve en el área del dique. La concentración del escurrimiento en la sección más angosta, propicia también a profundizar el cauce. Deben dejarse pasar varios años para que empiece a notarse el efecto de las estructuras de corrección.

En donde hay poca carga de azolve para el relleno, puede utilizarse, para desviar el escurrimiento, un espolón de roca vaclada o de otro material relativamente impermeable. Si se emplea el espolón para cerrar un cauce secundario, generalmente se coloca en el extremo de aguas abajo, en donde sirve para detener el azolve del lecho y al que se encuentra en suspensión en el cauce.

REFORZAMIENTO Y ESTABILIZACION DE BANCOS:

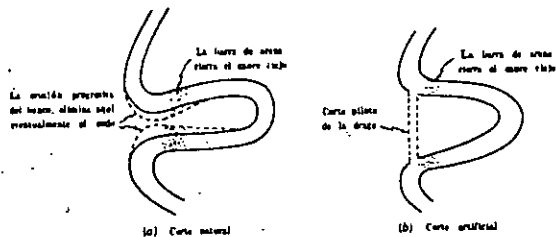
Un requisito final para un buen cauce, es que sus bancos sean estables. Las divagaciones de un cauce principian con el derrumbe de los bancos, lo que crea un codo (Fig 3.6) La sección transversal en el codo generalmente es triangular y con el tirante mayor en el banco cóncavo. Las tangentes entre los codos forman canales más bajos con barras transversales constituidas por el depósito de materiales erosionados desde el codo de aguas arriba. En estos cruces es donde se presentan las profundidades de control para la navegación. Los diques y espolones pueden probar su utilidad como estructuras de protección de bancos, ya que cuando se les coloca a lo largo de un banco cóncavo fomentan el depósito, en lugar de propiciar la erosión. Un método más común para la protección de bancos, es el empleo de revestimientos. El revestimiento, para ser efectivo, debe extenderse en toda la longitud del banco cóncavo y desde el principio del banco hasta más allá del pie del talud cubierto por el agua. Si esto no se hace, la erosión puede minar los extremos de la arista sumergida del revestimiento y causar entonces su falla. El revestimiento debe ser flexible para adaptarse a la superficie en la que se le coloca, ser relativamente impermeable para evitar el deslave de los materiales finos y suficientemente fuerte para resistir las corrientes que encuentre.

RECTIFICACION Y ALINEAMIENTO:

Los trabajos de acortamiento y de estabilización de los bancos, tienden a causar el enderezamiento del cauce o, por lo menos, evitar posteriores divagaciones. Los codos bruscos son inconvenientes desde el punto de vista de la navegación, del control de avenidas y de la defensa de bancos o bordos. La eliminación natural de los codos bruscos, ocurre algunas veces cuando se forma un corte (Fig. 3.7) como resultado de la erosión en ambos lados de un cuello angosto del terreno. Los cortes artificiales se forman dragando un pequeño corte piloto por el cuello del terreno. Los escurrimientos posteriores del río excavan un cauce completo a lo largo del trazo del corte piloto y cierran el antiguo codo con los depósitos del azolve (Fig. 3.7).

ELIMINACION DE TRONCOS Y BASURAS.

Los troncos de árboles, tocones, rocas, y otras obstrucciones del cauce constituyen un peligro para la navegación y propician la formación de barras. Su remoción es parte esencial del desarrollo y aprovechamiento de un río, para la navegación. El método para la



FORMACION DE CORTES

FIG. 3.7

eliminación, depende en cada caso, de las circunstancias, aunque han probado su efectividad los tractores y los cables con cabrestantes en las orillas, las grúas en barcasas y el uso de los explosivos.

mgrc

CAPITULO - 4 -

EROSION Y DEPOSITO.

- 4.1 Erosión total de un cauce.
- 4.2 Socavación local al pié de pilas de un puente.
- 4.3 Dragado.

Este capítulo será tratado enfocándolo principalmente en lo que respecta a puentes, ya que una de las causas más importantes que puede producir la socavación, es la falla de puentes por la socavación local que se produce al pie de sus pilas. La magnitud de esta socavación está relacionada con otras erosiones que se producen en los cauces naturales y dependen de las características y propiedades de los materiales del fondo.

Para la solución de este tipo de problemas, se requieren muchas observaciones en la naturaleza, para así poder determinar el método más apropiado y a la vez conocer su grado de aplicación, coeficientes de corrección, o en último grado, para llegar a la conclusión de que no son útiles y pensar en otra teoría elaborada bajo diferentes hipótesis.

Cuando un puente cruza un río en una zona donde no es factible alcanzar un manto rocoso en que apoyar las pilas y estribos, el principal problema que se presenta es el conocimiento de las erosiones que sufre el fondo del cauce y que pueden ser de tal magnitud, que alcancen la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura.

En el fondo de la sección de un río por la que cruza un puente, se pueden presentar varios tipos de erosión, cada una igualmente importante para determinar la profundidad máxima que alcanzará el fondo del cauce; a ésta se le denomina socavación total, siendo este el resultado de varias socavaciones originadas por causas distintas.

A continuación se definen cinco tipos diferentes de socavación:

1.- Socavación general.

Es la que se produce a todo lo largo del cauce durante una avenida.

2.- Socavación transversal en la sección bajo el puente.

Se produce debido al aumento de velocidad que en algunas ocasiones se presenta en esa sección, por reducirse el área útil del cauce con la presencia de pilas, estribos y terrapienes de acceso.

3.- Socavación en el lado exterior de las curvas.

Esta socavación es debida al ataque de la corriente y a un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia la zona interior de la curva. Esta profundidad puede llegar a ser hasta tres veces mayor que en los tramos rectos.

4.- Socavación local al pie de las pilas y estribos.

Esta erosión es causada por los vórtices que se presentan frente a esas estructuras, debido a los cambios de dirección que produce la presencia de dichas estructuras en las líneas de corriente.

5.- Erosión aguas abajo de embalses.

El descenso del fondo aguas abajo de grandes embalses se debe a que las orillas de este tipo impiden el paso de materiales sólidos. En estas condiciones, la corriente casi libre de sedimentos, al volver al río, arrastra el material del fondo y de las secciones adyacentes a la cortina, y ya no se recupera. Y en esta forma el descenso gradual del fondo continúa hasta que la pendiente disminuye, perdiendo así la corriente capacidad de arrastre y deteniéndose hasta entonces la socavación en esa sección.

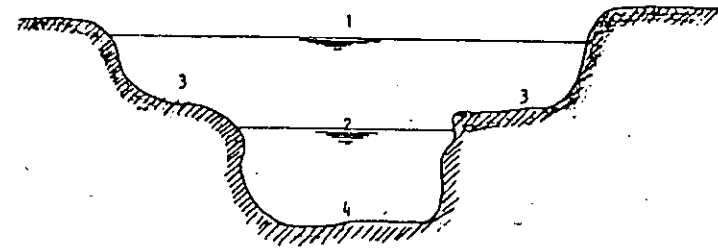
4.1. EROSION TOTAL DE UN CAUCE

Al presentarse la época de avenidas, el tirante, el fondo y las orillas sufren cambios debido a la mayor capacidad de arrastre de la corriente, provocando una erosión en el cauce. Este fenómeno es aún más crítico, cuando se reduce el área útil de la sección, como son la construcción de pilas, estribos y terrapienes de acceso para un puente.

El cálculo de la socavación general, será enfocado para el cruce de un puente, pudiendo aplicarse el método para cualquier sección del cauce.

Para la determinación de esta socavación, se utilizó el criterio propuesto por Elschtván-Lebediev, los que hacen una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos y de los materiales de que están formados:

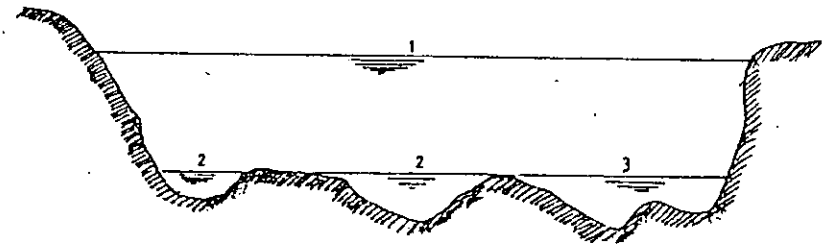
La primera clasificación es, si el cauce es definido (es decir con orillas bien



- 1.- Nivel de aguas máximas ordinarias.
- 2.- Nivel de aguas mínimas ordinarias.
- 3.- Cauce de avenidas, en algunas ocasiones cubiertas con algo de vegetación.
- 4.- Cauce principal, con franco arrastre de material.

FIGURA 4.1

SECCION DE UN RIO CON CAUCE PRINCIPAL DEFINIDO.



- 1.- Nivel de aguas máximas ordinarias.
- 2.- Nivel de aguas mínimas ordinarias.
- 3.- Posible cauce principal.

FIGURA 4.2

CAUCE INDEFINIDO.

marcadas, donde hay arrastre de fondo constante, Fig. 4.1), o indefinido (que existe una superficie casi plana por la que el río escurre en varias partes al mismo tiempo, Fig. 4.2).

La segunda clasificación que realizan es en base a la naturaleza del fondo, siendo en: Cohesivo (limos y arcillas) y no Cohesivo (arenas, gravas etc.).

Una tercera clasificación es dependiendo de la distribución del material del sub suelo en: Homogéneo y Heterogéneo.

Socavación general en cauces definidos.

La determinación de la erosión se hace con el siguiente criterio:

Al presentarse una avenida, aumenta la velocidad en el cauce, y ésta aumenta más en el cauce con un puente. Este aumento de velocidad provoca un aumento en la capacidad de arrastre de la corriente, provocando que el fondo sea dragado, pero a la vez que el fondo desciende, el área hidráulica útil aumenta, llegando el momento en que alcanza un estado de equilibrio. Este equilibrio existe cuando la velocidad media real de la corriente (V_r), y la velocidad media que se requiere para que un material de características dadas sea arrastrado (V) sean iguales. En suelos cohesivos, esta velocidad es la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo.

La primera velocidad está dada en función de las características hidráulicas del río (pendiente, rugosidad, tirante). La segunda en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente. Si el suelo es no cohesivo, la característica representativa que se toma en cuenta es el diámetro medio del material; si el suelo es cohesivo, se toma el peso volumétrico del material seco.

Socavación general para suelos cohesivos.

Para calcular la erosión máxima general que se puede presentar bajo un puente al pasar una avenida, es necesario determinar el gasto de diseño Q_d y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección de estudio, así como la frecuencia de retorno.

El gasto de diseño se determina a partir de datos de un boletín hidrológico, así como las características físicas de la cuenca, etc. Al final de este capítulo se presentará el método de Lebedev para determinar el gasto de diseño, el cual ha probado ser de utilidad.

La elevación que alcanza el agua se obtiene de la curva de elevaciones-gastos, para la sección en estudio.

La magnitud de la erosión en suelos cohesivos depende del peso volumétrico seco del suelo, el valor de la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dada por:

$$V_e = 0.6 V_s^{1.48} \beta H_s^x \quad (1)$$

(ecuación empírica)

H_s = Tirante considerado a cuya profundidad se desea conocer el valor V_e que se requiere para arrastrar y levantar el material.

β = Coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida máxima (Tabla 4.1).

x = Exponente variable que está en función del H_s , el cual se encuentra en la Tabla 4.2, encontrándose también el valor $1/(1+x)$ y el valor de x para suelo no cohesivo que se usarán más adelante.

V_s = Peso volumétrico del material seco que se encuentra en la profundidad H_s (ton/m³).

La variación de V de la corriente, en función de la profundidad y para cada punto de la sección, puede ser obtenida mediante el análisis de una franja vertical de la sección transversal Fig. 4.3

TABLA 4.1

Valores del coeficiente β

Probabilidad, en porcentaje, de que se presenta el gasto de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA 4.2

Valores de x y $1/(1+x)$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS								
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

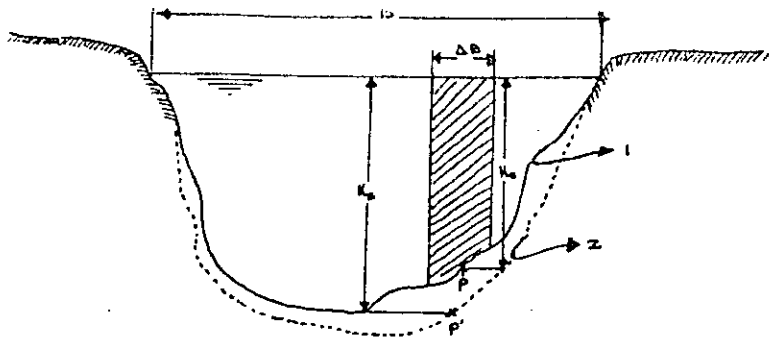


Fig. 4.3 Variables para el cálculo de V_r .

- B = ancho de la superficie libre
- H_0 = tirante en el punto P antes de la erosión
- H_s = tirante supuesto, para el cual se desea conocer el nuevo valor de la velocidad.
- P = Punto cualquiera en el cual se desea conocer el cambio de velocidad al aumentar el tirante.
- 1 = perfil antes de la erosión.
- 2 = perfil de equilibrio al terminar la erosión.

La hipótesis que se formula para realizar el cálculo, es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Considérese la franja de espesor ΔB . El gasto que pasa por esa sección está dado, según Manning, por:

$$\Delta Q = VA = \frac{1}{n} S^{1/2} H_0^{5/3} \Delta B \quad (2)$$

donde:

S = Pendiente del gradiente hidráulico.

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección, $\frac{1}{n} S^{1/2}$ es constante para cualquier punto y se denominará α .

$$\Delta Q = \alpha H_0^{5/3} \Delta B \quad (3)$$

El valor de α puede ser expresado en forma general como una función del tirante medio H_m , antes de la erosión, de la velocidad media (V), en toda la sección, y del gasto de diseño Q_d , ya que:

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_c$$

Como la corriente del agua forma turbulencias cerca de las pilas y estribos, es necesario afectar el valor de Q_d por un coeficiente de contracción μ , el cual se encuentra tabulado en la tabla 4.3

$$Q_d = \frac{\mu}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_c \quad (4)$$

en que:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_c \mu} \quad (5)$$

donde:

B_c = Ancho efectivo de la superficie libre, que es igual al ancho total menos el ancho de las pilas (cuando la corriente incide normal al eje de las pilas; cuando la corriente forma un ángulo cualquiera con el eje de las pilas

el ancho efectivo será el que resulte de la proyección normal a la dirección de la corriente).

H_m = Tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho efectivo B_c .

Ahora bien, en la franja de estudio, al incrementarse H_s y alcanzar un valor cualquiera H_s , la velocidad disminuye a un valor nuevo V_r . En función de esa velocidad y el tirante, ΔQ en la franja ΔB está expresado por:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B$$

Iguando esta expresión con la 3, se tiene:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_0^{5/3} \Delta B$$

en donde la velocidad real de la corriente es:

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s} \quad (6)$$

La erosión se detendrá a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r - velocidad de la corriente capaz de producir arrastre, y V_e , velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales:

$$V_e = V_r \quad \text{condición de equilibrio.}$$

SOCAVACION GENERAL PARA SUELOS NO COHESIVOS.

En el estudio de la erosión en suelos formados por granos sueltos, (de arena a boleo) V_r tiene el mismo valor que en la fórmula (6), en cambio V_e está expresado por:

$$V_e = 0.68 \beta d_m^{0.18} H_s^x \quad (7)$$

d_m = diámetro medio de los granos del fondo, obtenidos según la expresión:

$$d_m = 0.01 \sum d_i P_i \quad (\text{mm}) \quad (8)$$

donde:

d_i = diámetro medio de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza, mm.

P_i = porcentaje del peso de esa misma porción, comparada con el peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION EN SUELOS HOMOGENEOS.

Cuando se trata de suelos homogéneos, la determinación de la profundidad de equilibrio está dada por una simple expresión, cosa que no sucede con suelos heterogéneos.

Únicamente se distinguen dos condiciones diferentes, según sea el material cohesivo o no cohesivo.

a) Suelos cohesivos:

Condición de equilibrio $V_e = V_r$ donde V_e está dada por la fórmula (7) y V_r por la fórmula 6.

$$0.68 \beta \frac{1}{H_s^{1.18}} H_s^x = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s^{(1+x)} = \left(\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 \beta H_s^{1.18}} \right)$$

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud fije entre dos pilas (claro) en metros																									
Menor de 1	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	4.00 ó mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99

Coefficiente de contracción μ

TABLA 4.3

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \frac{H_s^{1.18}}{\beta}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (9)$$

b) Suelos no cohesivos:

En este caso V_e está dada por la fórmula (7).

$$V_e = V_r$$

$$0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (10)$$

Conocido el perfil de la sección transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer cual es la profundidad después de la erosión.

En la Fig. 4.4 se indican seis puntos P_i para los cuales se requiere determinar el valor que alcanzará la socavación. Esa profundidad llega hasta el punto R_i correspondiente a cada uno de ellos. Al unir todos los puntos calculados, se obtiene el perfil teórico máximo que se puede alcanzar después de la erosión en esa sección.

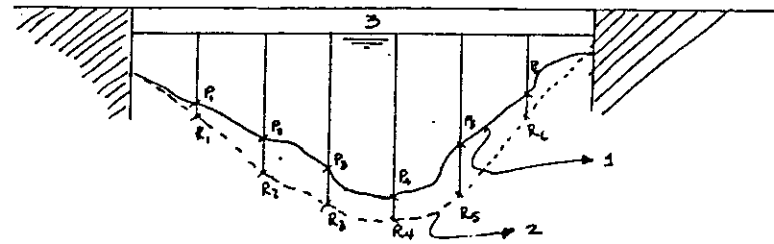


Figura 4.4

Erosión en un suelo homogéneo.

- P_i = Puntos estudiados antes de la erosión.
- R_i = Puntos teóricos que se alcanzan durante de la erosión.
- 1 = Perfil transversal antes de la erosión.
- 2 = Perfil transversal después de la erosión.
- 3 = Nivel de aguas máximas.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA SOCAVACION EN SUELOS HETEROGENEOS.

Se conocen como suelos heterogéneos aquellos que están compuestos por mas de dos materiales distintos, cualquiera que sea su diferencia, y que se encuentren en estratos o capas diferentes. Pueden estar formados por una mezcla de estratos en que unos sean de materiales cohesivos y otros de no cohesivos, sin importar su distribución, o bien puede ser únicamente materiales granulares, donde la diferencia por mantos consiste en diferentes diámetros, o aún diferente densidad, etc.

Cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio se puede obtener analíticamente, a base de tanteos, o mediante un método semigráfico.

METODO ANALITICO POR TANTEOS.

Escogido un punto P, para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la distribución geológica bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas 9 y 10, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato donde se cumpla que la profundidad H_s calculada caiga dentro de él, esa profundidad es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección (Fig 4.5), que al ser unidos, darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

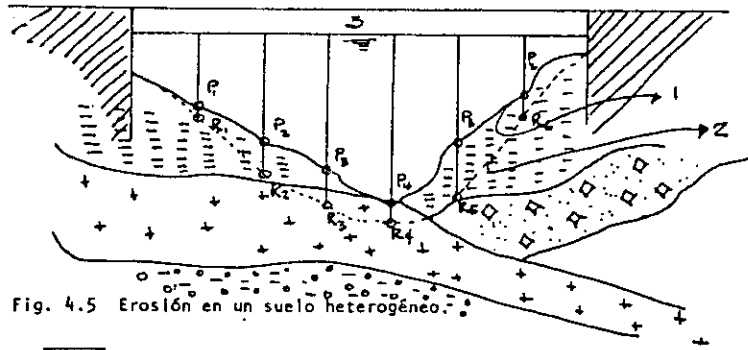


Fig. 4.5 Erosión en un suelo heterogéneo.

- arena
- arena con grava
- limo

- P₁ = puntos bajo estudio
- 1 = perfil transversal antes de la erosión
- 2 = perfil transversal después de la erosión.

METODO SEMIGRAFICO

Se considera un punto P, cualquiera a una profundidad inicial H_s, cuyo estado geológico se conoce. Una vez que se conocen las profundidades de las fronteras entre los distintos estratos, se encuentra V_e con ayuda de las fórmulas 1 ó 7 para cada estrato, en las correspondientes fronteras entre ellos. A continuación, para distintas profundidades escogidas arbitrariamente, se determina el valor de V_r dado por la fórmula (6).

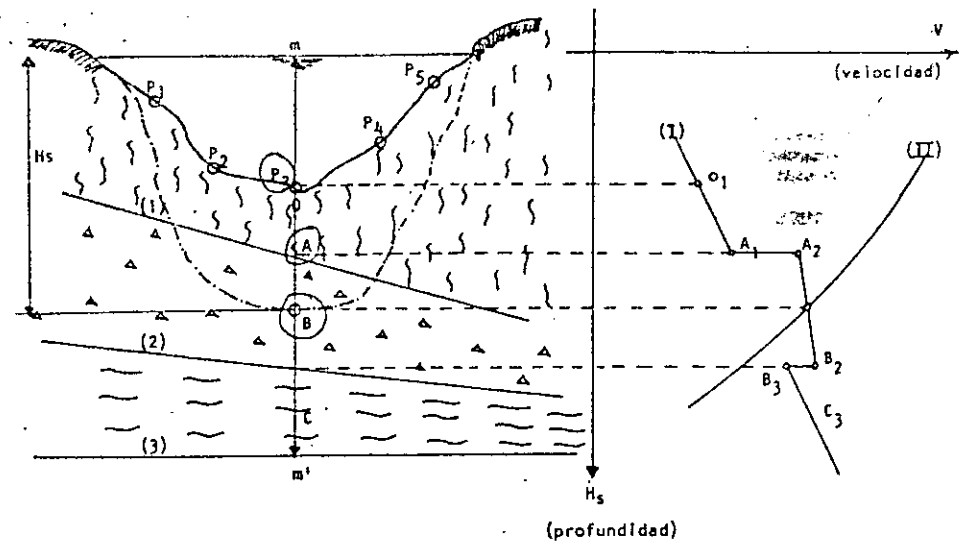
Terminadas las operaciones anteriores, se llevan esos valores a un sistema de ejes coordenados de velocidades contra profundidades H_s, y se dibujan las curvas para V_e y V_r. El punto de intersección de esas curvas indica la profundidad de equilibrio de la erosión y la velocidad media a la que se obtiene.

En la Fig. 4.6 se muestra esquemáticamente para un solo punto P.

INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD.

Lo expuesto anteriormente consideraba una rugosidad uniforme en la sección, pero en muchas ocasiones existe una gran diferencia entre la rugosidad del cauce principal y el de avenidas, ya que en el segundo existe muchas veces algo de vegetación. En casos extremos, la rugosidad puede variar entre un claro y otro entre las pilas de un puente. En estos casos es necesario valuar el coeficiente para cada cauce o claro, y éste queda definido por:

$$\alpha_i = \frac{Q_i}{H_{mL}^{5/3} B_{e_i} M} \quad (11)$$



* Sección transversal que muestra los distintos estratos.

* Curvas de V_e y V_r contra H_s para el punto P₃.

Curvas utilizadas para los diferentes estratos:

Estrato	curva	fórmula
1	O ₁ -A ₁	V _e = 0.68 d ₁ ^{0.28} H _s ^x
1-2	A ₂ -B ₂	V _e = 0.68 d ₂ ^{0.28} H _s ^x
2-3	B ₃ -C ₃	V _e = 0.60 1.18 H _s ^x
1-2-3	II	V _r = α Ho ^{5/3} / H _s

H_s = Profundidad

m m' = Vertical para el punto P₃

V_r = Velocidad de capacidad de arrastre de la corriente y es la curva que indica la variación de V_r con respecto a la profundidad.

V_e = Velocidad de estabilidad. II = Curva que indica la variación de V_e con respecto a la profundidad, tomando en cuenta el material del fondo. Esta curva fue obtenida de calcular V_e en O, A, B y C, para ambos materiales de la frontera. Así, para el punto A, por ejemplo, se obtuvo una V_e para el material (1) arena, indicado en la figura por el punto A₁, y una V_e para el material (2) arena y grava, indicado por el punto A₂, etc.

1, 2 y 3 = Diferentes estratos.

FIGURA 4.6

METODO SEMIGRAFICO.

donde:

B_{ei} = Ancho efectivo, si la corriente incide con un cierto ángulo contra el eje de las pilas Fig. 4.7 y 4.8 la expresión más general para calcular el ancho efectivo, cuando las pilas son rectangulares o se pueden semejar a esa figura, es:

$$B_{ei} = (B - \sum b_i) \cos \phi - (n+1-N)a \sin \phi \quad (12)$$

Si el tramo B considerado es el claro entre dos pilas, la fórmula 12 queda:

$$B_e = B \cos \phi - a \sin \phi \quad (13)$$

a = largo de la pila

$\sum b_i$ = suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por B.

H_{mt} = profundidad media en mts. en el tramo considerado.

n = número de caras de las pilas dentro del intervalo B. Como ejemplo, en el caso de la fig. 4.7 son seis.

N = número de pilas al tomar en cuenta n.

te. Cuando la forma de la pila no es rectangular, se puede encontrar B_e gráficamente.

Q_i = gasto de agua en m³/seg. que pasa bajo el tramo i y que se calcula según:

$$Q_i = \frac{Q_d A_{ei} C_i \sqrt{H_i}}{\sum (A_{ei} C_i \sqrt{H_i})} \quad (14)$$

$\sum (A_{ei} C_i \sqrt{H_i})$ = suma del producto indicado y que se ha calculado para todos los tramos del puente.

A_{ei} = Area hidráulica efectiva m², de cada tramo considerado antes de la erosión. Si la corriente incide con algún ángulo contra el eje de las pilas, el área que deberá tomarse en cuenta es:

$$A_{ei} = A_{neta} \cos \phi$$

C_i = Coeficiente de rugosidad de Chezy. Puede ser encontrado a partir de Manning:

$$C_i = \frac{H_i^{1/6}}{n_i}$$

n_i = Coeficiente de rugosidad de Manning en el tramo en estudio. Otra expresión más útil para calcular C_i es:

$$C_i = 149 \log \frac{6 H_i}{k}$$

k = d_{90} de las esferas que producen la misma rugosidad que el fondo, por lo que en fondos de arena, grava, etc. será igual al diámetro de los granos o a la amplitud de las dunas si es que se han formado Fig. 4.9. La ventaja de k sobre n de Manning, es que k tiene un significado físico y es más fácil de valorar que n, y el error en el cálculo de C_i es menor que si se usa n, ya que interviene el logaritmo.

Una vez conocido α_i para cada tramo, el valor de la erosión se calcula en forma similar a la descrita, sustituyendo este valor en las fórmulas 6, 9 y 10, según sean las características del material del fondo.

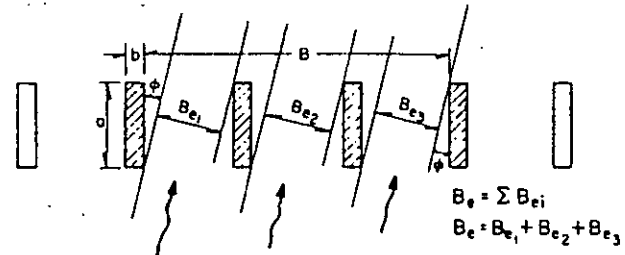


FIGURA 4.7 Significado de B_e

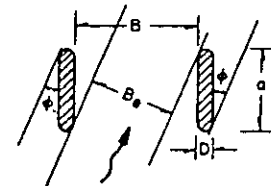


FIGURA 4.8 Obtención gráfica de B_e

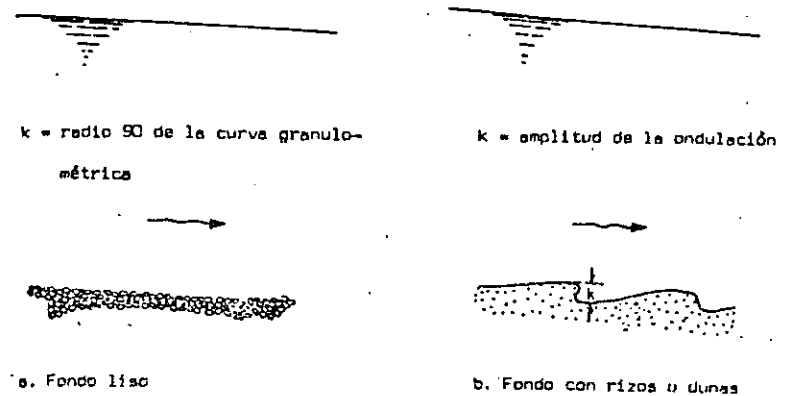


FIGURA 4.9 Significado físico de k

CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL PARA CAUCES INDEFINIDOS.

Cuando un río carece de un cauce bien formado, por ejemplo aquellos que tienen más de dos corrientes pequeñas que se cruzan entre sí, y esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una actividad erosiva más reducida. En estos ríos se cumplen las siguientes condiciones:

$$\frac{Q_a}{Q_p} = 0.25 \quad (15)$$

donde:

- Q_a = gasto sumado que pasa por todos los cauces
- Q_p = gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje y que se le llamará cauce principal.

La condición es: $\frac{B_o}{B_r} = 0.80 \quad (16)$

- B_o = ancho del cauce para un nivel normal de agua
- B_r = ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas.

Para el cálculo de la socavación general en cauces no definidos, no se toma en cuenta V_c , sino una velocidad V_{cl} , denominada no erosionable, la cual depende también del material del fondo y del tirante de la corriente. Los valores de V_{cl} se encuentran anotados en la tabla 4.4 para materiales no cohesivos y en la tabla 4.5 para materiales cohesivos.

En términos generales la velocidad V_c para cualquier profundidad está dada por:

$$V_c = V_{cl} H^{0.2} \quad (17)$$

donde:

- H = profundidad en metros que se ha alcanzado en el punto de estudio.
- V_{cl} = velocidad no erosionable máxima en m/seg. cuando el tirante es de 1 m. El valor de V_{cl} también depende del material del fondo, y se obtiene de las tablas 4.4 y 4.5, en la columna correspondiente a $H = 1$ m.

Al comparar la velocidad V_c necesaria para producir erosión en un cauce definido con la velocidad V_{cl} necesaria para causar la erosión en un cauce no definido, y si se considera un diámetro d cualquiera menor de 40 mm, se nota que en el cauce definido se requiere una velocidad media V mayor para producir erosión que en un cauce no definido. Lo contrario sucede cuando se trata de partículas mayores de 40 mm. Lebediev no explica la diferencia entre la velocidad V_c y V_e para iguales tirantes y diámetros, al variar el tipo de cauce.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION PARA CAUCES NO DEFINIDOS CON MATERIAL HOMOGENEO.

Cuando el fondo está formado por material homogéneo, el equilibrio se obtiene si:

$$V_c = V_r$$

$$V_r = \frac{\alpha H_s^{5/3}}{H_s} = V_c$$

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_c} \quad (18)$$

donde V_c se toma de las tablas 4.4 y 4.5 o bien, si se sustituye V_c por el valor expresado en la fórmula 17:

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_{cl} H_s^{0.20}}$$

Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivos) para suelos no cohesivos, en m/s.

	Tirante medio de la corriente, en m						máx de 10 m
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00		
Polvo y fino	0.005 - 0.05	0.15 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
Arena fina	0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
Arena media	0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
Arena gruesa	1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
Gravilla fina	2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
Gravilla media	5.0 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
Gravilla gruesa	10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
Grava fina	15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.85	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
Grava media	25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
Grava gruesa	40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
Gujarra fina	75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
Gujarra media	100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
Gujarra gruesa	150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
Canchalesado fino	200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
Canchalesado medio	300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
Canchalesado grueso	400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20

TABLA 4.4

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_{cl}} \right)^{0.823} \quad (19)$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION PARA CAUCES NO DEFINIDOS FORMADOS POR MATERIALES NO HOMOGENEOS.

Para un suelo heterogéneo y un subsuelo geológicamente estratificado, la profundidad de la erosión general en una vertical cualquiera de la sección transversal, se obtiene mediante cualquiera de los dos procedimientos descritos al tratar los cauces definidos. Tanto en el método de tanteos como el semigráfico, las expresiones a tomar en cuenta son:

$$V_c = V_r$$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$V_c = V_{cl} (H_s)^{0.20}$$

EFFECTO EN LA SOCAVACION CUANDO LA CORRIENTE ARRASTRA MUCHO MATERIAL EN SUSPENSION.

Para cauces formados por materiales no cohesivos, y cuando por las condiciones de aguas arriba, la corriente arrastra en suspensión materiales arcillosos o limosos, se tiene una reducción en la profundidad de la socavación para la misma velocidad media. Esto puede ser debido a que para levantar una partícula cualquiera, se necesita un cierto grado de turbulencia. Esta a su vez, es función de la velocidad de la corriente dividida entre la viscosidad cinemática del líquido. Cuando este trae mucho limo o arcilla en suspensión aumenta su peso específico y su viscosidad, con lo que disminuye el grado de turbulencia de la corriente. Por lo tanto, si para un tirante dado se desea tener una condición que provoque la misma erosión que en el caso de aguas más limpias, se requiere que la velocidad media aumente. Esto se toma en cuenta al introducir en la fórmula (7) el coeficiente ψ que depende del valor de V_m de la mezcla agua-materiales en suspensión.

$$V_c = 0.68 \text{ dm}^{0.28} H_s^{5/3} \psi \beta \quad (20)$$

Esto hace que para suelos homogéneos, la fórmula (10) se exprese:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \text{ dm}^{0.28} \psi \beta} \right)^{1/0.823}$$

El valor de ψ en función de V_m aparece en la Tabla 4.6

V_m (ton/m ³)	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

TABLA 4.6

Finalmente, podemos resumir las diferentes posibilidades que se pueden presentar en la naturaleza en la tabla 4.7

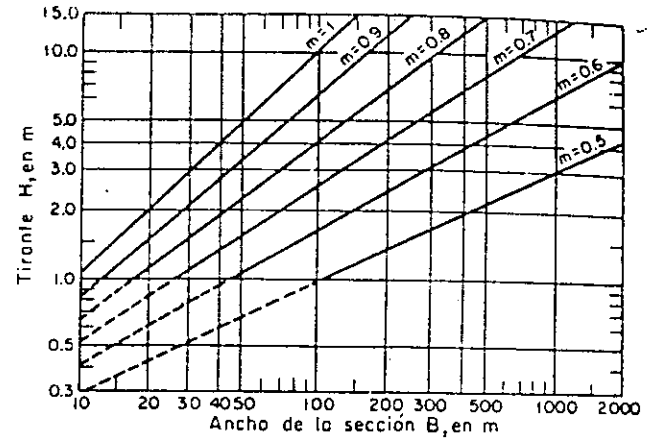
TABLA 4.5
VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS m/s

DENOMINACIÓN DE LOS SUELOS	PORCENTAJE DEL CONTENIDO DE PARTÍCULAS	PROFUNDIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE, en m																		
		<0.005	0.005-005	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	
ARCILLAS Y TIERRAS FUERTEMENTE ARCILLOSAS	30-50																			
	70 - 50			0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1	
TIERRAS LIGERAMENTE ARCILLOSAS	10-20			0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1	
	90 - 80																			
SUELOS DE ALUVIÓM Y ARCILLAS MARGOSAS								0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7	
TIERRAS ARENOSAS	5-10																			
	20 - 40																			

TIPO DE CAUCE	MATERIAL DEL FONDO	ESTRATOS	VELOCIDAD DE LA CORRIENTE	VELOCIDADES DE EROSION Y PERMISIBLES	TIRANTE DE EROSION	CONDICIONES
DEFINIDO	COHESIVO	HOMOGENEOS	$v_c = \alpha \frac{H^{5/3}}{H_s}$	$v_c = 0.6 \beta \frac{1.18}{H_s^x}$	$H_s = \left(\frac{H^{5/3}}{0.6 \beta} \right)^{1/x}$	
DEFINIDO	NO COHESIVO	HOMOGENEOS	$v_c = \alpha \frac{H^{5/3}}{H_s}$	$v_c = 0.68 \frac{d_m}{H_s^x} \times 0.28$	$H_s = \left(\frac{H^{5/3} \alpha}{0.68 \beta d_m \times 0.28} \right)^{1/x}$	
INDEFINIDO	COHESIVO, NO COHESIVO	HOMOGENEOS	$v_c = \alpha \frac{H^{5/3}}{H_s}$	$v_c = v_{c1} H_s^{0.2}$	$H_s = \left(\frac{H^{5/3} \alpha}{v_{c1}} \right)^{0.83}$	$\frac{U_B}{Q_B} > 0.25$ $\frac{B_p}{B_f} > 0.8$
INDEFINIDO	ROCA	ROCA	$v_c = \alpha \frac{H^{5/3}}{H_s}$	$v_c = v_a$ (t. tipo, H_s) suelo		$v < v_a$

SOCAVACION GENERAL PARA CAUCES NATURALES.

TABLA 4.7



GRAFICA 4.1 Gráfica que permite encontrar el valor del exponente m, en función de H y B, cuando K = 10

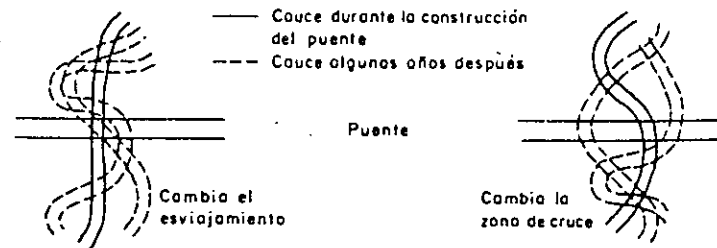


FIGURA 4.10 Posible avance de una curva en la sección de un puente

EROSION EN CURVAS.

Se ha visto que el cauce de un río nunca es permanente, ya que la acción erosiva de la corriente en las curvas, provoca dicha alteración. La corriente siempre ataca el exterior de la curva o extrados y deposita el material en el intrados, ocasionando que la curva siga avanzando.

Se puede presentar el caso, que cuando el cruce de un puente se localice en un tramo recto, a consecuencia de una rectificación del río o el avance de una curva, ocasiona que el puente quede sobre una curva. En este caso, es necesario recalcular la socavación que tendrá la sección bajo el mismo debido a la nueva condición. Fig 4.10

En términos generales, según la forma de la curva, se pueden distinguir tres zonas o grandes grupos:

- Ríos de llanura con meandros.
- Ríos con curvas irregulares.
- Ríos con cauces errantes.

a) RÍOS DE LLANURA CON MEANDROS

Son los que tienen curvas pronunciadas y regulares. En teoría, estos ríos pueden formar estas curvas si el número de Froude de la corriente, en condiciones medias varía entre 0.2 y 0.02, y el factor de forma "m" varía entre 0.5 y 0.75.

Este factor de forma, aparece en la fórmula de Gluschkov, la cual relaciona el ancho con el tirante, y es:

$$\frac{B^m}{H} = K$$

donde:

- B = ancho de la superficie libre del río.
- H = tirante medio (área / B).
- K = coeficiente que depende de la naturaleza del cauce, pudiendo tomar los siguientes valores:

- ríos con orillas difícilmente erosionables $3 \leq K \leq 5$.
- ríos con orillas fácilmente erosionables $16 \leq K \leq 20$.
- ríos formados sobre material arrastrado (aluvión) y cuyo cauce es estable en planta $8 \leq K \leq 12$.

Por lo general como una primera aproximación, se puede considerar $K = 10$.

- m = factor forma, se puede obtener en la Gráfica 4.1 en función del ancho B y el tirante H, o se puede obtener mediante la fórmula de Orlov:

$$m = 0.72 \left[\frac{d (\sqrt{S} - 1)}{HS} \right]^{0.1}$$

- d = diámetro medio de las partículas en mts.
- S = pendiente de la superficie del líquido.
- $\sqrt{\rho}$ = densidad relativa del material seco del fondo.

Para conocer la socavación en el extrados, se pueden aplicar cualquiera de los siguientes métodos: el de Lebediev o el de Altunin.

El método propuesto por Lebediev, se aplica para condiciones normales de gasto (gasto dominante), y determina la profundidad H_{cu} en el extrados de la curva. Este valor H_{cu} del tirante, se toma como H_0 en las fórmulas 6, 9 y 10. El método de Altunin, da directamente el valor de la profundidad máxima con la avenida máxima, y supone además que el tirante no aumenta cuando se presenta la avenida máxima, esto es que no desborde los cauces de avenidas.

La siguiente expresión es la propuesta por Lebediev:

$$H_{cu} = H_{re} \left(1 + \sqrt{\frac{R}{R_0}} \right) \quad (21)$$

$$H_{cu} = K_T H_{re} \quad (22)$$

TABLA 4.8

Valores de T , K_T y ϵ

B/R	1.00	0.70	0.5	0.333	0.25	0.20	0.166	0
T	—	2.00	0.85	0.75	0.65	0.60	0.60	0
K_T	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.00
ϵ	—	—	3.00	2.57	2.20	1.84	1.48	1.27

B ancho de la superficie del agua en el tramo recto, en metros

R radio de la curva, en metros, medido al centro

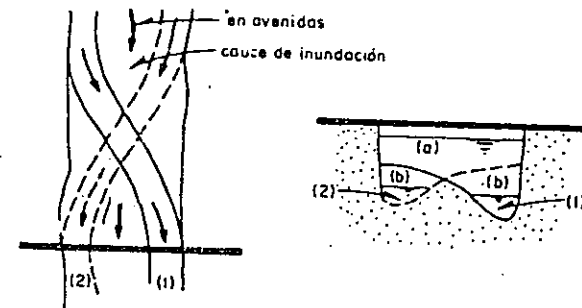


FIGURA 4.11 Río con curvas irregulares

- cauce durante la construcción del puente
 - cauce algunos años después
- a nivel de aguas máximas
b nivel de aguas mínimas

donde:

- H_{cu} = tirante máximo en la curva (m).
- H_{re} = tirante máximo en los tramos rectos (m).
- T y K_g = coeficientes que están en función de B/R , tabla 4.8
- B = ancho de la superficie del agua en el tramo recto (m).
- R = radio de la curva medido al centro del cauce, considerando el menor posible (m).

El radio mínimo R , se obtiene del estudio del río en planta y en la vecindad del cruce; o bien puede suponerse que llegaría a formarse un meandro estable con un radio mínimo, y que aproximadamente es igual a $3.5 B$.

Existe una forma de verificar la bondad del procedimiento, y sería la de efectuar mediciones en la naturaleza, pero normalmente debido a la falta de recursos económicos, la necesidad de hacer las observaciones exactamente en un puente bajo el cual se está formando un meandro, así como el disponer del equipo y personal para registrar lo que ocurre durante el pico de una avenida, hacen impracticable la verificación de las fórmulas.

El método propuesto por Altunin, consiste en encontrar el límite máximo que se presenta en la curva. No toma en cuenta ninguna avenida, solo y únicamente el gasto máximo que puede pasar por dicha sección, sin desbordar el cauce de avenidas, y se aplica solo si la sección transversal de la curva no es reducida tanto en el cauce principal como en el de avenidas. Esta fórmula es:

$$H_{max} = \epsilon H_{re} \quad (23)$$

donde:

- H_{re} = tirante medio en el tramo recto durante la avenida (m).
- ϵ = coeficiente que depende de la relación B/R (tabla 4.8).
Para un cálculo rápido de campo, un valor medio puede ser igual a 2, entonces:

$$H_{max} = 2 H_{re}$$

b) RÍOS CON CURVAS IRREGULARES.

Son aquellos en que el número de Froude de la corriente varía entre 0.04 y 0.5 y el factor de forma "m" entre 0.6 y 0.75.

Estos ríos presentan sus curvas en forma irregular y con radios muy diversos. La profundidad máxima de la erosión se calcula en forma similar al caso anterior. La profundidad máxima no necesariamente se presenta bajo el puente, sino que en cualquier parte de la sección, Fig. 4.11

El H_{re} medio se sustituye en las fórmulas 6, 9 y 10, para valuar la máxima erosión durante la avenida.

Los ríos de este tipo, han sido observados para determinar en qué tiempo cambia el cauce de un estribo a otro de la sección. Begam los consigna en la tabla 4.9.

c) RÍOS CON CAUCES ERRANTES.

El número de Froude puede estar entre 0.2 y 0.5 y el factor de forma m entre 0.75 y 0.8. Estos ríos son aquellos que forman islas que dividen el cauce en dos, tres o más cauces en una sección. Estas islas normalmente están formadas por bancos de arena, grava y boleos, avanzan aguas abajo principalmente en épocas de avenidas. Pueden presentarse épocas de varios años, en que las avenidas no hayan transportado estas islas, por lo que se forman muchas veces en ellas vegetación.

Al cruzar un puente a un río de este tipo, la máxima profundidad de socavación, se determinará al sustituir en las fórmulas 18 ó 19 la máxima profundidad que ha sido observada en un tramo del río cercano al cruce Fig. 4.12.

Se recomienda que las mediciones que se hagan para conocer la H_{max} calculada, se considere uniforme en toda la sección del cruce.

T A B L A 4.9

Tiempo posible de desplazamiento de la profundidad máxima del río en una sección bajo un puente

Característica del lecho bajo el puente	Periodo de tiempo, en años
Muy firme	100
Firme	50
Movedizo	20
Errante	10

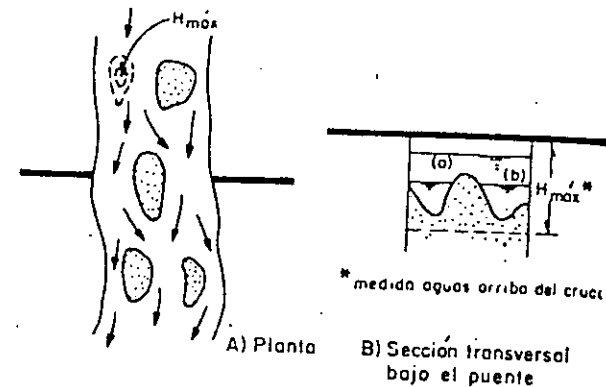


FIGURA 4.12 Cruce de un puente sobre un río con cauce errante

- a nivel de aguas máximas
- b nivel de aguas mínimas

Para calcular esta socavación, se presentarán diferentes métodos que existen para conocer la socavación al pie de pilas, y uno para la socavación al pie de estribos. Respecto a la socavación al pie de pilas, se verá el método de Laursen-Toch (de acuerdo con estudios realizados en la Universidad de Iowa); el segundo criterio será el de Yaroslavtzlev (que es el resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética). Finalmente el criterio para determinar la socavación al pie de estribos, es el debido a Artamonov.

Para Laurse-Toch, la socavación depende del tirante y en segundo término de la forma de la pila, en cambio Yaroslavtzlev dice que la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término, del tamaño de los granos del fondo, de la forma de la pila, el tirante de la corriente y la zona donde está localizada la pila (cauce principal o de avenidas).

En la Gráfica 4.2 aparece una superposición de los criterios de Laursen-Toch y Yaroslavtzlev, al calcular la socavación manteniendo la velocidad y variando el tirante. En el eje vertical se tiene socavación/ancho de pilas y en el horizontal tirante/ancho, también aparece la zona de aplicabilidad de dichos métodos. Estos resultados son los obtenidos en el Instituto de Ingeniería de la UNAM por los Ings. Maza y Sánchez Bríblesca.

De esta pruebas se observó que para un tirante dado y variando la velocidad, los resultados de la profundidad de socavación concuerda con el criterio de Yaroslavtzlev, siempre que $h/b > 1.5$, y que no se haya rebasado la curva de Laursen-Toch; esto es, existe un valor límite de la velocidad, en la cual la socavación no progresa si no se varía el tirante.

En resumen, en un río de montaña con velocidades altas, Yaroslavtzlev predice socavaciones muy fuertes que no ocurrirán en la naturaleza, y por el contrario, el criterio de Laursen-Toch (que es útil para condiciones extremas) en un río de planicie, predice también socavaciones muy grandes que nunca se presentarán. En conclusión, se recomienda aplicar ambos criterios (puesto que son complementarios), escogiendo el resultado menor obtenido, y sobre todo no utilizarlos por separado.

Los valores que deben utilizarse en ambos criterios, son los valores obtenidos primeramente para una socavación general, esto es, la profundidad máxima de socavación general y su respectiva velocidad media.

A continuación se presentarán tres criterios, que por el momento son los recomendados: el de Laurse-Toch, el de Yaroslavtzlev y un nuevo criterio que fue obtenido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

1.- METODO DE LAURSEN-TOCH

Distiñen dos casos generales: cuando la corriente incide paralela al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo.

a) Para el primer caso, la socavación se obtiene con:

$$S_0 = K_1 K_2 b \quad (24)$$

donde:

- b = ancho de pila
- K_1 = coeficiente que depende de la relación h/b , y se obtiene en la Gráfica 4.3
- h = tirante máxima de socavación máxima.
- K_2 = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila, y se encuentra en la tabla 4.10.
- S_0 = profundidad de socavación (tomada desde el lecho del fondo, como se aprecia en la Gráfica 4.3).

En este caso la socavación depende del tirante y forma de pila, y no toma en cuenta la velocidad y el diámetro del material del fondo.

b) Cuando la corriente incide oblicuamente, la socavación se determina mediante:

GRAFICA 4.2 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtzlev
Primer ciclo de experiencias (Según Maza y Sánchez)

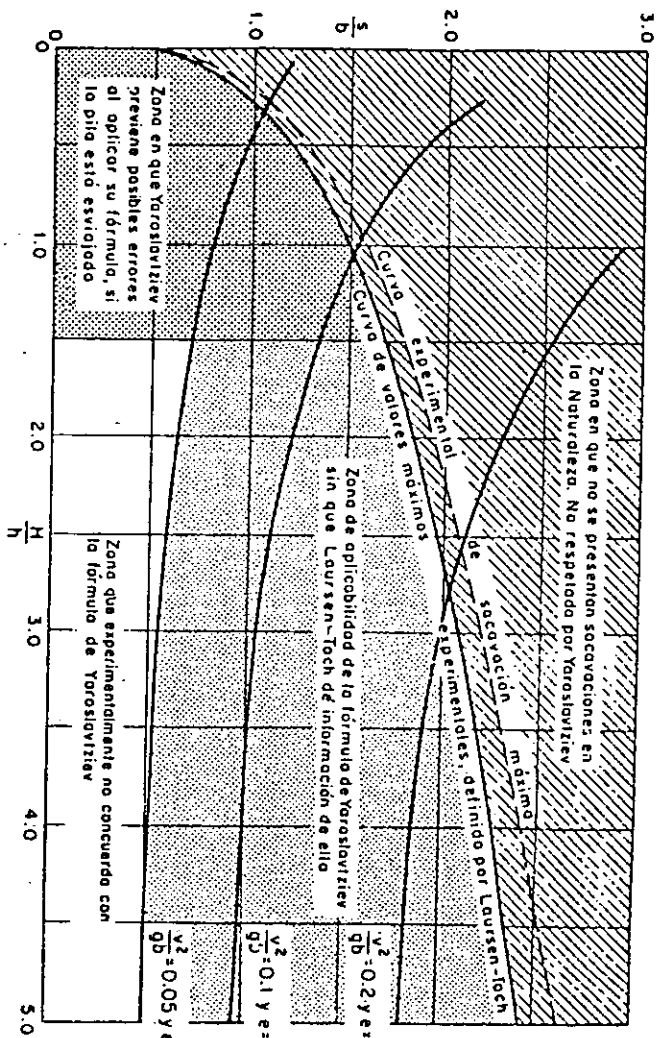
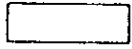
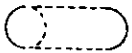
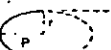
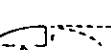
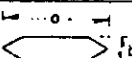

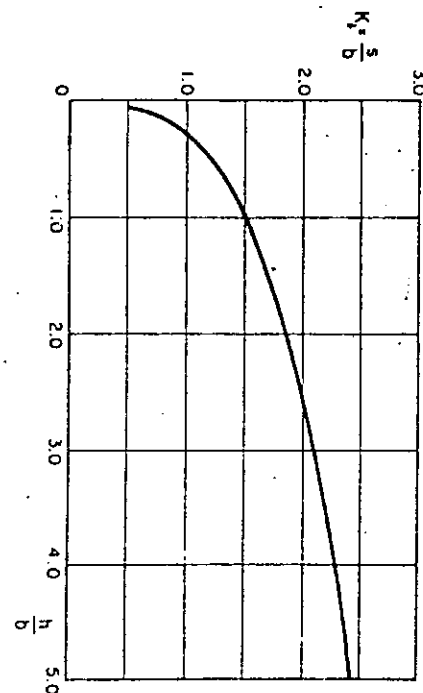


TABLA 4.10

FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE K ₂ DE SCHNEIBLE	
RECTANGULAR a/b = 4 	1.00	
SEMICIRCULAR 	0.90	
ELIPTICA 	$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$	0.75
LENTICULAR 	$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$	0.69

FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA a/b = 4 	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO a/b = 4 	0.75

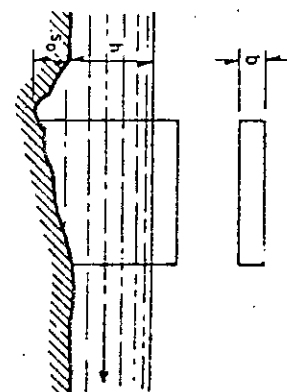
Método de Laursen - Toch
Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila. Es solo aplicable a pilas orientadas según la corriente



GRAFICA 4.3 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

Método de Laursen - Toch

h = tirante de la corriente
b = ancho de la pila
s₀ = profundidad de la erosión



$$S_o = k_1 k_3 b \quad (25)$$

donde:

- k_3 = coeficiente que depende del ángulo ϕ con que incide la corriente y de la relación a/b , se obtiene en la Gráfica 4.4a
- a = largo de la pila.

Para este caso, Laursen-Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima para un tirante dado de la corriente.

Todas las experiencias fueron realizadas de tal forma, que no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre de fondo.

Este criterio se puede resumir en la Tabla 4.11

Tabla 4.11 Socavación local.

Incidenca de la corriente respecto al obstáculo	socavación	relaciones
Paralelo	$S_o = K_1 k_2 b$	$k_1 = K_1 \left(\frac{H_o}{b}\right)$ $k_2 = K_2$ (forma nariz)
Oblicua	$S_o = K_1 K_3 b$	$k_3 = K_3$ (ϕ y a/b)

2.- METODO DE YAROSLAVTZIEV.

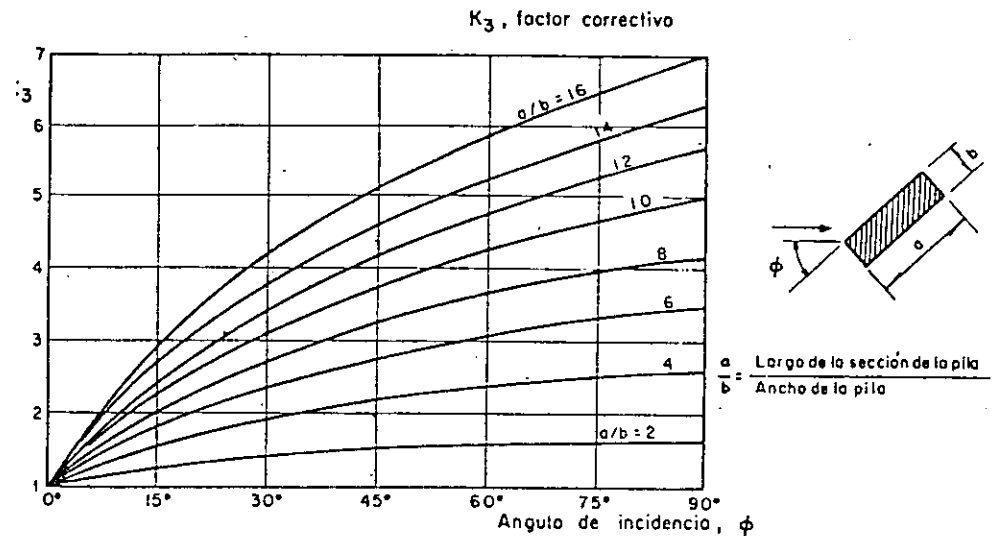
Distingue también dos casos: cuando el fondo es de materiales no cohesivos y otro cuando es de cohesivos.

a) Suelos no cohesivos: La expresión que propone, fue obtenida al parecer de la observación directa de varios puentes de la Unión Soviética, y es:

$$S_o = k_f \cdot k_v \left(e + k_H \right) \frac{V^2}{g} - 30 D_{85} C$$

donde:

- b_1 = proyección en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0° , b_1 es igual al ancho b de la pila.
- C = coeficiente de corrección, su valor depende del sitio donde estén colocadas las pilas: $C = 0.6$ en cauce principal $C = 1.0$ en cauce de avenidas
- D_{85} = diámetro en cm. de las partículas más gruesas que forman el fondo. En caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas de más profundidad, se tomará D_{85} de sus curvas granulométricas, y el mayor de todos se tomará como el representativo. Cuando el material del fondo es menor de 5 mm. Yaroslavtziev recomienda depreciar el segundo término de la fórmula.
- g = aceleración de la gravedad.
- k_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz y del ángulo de incidencia de la corriente. Se encuentra en las figuras 4.13 (a, b y c).
- k_v = coeficiente definido por: $k_v = \text{antilog} (-0.28 \sqrt{V^2 / gb_1})$, o encontrarse en la gráfica 4.4b.
- k_H = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente y está definido por: $k_H = \text{antilog} (0.17 - 0.35 H/b_1)$, o encontrarse en la



Método de Laursen - Toch

GRAFICA 4.4a Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

Gráfica 4.5

- b_1 = proyección en un plano perpendicular a la corriente del ancho y largo de la pila o si $\phi = 0^\circ$, entonces b_1 es igual al ancho de la pila.
- H = tirante de la corriente frente a la pila en ms. El que se obtuvo del cálculo de la socavación general.
- V = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación general en m/seg.
- ϕ = ángulo entre las líneas de corriente y el eje de la pila.

Yaroslavtziev previene que su fórmula puede conducir a un error en caso de que $H/b < 2$, y de que la pila esté inclinada respecto a la corriente, siendo que el valor obtenido es mayor que el que se presentará. También previene de erosiones negativas a velocidades muy bajas (depósito de material enfrente de las pilas).

b) Suelos cohesivos: La expresión utilizada es la misma que para suelos no cohesivos. Esta consideración está tomada en el segundo término de la fórmula ($30 D_{85}$). En la tabla 4.12 se obtiene un diámetro D equivalente, que relaciona la resistencia a la erosión de un suelo cohesivo con la de uno no cohesivo.

Otro factor importante es el tiempo ya que en un suelo cohesivo es más tardada la erosión que en uno no cohesivo, por lo que puede presentarse el caso de no alcanzar la erosión máxima en el transcurso de la avenida, recomendando que se use un Q_d con un período de retorno más bajo.

A continuación se presentan las figuras 4.14, 4.15, y 4.16, donde se muestran los efectos de la erosión local en diferentes tipos de pilas, (estas figuras se explican por sí mismas).

3.- METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.

Este método fue obtenido en una serie de ensayos realizados y de los resultados presentados por otros autores, obteniendo así un nuevo criterio para la determinación de la profundidad de socavación, el cual se encuentra expresado directamente en las gráficas 4.6, 4.7, 4.8; estando estas expresadas en función de los parámetros $(H+S_e)/b$ y V^2/gH en los ejes de las ordenadas y abscisas respectivamente, y como un parámetro interior a la relación de H/b que se haya seleccionado.

En la gráfica 4.6, se presenta la gráfica específica para una pila rectangular, en la cual conocidos los valores H , V , y b , se obtiene el valor de $(H+S_e)/b$, del cual se despeja S_e .

Se observó que las curvas en su porción inclinada tenían la misma pendiente, permitiendo así extrapolar para poder fijar las curvas para $H/b < 4.5$, siendo éstas verificadas para puntos aislados.

Cuando la expresión $F^2 = V^2/gH$ es de 0.06, se encontró que hay que afectar el número de Froude por un coeficiente de corrección f_c que depende del ángulo de esviamiento, teniendo estos valores en la tabla 4.13.

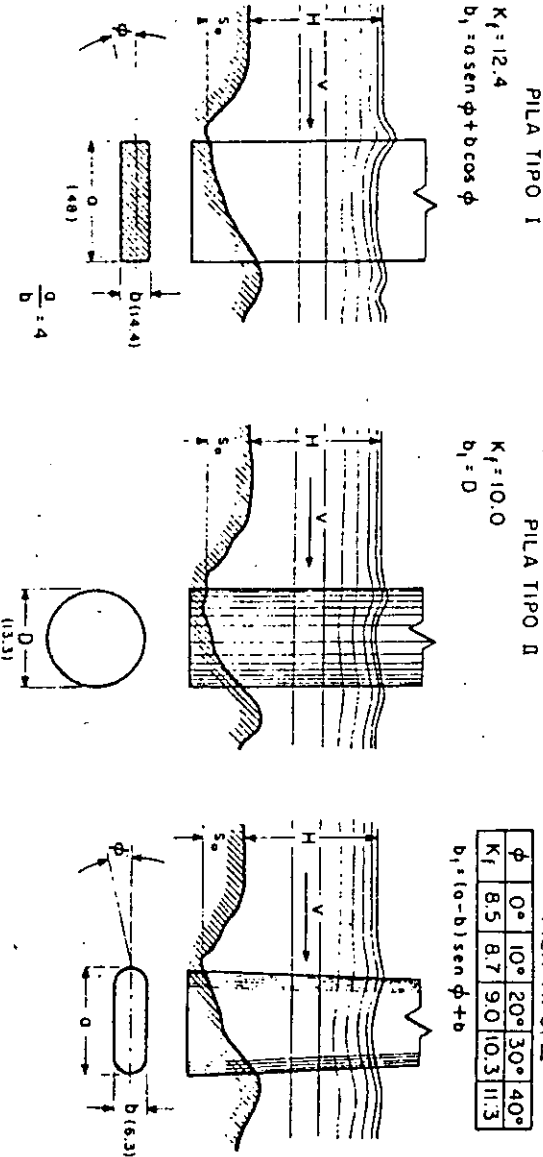
TABLA 4.13
Valores de f_c

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

Si ϕ es mayor de 45°, se considera como dirección original al otro eje de la pila.

FIGURA 4.13a Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS
Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a los dimensiones de las pilas probadas



PILA TIPO I
 $K_f = 12.4$
 $b_1 = 0.5 \sin \phi + 0.5 \cos \phi$

PILA TIPO II
 $K_f = 10.0$
 $b_1 = D$

PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$b_1 = (a-b) \sin \phi + b$

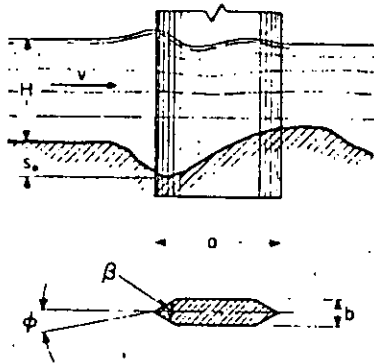
METODO DE YAROSLAVTZIEV
EXPRESION GENERAL $S_e = K_f K_v (e + K_n) \frac{V^2}{g} - 30 d_{85}$

METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (a-b) \text{sen } \phi + b$$



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	1/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (a-b) \text{sen } \phi + b$$

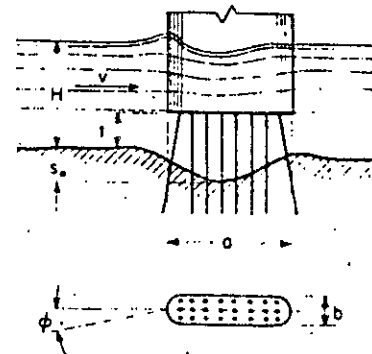
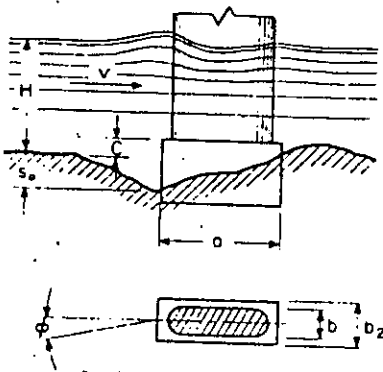


FIGURA 4.13c Valores de K_f y b_1

PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a-b_0) \text{sen } \phi + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \text{sen } \phi + b_0 \text{cos } \phi$ para $C/H > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO V

Coefficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \text{sen } \phi + b_0 \text{cos } \phi$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$

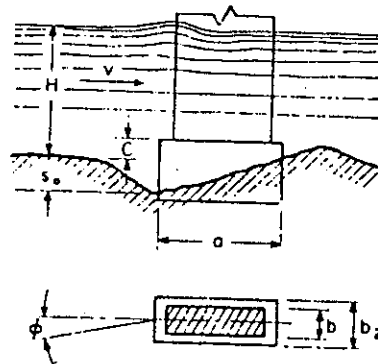
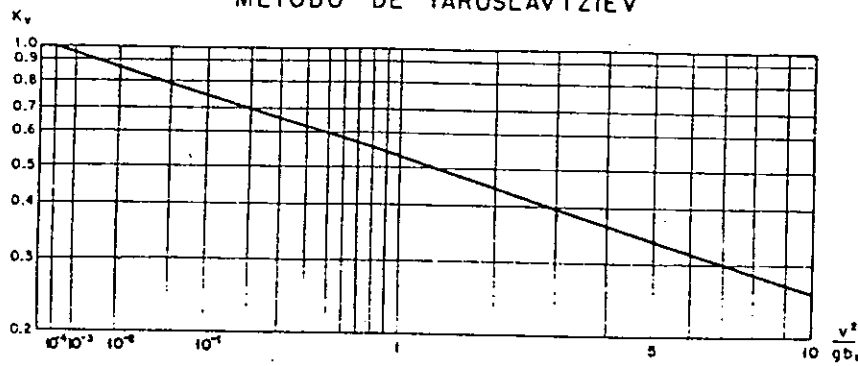


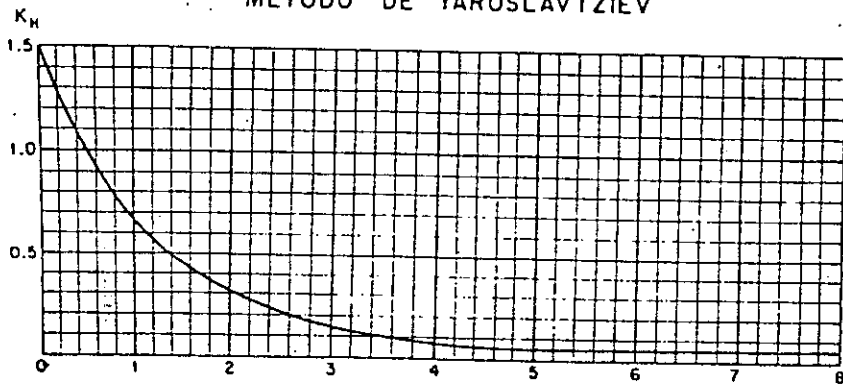
FIGURA 4.13b Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV



GRAFICA 4.4 Coeficiente K_v

METODO DE YAROSLAVTZIEV



GRAFICA 4.5 Coeficiente K_h

TABLA 4.12

DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS

Característica de los suelos	Peso volumétrico del material seco en ton/m^3	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (en cm)		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margosas)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Mediamente compactos	1.2 - 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 - 2.0	6	8	3
Muy compactos	2.0 - 2.5	10	10	6

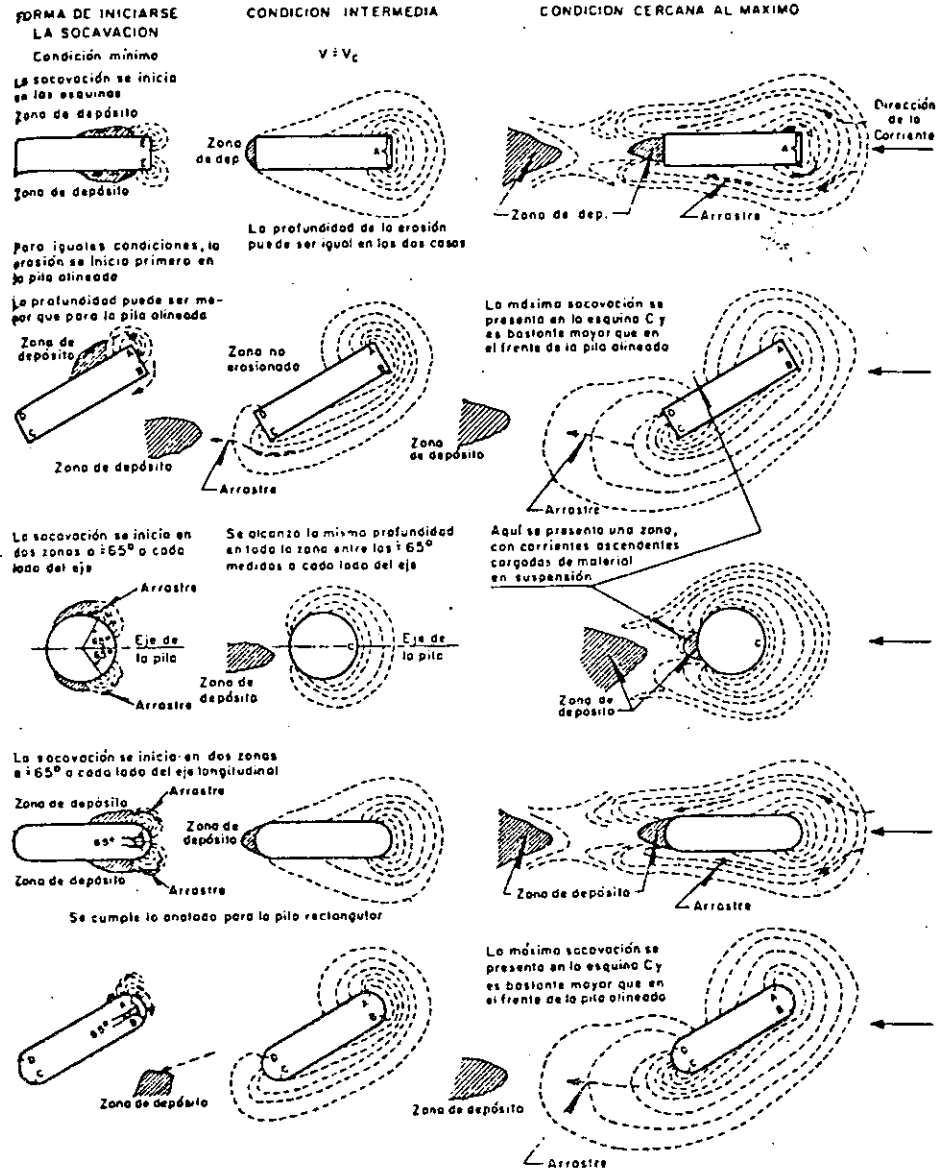
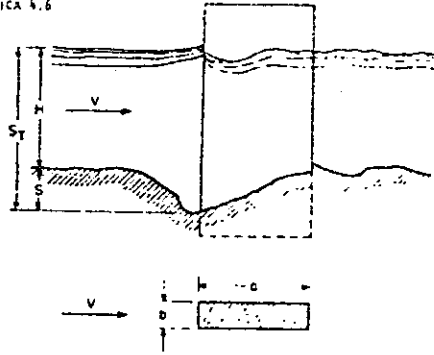


FIGURA 4.14

Esquemas que muestran diferentes etapas en el proceso erosivo (Según Meza y Sánchez)

Pila rectangular
(Según Maza y Sánchez)

GRAFICA 4.6



a) Si la pila está alineada con el flujo.

$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{H+S}{b_1}, \quad F = f_c \frac{v^2}{gH}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$

en que:

b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

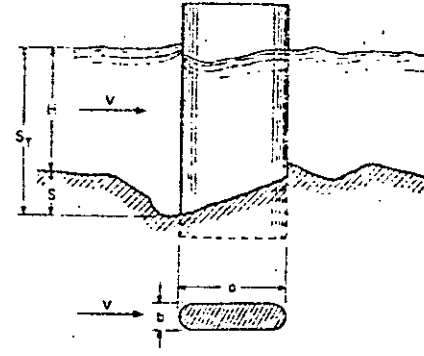
El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SÍMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17 mm
- Arena parda, diám. = 0.36 mm
- Arena rosa, diám. = 1.30 mm
- Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$
- Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$

GRAFICA 4.7 Pila redondeada
(Según Maza y Sánchez)



a) Si la pila está alineada con el flujo.

$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{H+S}{b_1}, \quad F = f_c \frac{v^2}{gH}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$

en que:

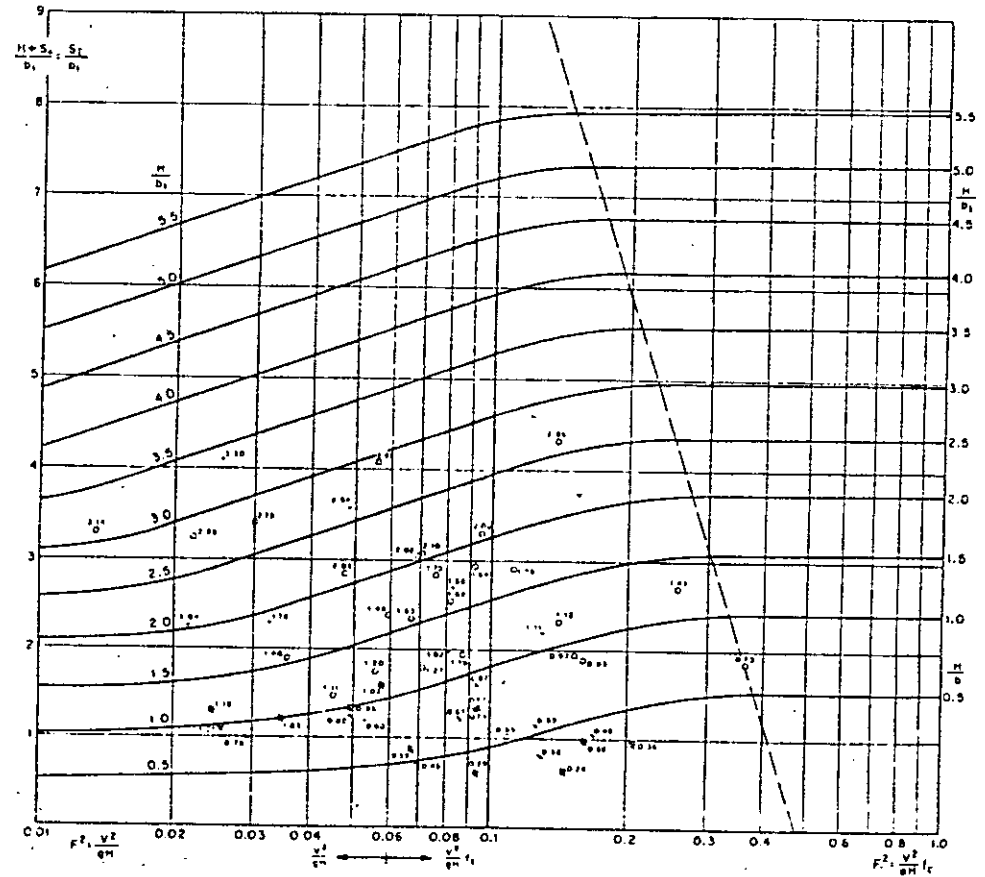
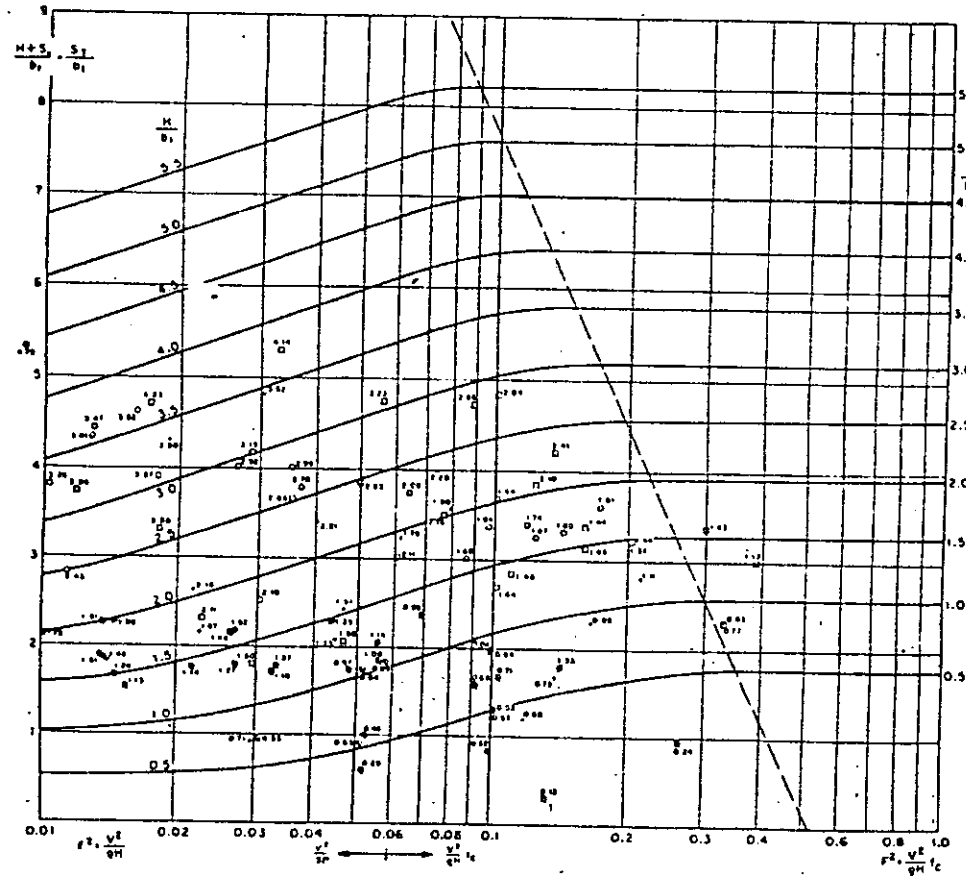
b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

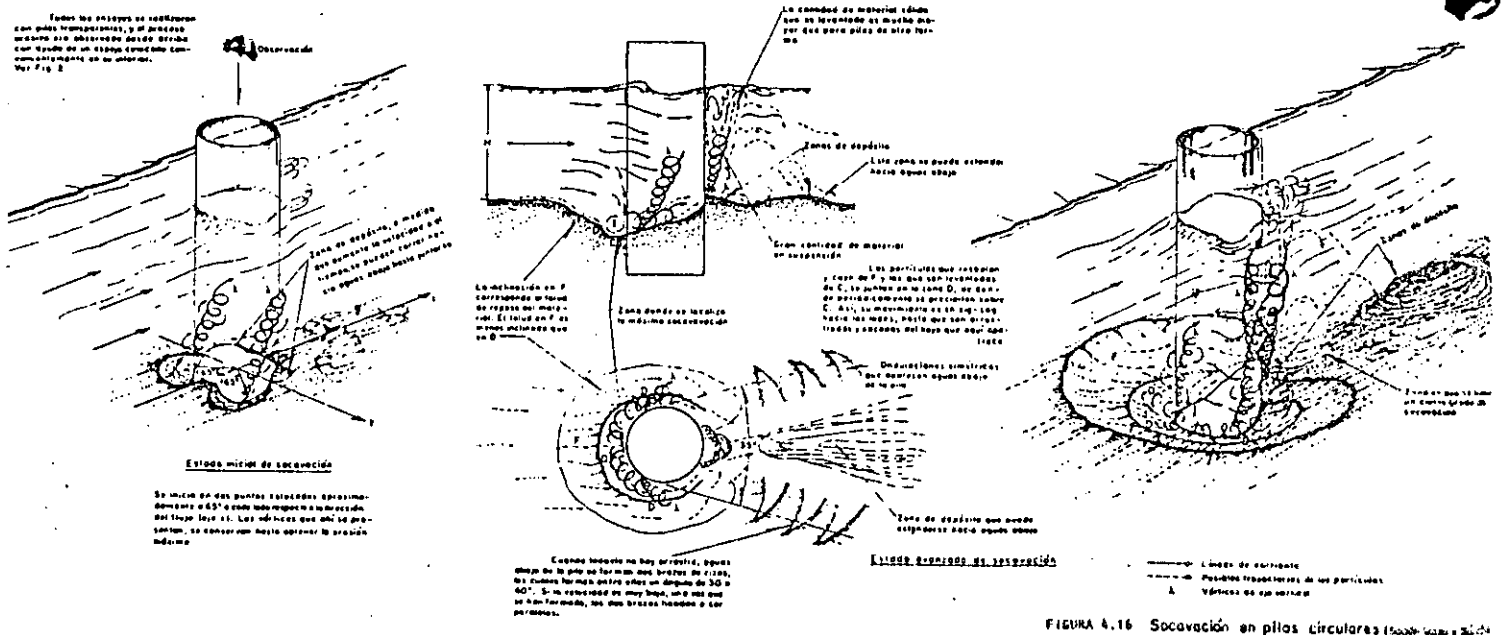
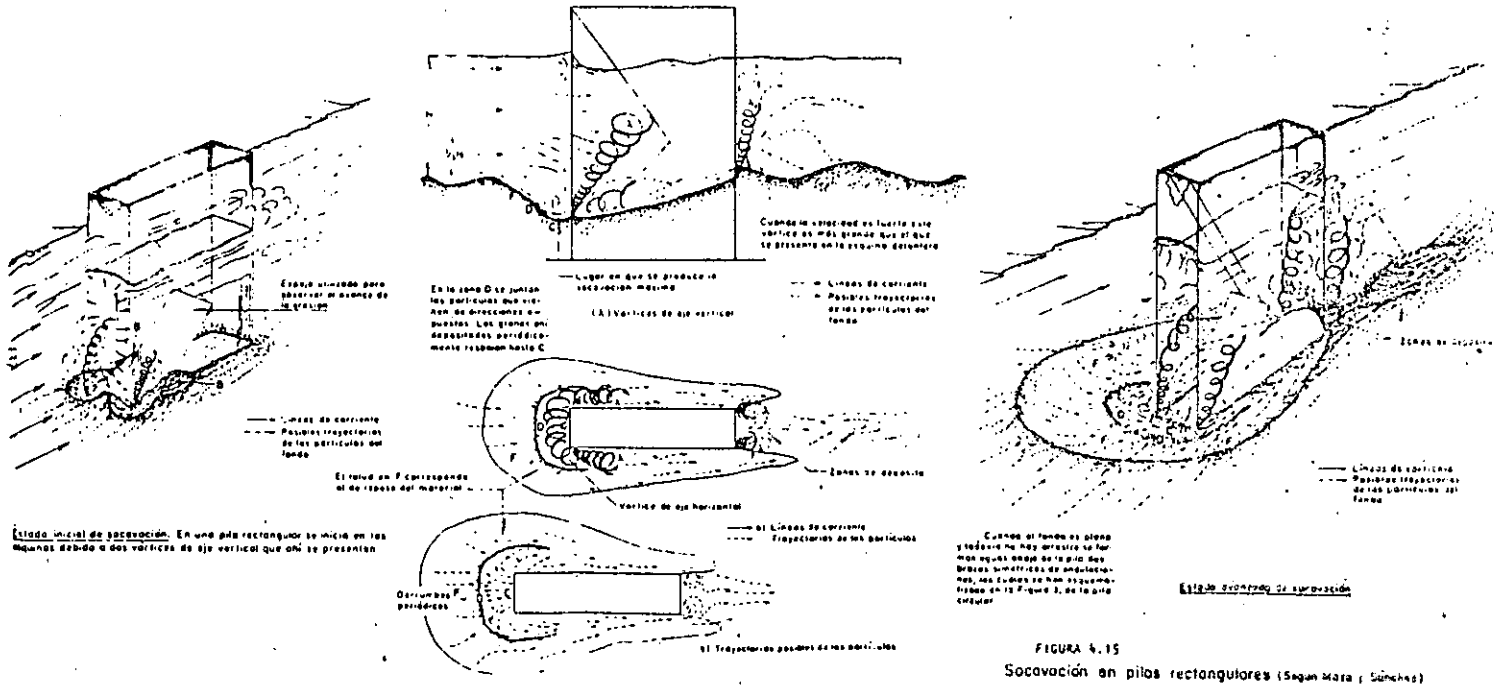
El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

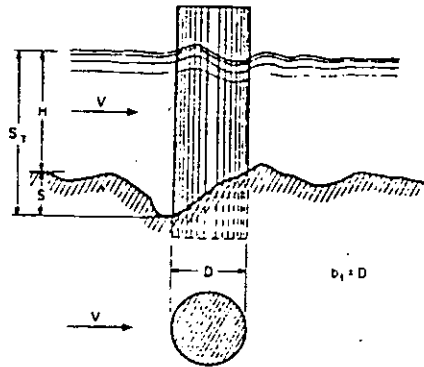
SÍMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17 mm
- Arena parda, diám. = 0.36 mm
- Arena rosa, diám. = 1.30 mm
- Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$
- Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$

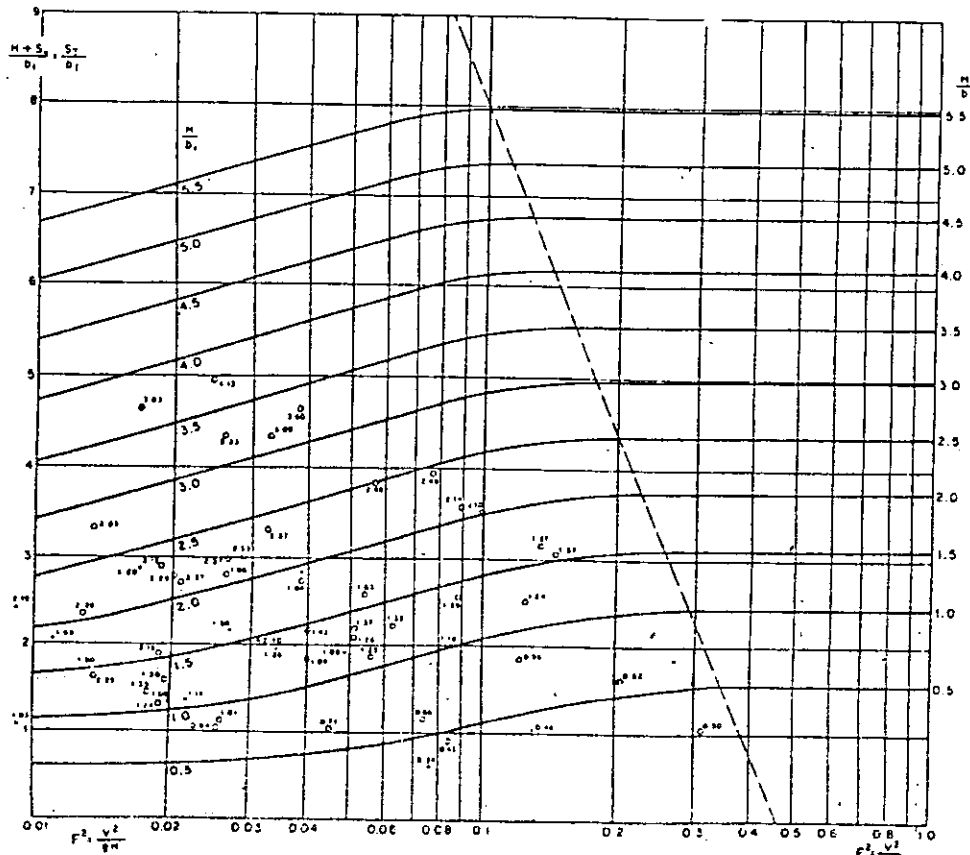




GRAFICA 4.8 Pilo circular
(Según Mozo y Sónchez)



SÍMBOLOS
 Arena negra, diám. = 0.17 mm o
 Arena parda, diám. = 0.56 mm o
 Arena rosa, diám. = 1.30 mm o



Así como se cuenta con una gráfica para una pila rectangular, se presentan para una pila con frente redondeado y para pila circular en las Gráficas 4.7 y 4.8.

Para la pila circular, la rama inclinada tiene una pendiente menor que para las otras pilas. Para la de frente redondeado es igual a la rectangular. En general el uso de estas gráficas es el mismo descrito anteriormente.

Al utilizar estas gráficas, se vio que para valores de V^2 / gH menores de 0.1, la socavación obtenida para una pila esvíajada era menor que para una alineada.

Estas curvas fueron elaboradas principalmente para materiales cuyos diámetros medios varían entre 0.17 y 0.56. Al tratar de obtener la profundidad de socavación para partículas con un diámetro medio de 1.3 mm, la gráfica dió valores mayores que los medidos experimentalmente. Por lo que fué determinado que el diámetro de las partículas sí influye en el valor de la socavación, disminuyendo esta mientras el número de Froude aumente, en general, cuando sea mayor F^2 de 0.1, ya no se notará la influencia del diámetro.

Las limitaciones de este criterio son: que sólo se puede usar para las formas de pilas presentadas; y la otra limitación es, que no se ha hecho intervenir el diámetro del material.

SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.

Este criterio es propuesto por Artamanov, permite calcular la profundidad al pie de estribos y de espigones. Teóricamente, depende del gasto que es interceptado por el espigón, talud de los estribos, y ángulo del eje longitudinal de la obra respecto a la corriente.

Esta socavación estará dada a partir de la superficie libre del líquido o corriente, y dicha expresión es:

$$S_t = P_\alpha P_q P_k H_0 \quad (26)$$

donde:

- α = ángulo que forma el espigón respecto a la corriente Fig. 4.17.
- H_0 = tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión.
- P_α = coeficiente que depende de α , su valor se encuentra en la tabla 4.14.
- P_k = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo; su valor aparece en la tabla 4.16.
- P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto teórico que pasaría por el lugar ocupado por el estribo, si éste no existiera, y Q es el gasto total que escurre por el río. Este valor aparece en la tabla 4.15.

Cuando el cruce del puente se efectúe con $\alpha = 90^\circ$, y el talud del estribo sea vertical, la fórmula se reduce a:

$$S_t = P_q H_0 \quad (27)$$

Es necesario hacer notar que cuando se tiene un talud de 3 : 1 en la punta del estribo, la erosión se reduce del 50% al 100%.

Todo lo anterior, como se pudo notar, se puede aplicar tanto a estribos como a espigones, y además, si se tienen varios espigones construidos en ambos lados y unos frente a otros, la erosión S_t se puede reducir hasta en un 75%. Teniendo entonces:

$$S_t = 0.75 P_\alpha P_q P_k P_0 \quad (28)$$

Por el momento no se dispone de ningún criterio que permita calcular la erosión cuando se trata de espigones sumergidos, pero se puede utilizar el anterior, ya que éste nos da la erosión máxima que se puede presentar; las consideraciones necesarias para poder utilizar este criterio, sería considerar que el Q_1 máximo que puede ser interceptado, sería el que pasaría hasta la altura de la corona, y considerando al H_0 hasta la superficie del líquido.

EJEMPLO NUMERICO PARA PREDECIR LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

Existen varios métodos para predecir el valor de la avenida máxima probable que se puede presentar en un río. A esta avenida se le llamará Gasto de Diseño Q_d , y su obtención puede ser a partir de métodos empíricos o métodos probabilísticos.

Métodos empíricos:

Entre estos, se encuentra por ejemplo el de Creager, éstos gozan de una mayor difusión y popularidad, debido a la sencillez de su aplicación.

Métodos probabilísticos:

Permiten obtener valores más precisos, en lo que respecta a predicción; se cuenta por ejemplo con el método de Gumbel y el de Levediev. Se presentará solamente el método de Levediev, y se complementará con un ejemplo.

Este método puede determinar el Q_d que puede presentarse con una frecuencia de f años, a partir de los gastos Q_i máximos anuales instantáneos registrados durante un número N de años de observación.

La hipótesis principal en la que el método se basa, consiste en suponer a los gastos máximos anuales como una variable aleatoria del tipo III de Pearson.

El gasto máximo de diseño probable está dado por la suma del gasto Q_m instantáneo máximo probable más otra cantidad dada por la amplitud del intervalo de confianza, que absorbe la magnitud del error que se puede cometer al valor Q_m . Por lo tanto:

$$Q_d = Q_{m\max} + \Delta Q \quad 1$$

donde Q_m está dado por:

$$Q_{m\max} = Q_m (K C_v + 1) \quad 2$$

y la amplitud del intervalo de confianza:

$$Q = \pm \frac{A E_r Q_{m\max}}{f^N} \quad 3$$

ya que se desea obtener el gasto más desfavorable para el diseño, siempre se tomará en cuenta el signo positivo.

Los términos que aparecen en las fórmulas 2 y 3 valen:

$$(\text{gasto medio}) Q_m = \frac{\sum Q_i}{N}$$

donde:

C_v = coeficiente de variación que se obtiene de:

$$C_v = \frac{\sqrt{\frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^2}{N}}}{N} \quad 4$$

donde:

K = coeficiente que depende de C_v y P (en porcentaje) escogido para que se repita el gasto de diseño. Su valor se encuentra en la tabla 4.17

N = años de observación

Q_i = gastos máximos anuales observados

C_s = coeficiente de asimetría dado por la fórmula:

$$C_s = \frac{\frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^3}{N}}{C_v^3} \quad 5$$

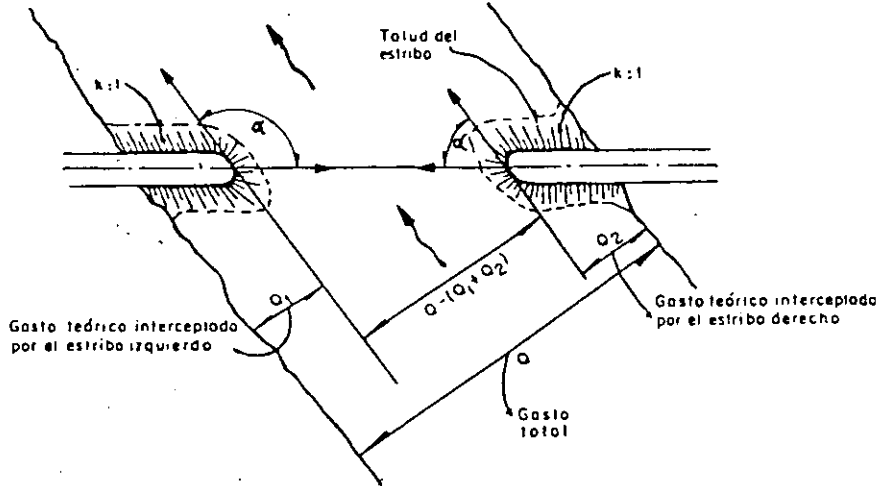


FIGURA 4.17 Disposición de los estribos

TABLA 4.14

Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α

α	30°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

TABLA 4.15

Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA 4.16

Valores del coeficiente correctivo P_k en función de k .

Talud k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_k	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Cs	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.5
0.0	3.72	3.03	2.58	2.33	2.02	1.83	1.64	1.26	0.84	0.67	0.52	0.35	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.20	-1.64	-1.88	-2.33	-3.00
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.87	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.84	-1.27	-1.61	-1.85	-2.25	-2.95
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.31	0.84	0.66	0.50	0.21	-0.03	-0.28	-0.54	-0.69	-0.85	-1.28	-1.62	-1.86	-2.22	-2.85
0.2	4.16	3.41	2.74	2.47	2.16	1.97	1.70	1.30	0.84	0.66	0.49	0.22	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.26	-1.59	-1.82	-2.18	-2.81
0.25	4.27	3.45	2.81	2.53	2.23	2.04	1.77	1.30	0.84	0.67	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.58	-1.81	-2.14	-2.67
0.3	4.35	3.52	2.86	2.58	2.28	2.09	1.82	1.31	0.84	0.67	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.57	-0.70	-0.85	-1.24	-1.57	-1.79	-2.10	-2.63
0.35	4.40	3.57	2.90	2.62	2.32	2.12	1.85	1.32	0.84	0.67	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.57	-0.70	-0.85	-1.24	-1.57	-1.79	-2.08	-2.60
0.4	4.46	3.62	2.95	2.66	2.36	2.16	1.88	1.32	0.84	0.67	0.47	0.19	-0.05	-0.30	-0.57	-0.70	-0.85	-1.24	-1.57	-1.79	-2.08	-2.60
0.45	4.52	3.74	2.97	2.68	2.37	2.18	1.90	1.32	0.84	0.67	0.46	0.18	-0.05	-0.30	-0.56	-0.71	-0.85	-1.24	-1.57	-1.79	-2.08	-2.60
0.5	4.63	3.81	3.04	2.68	2.31	2.12	1.91	1.33	0.84	0.67	0.46	0.17	-0.05	-0.30	-0.56	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.76	-2.06	-2.47
0.55	4.74	3.86	3.06	2.72	2.33	2.16	1.92	1.33	0.84	0.67	0.45	0.16	-0.05	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.6	4.85	3.94	3.13	2.72	2.33	2.16	1.92	1.33	0.84	0.67	0.44	0.16	-0.05	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.65	4.96	4.03	3.17	2.78	2.37	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.44	0.15	-0.11	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.7	5.07	4.10	3.22	2.72	2.40	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.75	5.18	4.19	3.24	2.77	2.40	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.8	5.29	4.27	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.85	5.40	4.31	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.9	5.51	4.38	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
0.95	5.62	4.46	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.0	5.73	4.54	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.05	6.07	4.60	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.1	6.16	4.67	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.15	6.30	4.74	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.2	6.44	4.81	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.25	6.52	4.85	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.3	6.64	4.95	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.35	6.74	5.02	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.4	6.87	5.09	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.45	6.96	5.19	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.5	7.09	5.28	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.55	7.20	5.32	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.6	7.31	5.37	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.65	7.42	5.44	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.7	7.54	5.50	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.75	7.65	5.57	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.8	7.76	5.64	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.85	7.87	5.70	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.9	7.96	5.77	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
1.95	8.10	5.84	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.0	8.21	5.91	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.05	8.36	6.01	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.1	8.46	6.08	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.15	8.56	6.14	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.2	8.64	6.20	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.25	8.74	6.26	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.3	8.84	6.32	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.35	8.94	6.38	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.4	9.04	6.43	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.45	9.14	6.49	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.5	9.24	6.55	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1.33	0.84	0.67	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.48	-1.74	-2.02	-2.32
2.55	9.34	6.61	3.24	2.81	2.45	2.18	1.93	1														

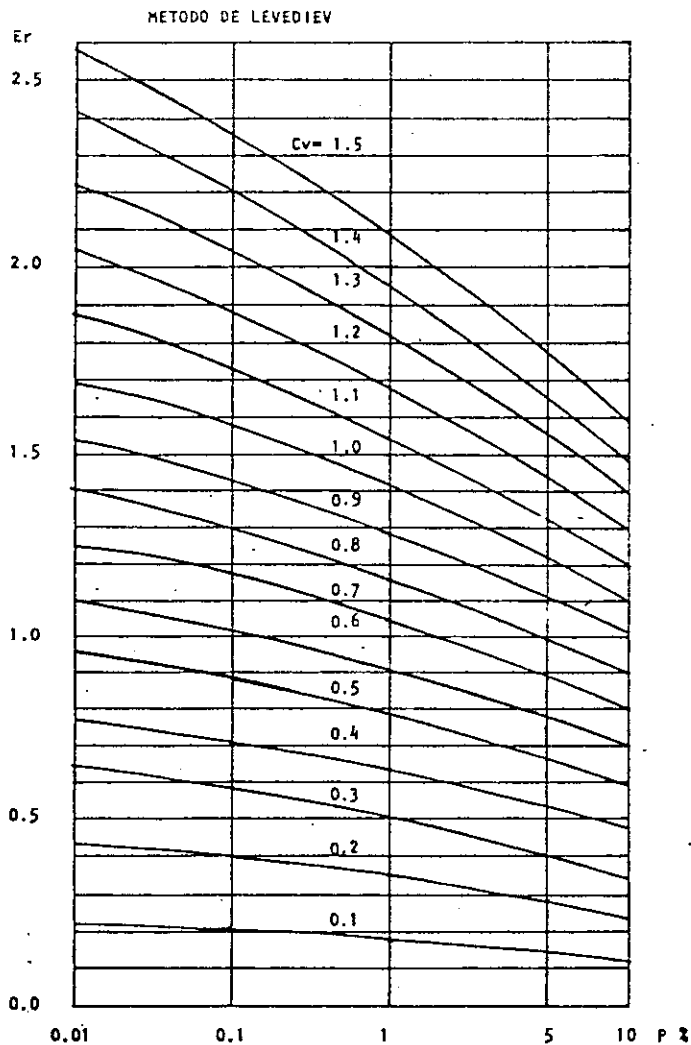


FIGURA 4.18

cuando el número de años de observación es mayor de 40.

Si se cuenta con pocos años de registro, se puede utilizar la recomendación de Levediev, que es:

$$C_s = 2 C_v, \text{ para corrientes producidas por dehielo.}$$

$$C_s = 3 C_v, \text{ para corrientes producidas por tormentas.}$$

$$C_s = 5 C_v, \text{ para corrientes producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.}$$

Entre estos valores y el dado por la fórmula 5, se escoge el mayor.

P = periodo de retorno en años.

A = coeficiente que en promedio vale uno y que varía entre 0.7 para ríos con muchos años de registros (> 40), a 1.5 para ríos que se estudian por primera vez.

E_r = coeficiente que depende de C_v y P , se encuentra en la fig. 4.18.

EJEMPLO:

Determinar el gasto probable que con una frecuencia de 50 y 1000 años se puede presentar en la estación hidrométrica Boca del Cerro, sobre el río Usumacinta.

Se recomienda formar una tabla como la Tabla 4.18 en la que las dos primeras columnas contienen los datos extraídos de un boletín hidrológico.

Años de observación	Gasto máximo instantáneo Q_i	Q_i/Q_m	$Q_i/Q_m - 1$	$(Q_i/Q_m - 1)^2$
1948	4001	0.8459	- 0.1541	0.0237
1949	3899	0.8243	- 0.1757	0.0309
1950	4934	1.0431	0.0431	0.0019
1951	3860	0.8161	- 0.1839	0.0338
1952	5589	1.1816	0.1816	0.0330
1953	5150	1.0888	0.0888	0.0079
1954	5252	1.1104	0.1104	0.0122
1955	5835	1.2336	0.2336	0.0546
1956	5442	1.1505	0.1505	0.0227
1957	4394	0.9290	- 0.0710	0.0050
1958	4270	0.9028	- 0.0972	0.0094
1959	3514	0.7641	- 0.2359	0.0556
1960	5249	1.1097	0.1097	0.0120
	61489			0.3027

$$Q_m = \frac{61,489}{13} = 4,729.92$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum \frac{Q_i}{Q_m} - 1}{N}} = \sqrt{\frac{0.3027}{13}} = 0.1525$$

C_s = corriente producida por tormenta en zona ciclónica, por lo que:

$$C_s = 5 C_v$$

$$C_s = 5 \times 0.1525 = 0.7625$$

no se consideró la fórmula 5, porque el periodo de registro es menor de 40 años.

$$A = 1.5, \text{ por el periodo corto de registro.}$$

a).- Para el periodo de retorno de $f = 50$ años:

$$P = \frac{1}{50} \times 100 = 2$$

$$K = \text{de la tabla 4.17, para } C_s = 0.7625 \text{ y } P = 2, K = 2.42$$

$$E_r = \text{de la Fig. 4.18, para } C_v = 0.1525 \text{ y } P = 2, E_r = 0.25$$

sustituyendo los valores encontrados en las fórmulas 2 y 3:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m (K C_v + 1)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 4729.923 (2.42 \times 0.1525 + 1)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 6475.5$$

$$\Delta Q = \frac{A E_r Q_{m\acute{a}x}}{\sqrt{N}}$$

$$\Delta Q = \frac{1.5 \times 0.25 \times 6475.5}{\sqrt{13}}$$

$$\Delta Q = 673.60$$

por lo tanto:

$$Q_d = 6475.5 + 673.6$$

$$Q_d = 7149 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{para } f = 50 \text{ años}$$

b).- Para un periodo de retorno de 1000 años

$$P = \frac{1}{1000} \times 100 = 0.1$$

de la tabla 4.17, para $C_s = 0.7625$ y $P = 0.1$

$$K = 4.19$$

de la figura 4.18, para $C_v = 0.1$ y $P = 0.1$

$$E_r = 0.32$$

sustituyendo en las fórmulas 2 y 3:

$$Q_{m\acute{a}x} = 4,729.923 (4.19 \times 0.1525 + 1)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 7752.2$$

$$\Delta Q = \frac{1.5 \times 0.32 \times 7752.2}{3.6055}$$

$$\Delta Q = 1032$$

por lo tanto:

$$Q_d = 7752.2 + 1032$$

$$Q_d = 8784 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{para } f = 1000 \text{ años.}$$

4.3. DRAGADO

Objetivos principales del dragado:

- 1.- Profundizar o mantener la profundidad de los rfos, lagunas, canales o puertos marinos.
- 2.- Elevar el nivel de áreas bajas del terreno para mejorar sus condiciones.
- 3.- Construir diques y otras obras de control de corrientes y de la línea de la costa.
- 4.- Explotar depósitos subacuáticos con valor comercial tales como minerales, plantas para productos alimenticios, coral, esponjas, grava, arena y fertilizantes.
- 5.- El relleno de áreas ganadas al mar que sin ser necesariamente bajas, se requieren para determinado fin.

Diferentes tipos de dragas y sus aplicaciones:

La primera gran clasificación de las dragas queda integrada en los siguientes grupos:

- 1.- Si se puedan navegar por sus propios medios.
- 2.- Si son capaces de almacenar el producto del dragado en su interior.
- 3.- De acuerdo con el equipo de ataque de que dispongan.

En el primer caso, la forma del casco que soporte el equipo de dragado es fundamental. Así, se tiene que si la draga está provista de medios de auto-propulsión, las formas del casco serán hidrodinámicas, es decir, con líneas tales que le permitan su desplazamiento en el agua, sin demasiada resistencia. En el caso de no contar con autonomía para trasladarse de un lugar a otro, el casco podrá tener formas rectangulares sin que esto tenga importancia.

Las formas del casco son indicio del lugar donde ha de trabajar la draga, siendo aquellas con forma de barco, las que operen en aguas abiertas o protegidas y las de casco rectangular, en aguas tranquilas o de relativa protección.

El segundo grupo, se divide en dragas que en su construcción incluyen una tolva para almacenar el material transitoriamente durante la operación de dragado, o las que simplemente lo traen y lo vierten acto seguido mediante canales, bandas transportadoras o tuberías al lugar del depósito, pudiéndose llamar a las primeras dragas portadoras o estacionarias.

Con respecto al tercer grupo o sea de acuerdo con el equipo de ataque de que están dotadas, se subdividen en:

- 1.- de pala
- 2.- de bote de arrastre
- 3.- de almeja o de gajos de naranja
- 4.- de canchillos
- 5.- hidráulica

El tamaño de las dragas incluidas en los tipos 1, 2 y 3, se da en funciones del tamaño del recipiente (pala, bote o almeja) con que estén dotadas.

En las dragas del grupo 4 se mide su tamaño de acuerdo al número de canchillos y el volumen útil de cada uno de estos.

En las hidráulicas estacionarias está en función del diámetro de su tubería de descarga y en los de tolva de acuerdo con la capacidad de ésta.

Aún cuando estos son los equipos básicos, se han desarrollado una gran variedad en cada uno de ellos y combinaciones entre sí, con el fin de mejorar la eficiencia y aumen-

tar sus posibilidades; así, se han ideado cabezas cortadoras, discos, rastras con o sin es
crepas, chorros de agua y aire, etc.

Sin embargo la producción de las dragas está gobernada por la profundidad de dra
gado, tipo de material, altura y distancia de descarga, habilidad del operador, porcentaje
de sólidos en la mezcla y las condiciones meteorológicas del lugar.

De la selección adecuada del tipo de draga para un cierto trabajo, depende el
éxito tanto técnico como económico de la obra.

Por tanto a continuación se describe cada uno de los tipos, sus usos, ventajas y
limitaciones que permitirán servir de guía en la selección del equipo cuando se tiene la
oportunidad de tomar esta decisión.

DRAGA DE PALA

Puede trabajar prácticamente en todo tipo de material incluyendo roca disgrega
da hasta una profundidad de 15 metros. Su invención se atribuye a William S. Otis en 1837

El aparato fundamental se compone de una estructura tubular metálica de sección
rectangular en cuyo extremo inferior está la pala con la que ataca el material, está monta
do en un chalán. (embarcación de líneas rectas de mucha manga y poco calado).

Su limitación principal para dragado a profundidades mayores a los 15 metros, se
debe al brazo que opera la pala. Sin embargo, existen equipos que alcanzan profundidades
hasta de 18.5 m. con una capacidad en la pala de 6 m³, 50 toneladas de fuerza de excava
ción, con un radio de descarga de 18 m.

Su eficiencia no es muy grande y quizá alcance 200 ó 250 m³/H, volumen que dis
minuirá rápidamente con la profundidad y la dureza del material.

DRAGA DE BOTE DE ARRASTRE

Es un chalán suficientemente amplio tanto en eslora como en manga para garanti
zar su estabilidad y de poco calado para entrar en lugares bajos. Cuenta con 3 zancos pa
ra su posicionamiento.

La draga de bote opera con un brazo rígido que se conecta éste con la pluma (con
giro de 360°) mediante cables flexibles que le permiten lanzarlo a mayor distancia a la
que el brazo puede llegar; sin embargo por la forma de romper su material del fondo que es
de adelante hacia atrás, y en sentido horizontal, la profundidad de excavación no puede
ser demasiado grande.

Su mayor utilidad es en la de muestreo superficial del fondo y para lugares es
trechos.

También en esta draga si el lugar de tiro no está al alcance de la pluma, se re
quiere del uso de chalanes toiva que transportarán el material al lugar del depósito.

La eficiencia de las dragas de bote de arrastre es menor que la de pala.

DRAGA DE ALMEJA O DE GAJOS DE NARANJA

El nombre de draga se debe al tipo de elemento de ataque de material pudiendo
ser de almeja, si el cucharón está formado por dos partes (valvas) abriendo el interior en
un solo plano o de gajos de naranja formados por segmentos de una esfera que se separan ra
dialmente.

Cada tipo es aplicable a una clase de suelo, por ejemplo, el bote de almeja es
útil prácticamente en todo tipo de material ya que cuando se trata de suelos consolidados
o roca desgregada, se le cambia la cuchilla de los extremos de ataque de las valvas, por
dientes de acero de manganeso, sólidamente resistentes al desgaste.

En cambio el bote de gajos de naranja tiene su mayor aplicación en roca disgrega
da pudiendo tomar algunas de gran tamaño.

Generalmente las dragas que cuentan con autonomía, cuentan con una sección den
tro de la estructura del casco destinada a toiva, donde se almacena transitoriamente el ma
terial para posteriormente llevarlo al lugar de tiro.

Las dragas montadas en chalanes o embarcaciones de formas rectilíneas, requieren
de chalanes toiva donde descargar el material dragado.

El sistema para posicionarse en el casco de las auto propulsadas es a base de 4
ánclas (2 en proa y 2 en popa), con las cuales puede moverse hacia adelante, hacia atrás y
ambos lados. Su forma de trabajar es estacionaria.

En las dragas montadas en chalanes, existen algunas que utilizan zancos como los
descritos para las dragas antes mencionadas, y otras que prefieren maniobrar a base de án
clas aún cuando para estas últimas, quede restringido el dragado a zonas amplias y de poco
tráfico.

Pero sea cual fuere el sistema, el principio fundamental es el mismo de una plu
ma que puede o no girar 360°; un cable flexible y en su extremo el bote que cae vertical
mente al agua.

La profundidad de dragado es prácticamente ilimitada aún cuando pierde eficien
cia como las otras, al aumentar la profundidad por el tiempo que tarda el bote en ser
arriado o izado.

Las dragas de cucharón de almeja auto propulsadas, pueden tener uno o varios e
quipos a bordo operando simultáneamente, lo que aumenta la eficiencia.

Si bien las dragas de bote de almeja montadas en cascos auto propulsados tienen
la ventaja de no ocupar chalanes toiva para complementar su operación, su eficiencia se ve
mermada al tener que dejar el área de dragado para trasladarse a la zona de depósito.

Otros inconvenientes de las dragas de bote de almeja en general, son la no uni
formidad de la excavación y la de enredar los cables debido a que el bote gira.

Cuando el material por dragar es suave, el bote deberá dejarse caer a 1 m/seg.
para evitar que la supresión lo cierre.

En caso de material compactado, la velocidad es la misma, solo que el bote es de
mayor peso.

DRAGAS DE ROSARIO O DE CANJILONES

Puede ser montado el aparato de dragado tanto en casco hidro dinámico auto pro
pulsado como en uno de las líneas rectas sin autonomía, dependiendo si las aguas donde ope
re sean desprotegidas o no.

De los sistemas mecánicos de extracción de material es el único que tiene una
producción continua debido a que su aparato de dragado está constituido por una cadena sin
fin de botes o canjilones, apoyada sobre una estructura llamada escala, la cual es acciona
da a través de un hueco o ranura al centro del casco de proa o popa conocido como pozo.

Esta escala es arriada hasta adquirir un ángulo máximo de 45° o menor, de acuer
do a la profundidad de dragado.

Los canjilones que se mueven por debajo de la escala, van vacíos, hasta llegar
al fondo donde se cargan y suben por la parte superior de la estructura hasta su punto más
alto, volteando el material en una banda transportadora o canalón que a su vez vierte en
un chalán toiva que lo transportará al lugar de depósito o tiro.

La forma de operar no es solamente en línea recta sino en forma radial o de aban
nico, ya que para poseccionarse o avanzar, se auxilia de ánclas y cables que le permiten gi
rar un determinado ángulo a uno y otro lado, amplitud ésta que recibe el nombre ancho de
corte, el cual variará de acuerdo a la longitud de la escala. A la acción de moverse a uno
y otro lado se llama abanicar o abanicado.

El corte que ejecuta en el terreno es muy regular y se recomienda esta draga
principalmente para terrenos duros o roca disgregada.

Su capacidad como en los otros tipos, estará en función de la dureza del suelo
ya que si ataca material duro, deberá utilizarse una draga más potente, con canjilones de
mayor peso dotados de dientes pero con una separación mayor entre ellos. En este tipo de
draga, llevan un papel muy importante

La adecuada planeación del transporte de chalanes tolva al lugar de tiro o depósito.

Sus desventajas se pueden resumir en:

- 1) Desgaste y esfuerzos importantes de las piezas que componen al aparato de dragado.
- 2) Su poca estabilidad debido a lo pesado y alto de su obra muerta. Se ha solucionado esto disminuyendo la altura de la super estructura y aumentando la eslora de la embarcación.

Su profundidad de dragado puede ser hasta de 50 m. (aplicada a la minería) y su máximo rendimiento es de alrededor de $500 \text{ m}^3/\text{hr}$.

Para profundidades de 18 m. su rendimiento puede llegar a ser de $800 \text{ m}^3/\text{hr}$.

En todas las dragas anteriormente mencionadas se ha hablado de la intervención de los chalanes tolva como complemento de su operación siendo oportuno decir algo acerca de estos.

Los chalanes tolva pueden ser de acuerdo a la forma de transporte:

- 1.- Remolcados
- 2.- Empujados
- 3.- Propulsión propia

y de acuerdo a la forma de descarga:

- 1°- Por el fondo
- 2°- Lateralmente
- 3°- Por giro completo

Con respecto a la forma de la tolva:

- 1.- Angular (de sección transversal triangular)
- 2.- Circular (de sección transversal semicircular)

Para los del tipo de remolque o empuje se utilizan remolcadores cuya potencia estará en función del tamaño del chalán a mover que puede llegar a tener una capacidad de 200 a 300 m^3 .

Aunque la mayor parte de los casos el material extraído puede ser llevado hasta el mismo lugar de depósito y allí vertirlo, en algunas ocasiones no es accesible a la embarcación por requerirse el depósito en lugares tierra adentro o en lugares bajos, por lo que puede presentarse el caso de que el sistema de transporte se transfiera al terrestre ya sea hidráulica o mecánicamente; siendo en este caso que los chalanes tolva de sección semicircular son utilizados para permitir que una rueda de canchales extraiga el material de la tolva y lo coloque sobre bandas transportadoras hasta un lugar en donde se reinicie el transporte con camiones, tuberías, bandas transportadoras o se deposite allí mismo.

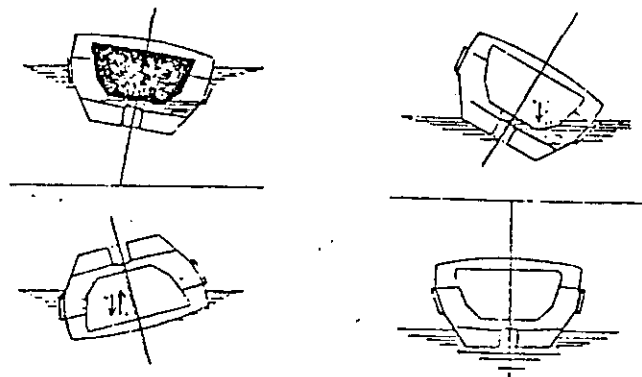
Por ser también común a los equipos ya descritos, se mencionará la quebradora de roca, que es un equipo complementario importante cuando se trata de atacar suelos rocosos.

Consiste en un chalán donde se monta una estructura piramidal que sirve de sostén y guía del martillo cuya profundidad de caída puede ser entre los 18 y 20 m.

El martillo es de caída libre y percusión. En el primer caso la energía está en función del peso del martillo (25 ó 30 tons.) y la altura de caída; en el segundo, de la capacidad del sistema neumático principalmente. Los equipos neumáticos son más eficientes debido al número de golpes que pueden dar por minuto.

Su rendimiento difícilmente sobrepasa los $10 \text{ m}^3/\text{hr}$. Existen otros tipos que combinan la perforación de las rocas con taladros y el uso de explosivos.

Un sistema que aún se encuentra en vías de experimentación, es el de utilizar uno o varios chorros de agua a muy alta presión que pasan a través de boquillas que cortan la piedra por dura que esta sea.



DESCARGA DE TIPO LATERAL COMBINADA CON BOLTEO TOTAL DE LA EMBARCACION.

DRAGAS HIDRAULICAS

Es el equipo más versátil de todos los existentes.

En estos como en los anteriores, también existen los siguientes tipos:

- * 1.- De tolva
- * 2.- Estacionarias
- * 3.- Fijas

* 1.- Las dragas de tolva en su totalidad son autopropulsadas y consecuentemente su casco es de formas finas que le permiten navegar sin demasiada resistencia.

Su desplazamiento es navegando a una velocidad lenta que varía entre uno y tres nudos (nudo = 1 milla marina/hora).

El material es extraído del fondo mediante una tubería que en su extremo inferior tiene una rastra o cabeza, ascendiendo aquel por el tubo debido a la acción de una bomba centrífuga instalada a bordo de la embarcación.

El material succionado pasa por la bomba, para después mediante tuberías de distribución enviarlo a las secciones en que está dividida la tolva.

Es importante hacer notar que el material dragado es transportado en un alto porcentaje de agua (85 a 90%) siendo el resto material.

Estas dragas pueden ser muy versátiles; hay algunas con zancos y cortadora en el extremo de la tubería de succión; con instalaciones para descargar por tubería hacia los costados hasta 100 m. de distancia o a chalanes tolva con uno, dos o más tubos de succión; con dos hélices y dos timones en popa y una hélice en proa para hacerlas altamente manobrables en espacios reducidos.

Su principal empleo es en mar abierto o en canales y dársenas donde una draga estacionaria podría ser un obstáculo.

Las cabezas de succión están divididas en dos tipos principales:

- 1° Coral
- 2° California

La primera destinada al dragado de material suave.

La segunda ha sido resultado de investigaciones donde se ha comprobado que la succión se efectúa fundamentalmente por el perímetro de la cabeza o rastra por lo que en este tipo se ha aumentado la longitud del mismo. Puede dragar una gama mayor de materiales si se le ponen escrapas o cuchillas en su parte posterior.

Existen dos métodos para dragar:

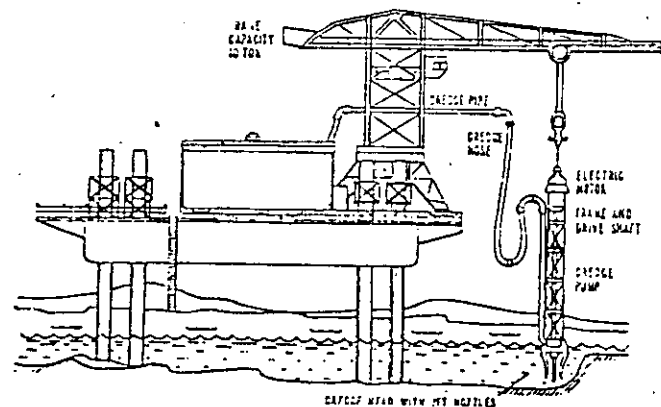
- 1° Sistema Americano
- 2° Sistema Europeo

El primero se efectúa con la draga en movimiento, arando el fondo.

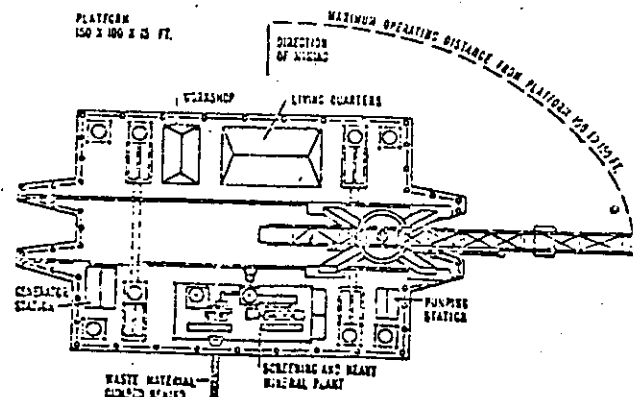
El segundo es fijando la embarcación y succionando del mismo lugar hasta que el material derrumba. Sin embargo, en lugares próximos a instalaciones no se recomienda por la posibilidad de amenazar la estabilidad de éstas.

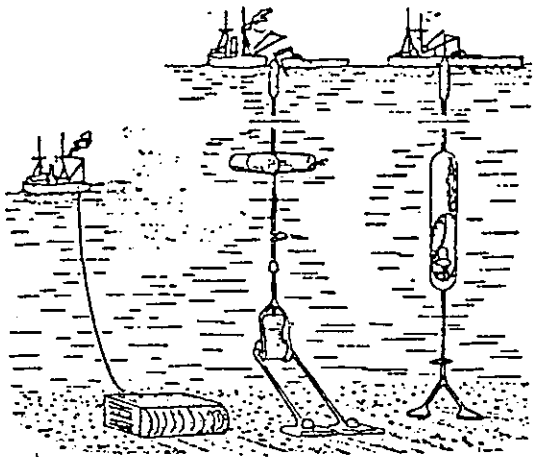
Cuando en el lugar en que se draga, la corriente es importante (por ejemplo en los ríos en época de avenidas) y el material es fino, se utiliza el método de dragado por agitación, consistente en dejar que la corriente lo transporte en suspensión siempre y cuando el lugar donde se deposite no cause azolvamientos perjudiciales.

La eficiencia de estas dragas por su trabajo continuo mientras draga, es alto. Sin embargo se ve afectada por la necesidad de suspender el dragado para ir al lugar de tiro.

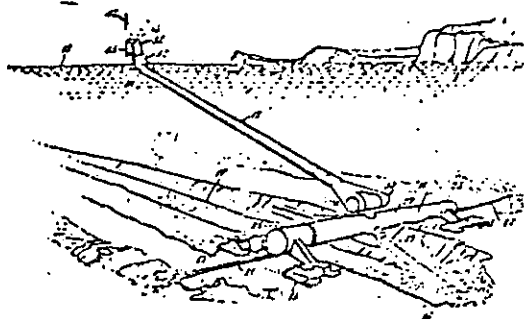
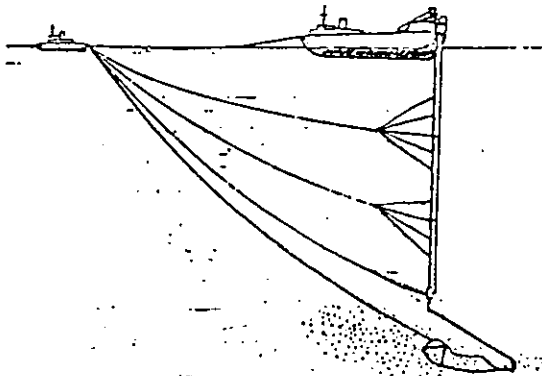


PLATAFORMA MARINA PARA LA MINERIA EN AGUAS POCO PROFUNDAS.





DRAGADO DEL FONDO MARINO EN FORMA DE ARADO



* 2.- Dragas estacionarias.- De los equipos hidráulicos, es el de mayor eficiencia toda vez que su producción es continua y no requiere de retirarse del lugar de trabajo para descargar, ya que envía el material a través de una tubería al lugar de depósito.

Generalmente estas dragas se construyen con casco de líneas rectas.

Básicamente están constituidas por los mismos elementos hidráulicos que las de autopropulsión, a excepción de la tolva que las estacionarias no tienen.

El posicionamiento y avance de esta draga es mediante zancos y anclas.

Sus partes fundamentales de trabajo aparte del aparato hidráulico son:

- 1.- Escala (con o sin cortadora)
- 2.- Zancos
- 3.- Cables para abanicar
- 4.- Tubería flotante de descarga
- 5.- Tubería terrestre de descarga
- 6.- Plumas para los cables través (opcional)

1.- Escala.- Es el elemento a través del cual baja el tubo de succión hasta el fondo de donde extrae el material.

Si el fondo es suave la simple succión es suficiente para hacerlo ascender por la tubería.

Si el fondo es material compactado, entonces la escala en su extremo inferior, se dota de una cabeza cortadora que afloja el material para que éste sea succionado por la bomba.

Existen varios tipos de cortadoras dependiendo del tipo de material que ataquen - pudiendo ser: abiertas para arcillas; de corona para arena y dentadas para materiales muy duros y conglomerados.

2.- Zancos.- Son dos elementos tubulares de gran longitud de sección circular o cuadrada, que le sirven para posicionarse y avanzar, localizados en la popa de la embarcación.

El zanco de trabajo, (que es el más próximo a la tubería de descarga) es hincado en el fondo y servirá de pivote durante su operación de dragado.

El otro zanco (de avance) es el que le servirá para avanzar en cuanto el área dragada haya quedado a la cota requerida.

3.- Cables para abanicar.- De un lugar de la escala próximo a la cabeza cortadora parten dos cables de acero que en su otro extremo tienen una ancla que se fondea a uno y otro lado donde la draga este efectuando su corte, lo suficientemente lejos para que no sea necesario enmendarlos con demasiada frecuencia.

Azrlando y virando simultáneamente estos cables con los malacates de proa apoyándose en el zanco de trabajo, podrá la draga abanicar.

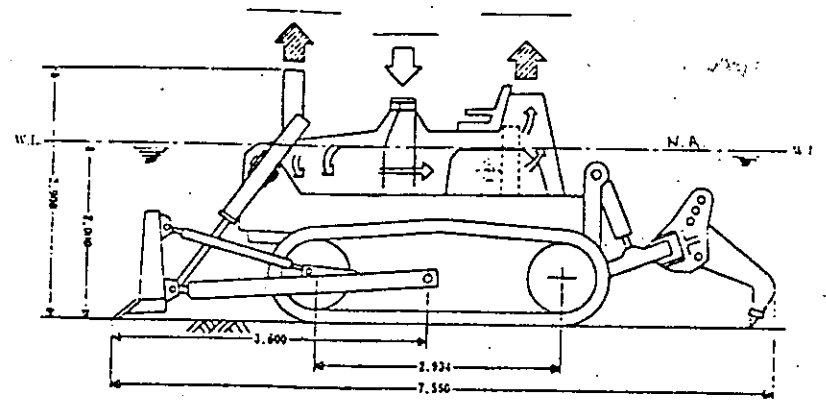
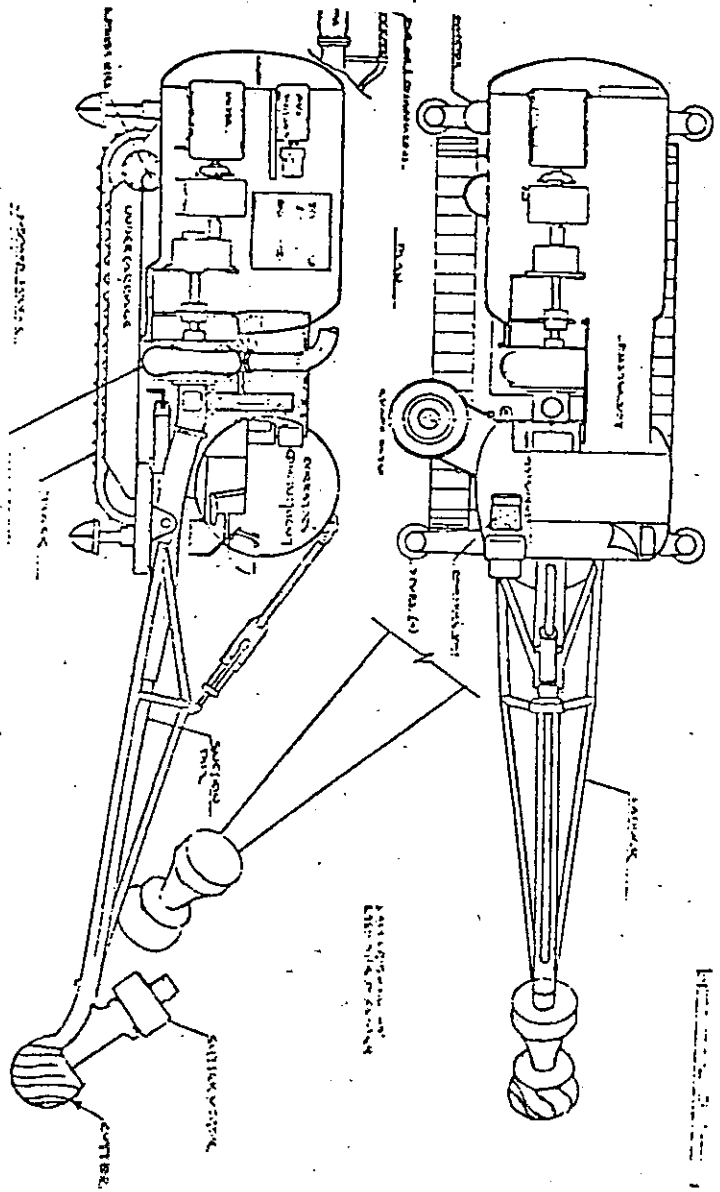
4.- Tubería flotante de descarga.- Es la continuación de la tubería de abordó. - Por la misma condición de trabajo, ésta deberá ser suficientemente flexible por lo que los tramos que la forman serán cortos (entre 6 y 15 m.), unidos entre sí por conexiones de rótula o tramos de manguera de hule.

Para mantener la línea a flote a fin de hacer sencilla la maniobra de desconexión inspección y aumento de tramos de tubería, ésta descansa sobre flotadores o pontones que pueden ser colocados con su eje mayor paralelo o perpendicular al eje de la tubería.

5.- Tubería terrestre de descarga.- Es la que se tiende en las zonas bajas, terrestres donde se pretende llevar a cabo el depósito del material.

Generalmente se apoya sobre trozos de madera o caballetes con su extremo de descarga elevado a fin de evitar que la tubería se sepulte. Los tramos de tubería terrestres se conectan enchufándolos unos con otros, en vista de tener uno de sus extremos forma troncocónica.

DRAGA SUBMARINA ACTUALMENTE TRABAJANDO EN FLORIDA
CUYA PROFUNDIDAD DE OPERACION ES DE 30M. EXTRAE -
ARENA Y REPONE LA QUE ES RETIRADA POR EL MAR EN -
LOS CAMBIOS DE ESTACION.



PARA NIVELACION DE FONDOS MARINOS QUE SIRVAN DE
DESPLANTE DE OBRAS MARITIMAS (ESCOLLERAS, TANQUES
SUBMARINOS DE ALMACENAMIENTO) SE HA DISEÑADO ESTE
TIPO DE BULLOOSER.

6.- Plumas para los cables trayés.- Las dragas estacionarias se han dotado en la proa y por ambas bandas, de dos plumas que sirven para enmendar las áncias de los cables trayés con que abanica, eliminando así, el chalán grúa encargado de esta operación.

Las ventajas de estas dragas son la continuidad del trabajo y la uniformidad de la cota después del dragado.

* 3.- Dragas fijas.- Desde el punto de vista de la forma hidráulica de extraer el material así como de transportarlo, utiliza el mismo sistema mencionado para los dos tipos de draga descritos. Sin embargo, la draga fija carece de movimiento, es decir que es una estructura convenientemente situada, donde se localizan las bombas.

En México (Salina Cruz Oax.) fué instalada una draga de este tipo.

La difusión de este tipo de draga la cual trabaja por derrumbe, ha sido muy poca debido a que una falla en la localización la deja inutilizada o trabajando a muy baja eficiencia.

2.2 Density as function of salt content and temperature

Fig. 2.1 shows the density as a function of salinity and temperature.

S (salinity) : total quantity of dissolved salt in grammes per kilogramme of sea water (in ‰ or p.p.t.) (weight ratio or mass ratio)

Cl (chlorinity) : total quantity of Cl^- in grammes per kilogramme of sea water (in ‰ or p.p.t.) (weight ratio or mass ratio).

For sufficiently large values of S and Cl.

$$S = 0.03 + 1.805 \text{ Cl.} \quad (2.1)$$

Convenient working graphs are given in the appendix of this set of notes.

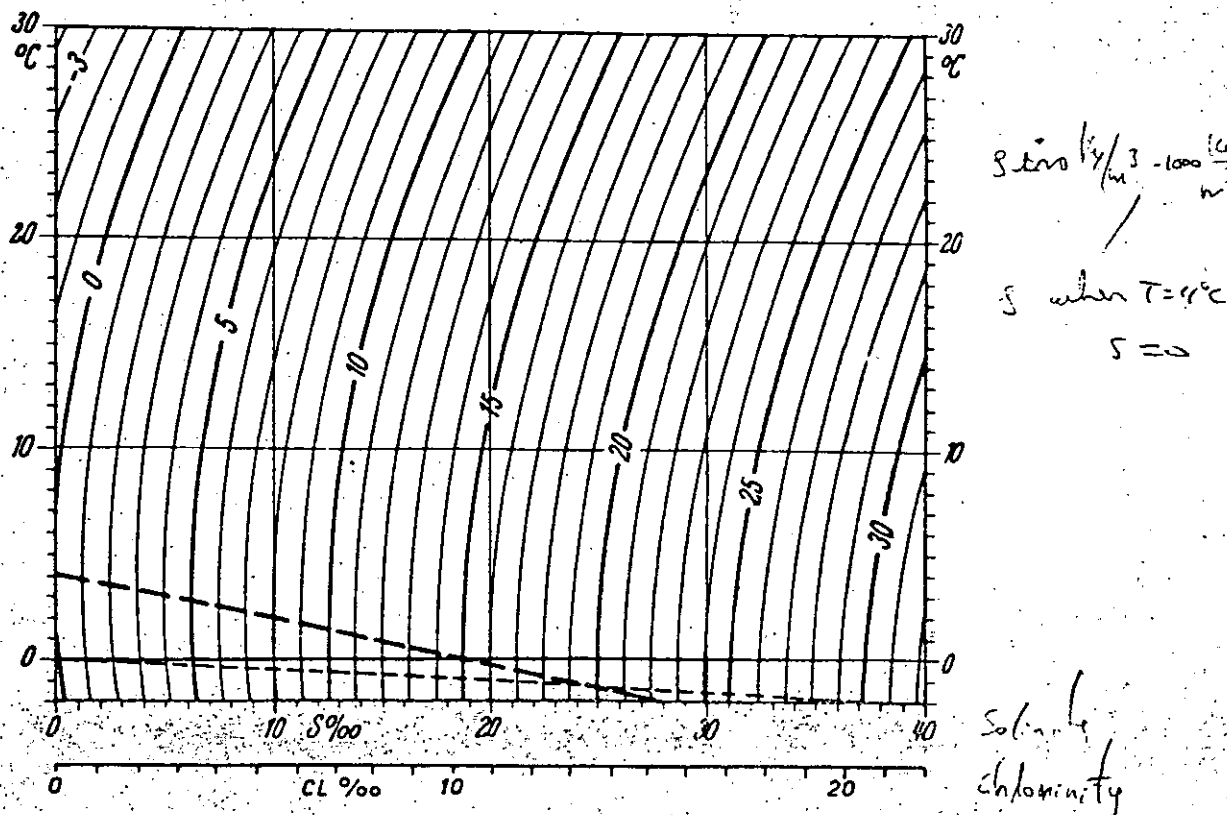


Fig. 2.1 Density of sea water as function of temperature and salinity (numbers in curved lines refer to density minus density of pure water ($S = 0$) of 4°C)

----- temperature where density has maximum value

----- freezing point

The density of pure water ($S = 0$, $\text{Cl} = 0$) varies with temperature as follows:

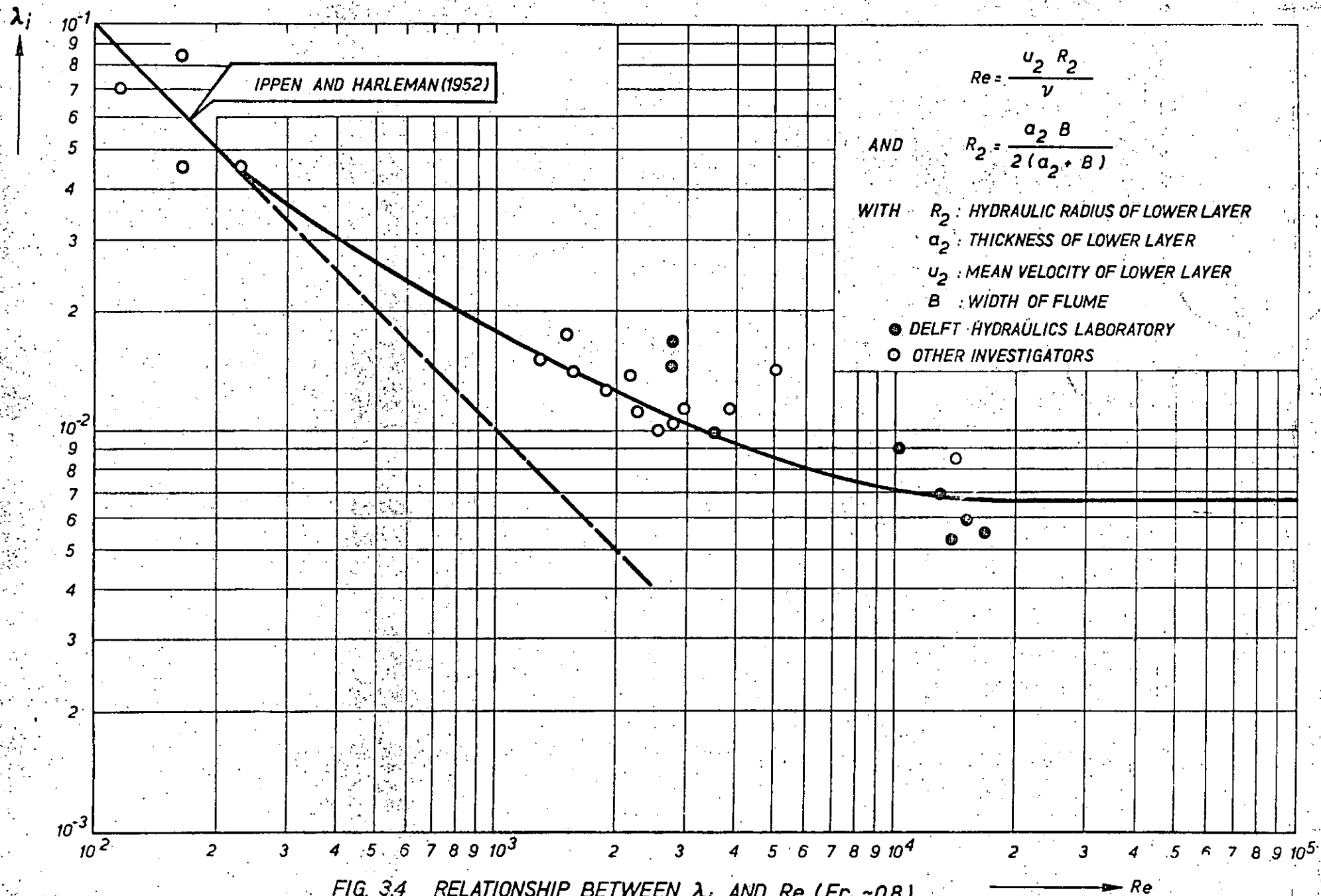


FIG. 3.4 RELATIONSHIP BETWEEN λ_i AND Re ($Fr_i \approx 0.8$)

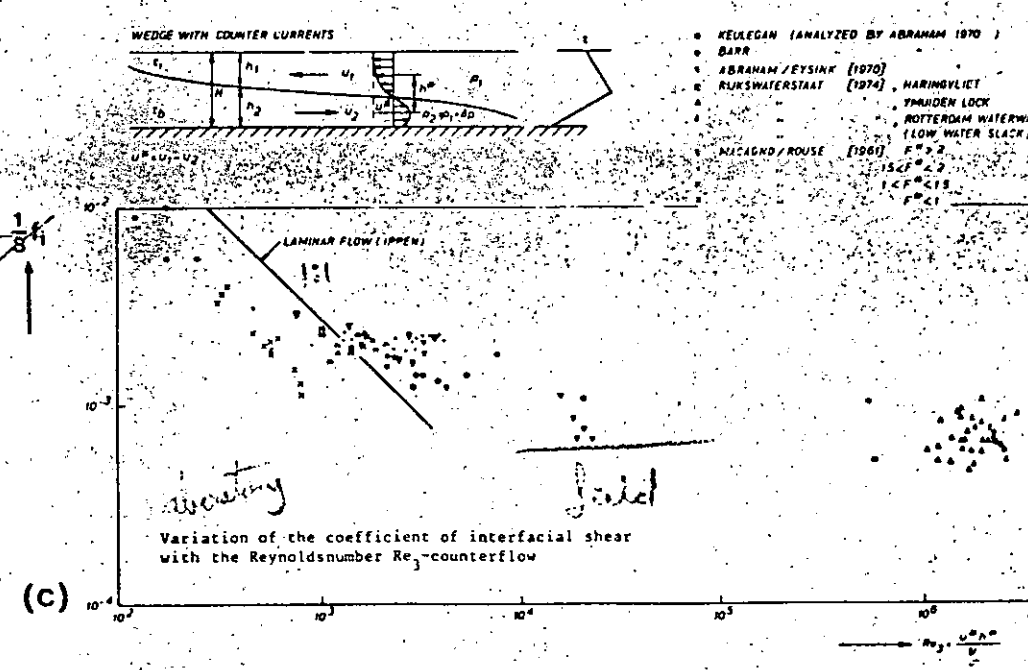
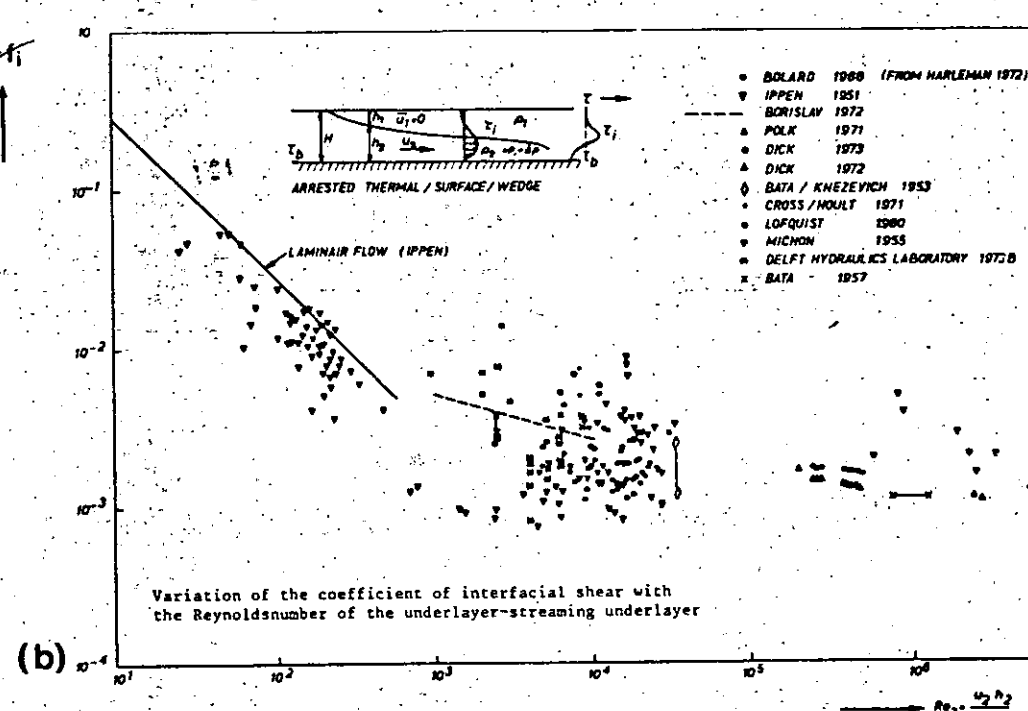
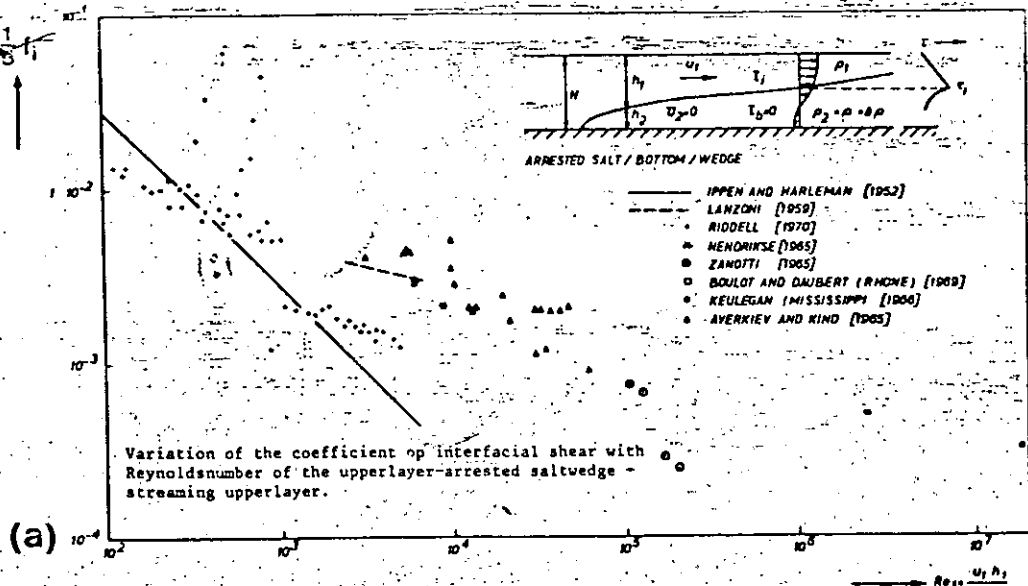


Fig. 3.5 Magnitude of coefficient of interfacial shear. Karelse (1974)



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

REGIMEN DE ESTUARIOS

Ing. JOSE AGUILAR ALCERRECA

JUNIO, 1979.

CAPITULO - 7 -

REGIMEN DE ESTUARIOS.

- 7.1 Tipos y morfologías de las desembocaduras.
- 7.2 Hidráulica de las mareas.
- 7.3 Corrientes de densidad y cuña de salinidad.
- 7.4 Estabilidad de los accesos costeros.

332-A

A partir de esta expresión es posible establecer curvas de igual salinidad de acuerdo con las áreas afectadas por el prisma requerido para fines de estabilidad y serán en última instancia consideraciones económicas relativas a las dimensiones de la entrada, las que permiten decidir si se usa el prisma de marea requerido por estabilidad o el adecuado para fines pesqueros, siempre y cuando éste último arroje relaciones de estabilidad aceptable.

VOLUMEN PARA PERDIDAS.

Se ha establecido ya en incisos anteriores que el prisma de marea debe considerarse no en función del área total de laguna afectada por las variaciones de nivel dentro de ella, sino de acuerdo con el volumen real que se mueve por el canal de acceso en cada ciclo. Como los análisis de estabilidad están en función de él, es necesario considerar que hay casos, como el que nos ocupa, en que por efecto de pérdidas por evaporación el volumen que entra no es necesariamente el que sale.

Dicho de otra forma, no toda el área afectada por mareas es tributaria de la boca, en cambio las pérdidas de agua si se tienen sobre toda su extensión, por tanto el prisma de marea usado para fines de estabilidad, tomando en cuenta las pérdidas deberá calcularse como :

$$\Omega_R = \Omega_F - E_n AT$$

Ω_F = prisma de flujo.

E_n = evaporación neta en $m^3/km^2/t$ (t en seg).

A = área total afectada por marea (km^2).

T = ciclo de la marea (seg).

Ω_R = prisma real para análisis de estabilidad.

7.1 TIPOS Y MORFOLOGÍA DE LAS ENTRADAS.

ENTRADAS EN PLAYAS DE ACUQUEO.

Cualquier entrada o boca en una playa, presenta un resultado íntegro de las fuerzas de flujo y transporte de sedimentos tal como se establece entre ellas mismas en un estado de equilibrio dinámico. La historia de una entrada, generalmente demuestra un cambio de tipo en su geometría, tanto horizontal como en su sección. La entrada eventualmente se cierra debido a que los materiales arenosos no pueden depositarse en ella en cantidades sin límite. Una vez cerrada, puede volver a abrirse poco a poco. Un estudio de los mapas antiguos de Acapulco, el Bahía de San Sebastián, o de los mapas antiguos del mar del Norte, muestran muchos ejemplos de canales que aún existen, aunque su localización ha cambiado considerablemente.

ESTABILIDAD DE LA LOCALIZACIÓN.

Morfología:

El mayor parte de las entradas se mueven o migran en la dirección predominante de la corriente principal. Esta migración de las entradas en las playas, arrecifes, depende de la magnitud de la corriente litoral, de la velocidad de las mareas oceánicas, otras corrientes, y de la diferencia de fase entre corrientes a lo largo de la costa y hacia adentro. Como resultado de los depósitos en el lado del acarreo arriba, el canal de entrada es usualmente forzado a moverse en la dirección opuesta, debido a la erosión (figura 7.1 a, b y c). Por este proceso, la barra puede extenderse en la dirección del mar enfrente a la barra de acarreo abajo o área de tierra (figura 7.1).

Esta situación, sin embargo es por tiempo limitado. La extensión continua del canal por los depósitos aumenta pérdidas de carga, y la entrada puede finalmente cerrarse. Este cierre normalmente ocurre en conjunto con la formación de una nueva entrada o boca a través de la barra, en forma de una conexión más corta con el océano y más práctica desde el punto de vista hidráulico. Dicho rompimiento puede ser el resultado de la erosión o de una marea de tormenta. En muchos casos, la fractura sucede cuando la barra se ha inundado en el vaso o en la laguna, y el agua no puede salir rápidamente a través del canal.

Algunos canales de entrada migran por completo. Otros mantienen su sección mínima para flujo en el mismo lugar, mientras que el canal migra en la dirección de la corriente, muchas veces de manera cíclica. El cambio de acarreo abajo a un acarreo arriba, o a otra posición, comparado con el cuerpo principal de la bahía o laguna, suceden a intervalos regulares, como ejemplo puede ser una vez cada 10 a 30 años. Debido a este proceso, grandes cantidades de arena se transfieren en la dirección de acarreo abajo, influyendo en la erosión grandemente.

Es interesante notar, que como resultado de la estrategia de la naturaleza de hacer las cosas de manera simple y sencilla, las bocas se presentan a menudo donde las condiciones de mar afuera son las más prácticas para mantener el canal, es decir, debido a que la retroacción de las olas en arrecifes, islas y cañones, puedan causar una distribución favorable del movimiento de la arena.

ACARREOS POR LA NATURALEZA.

Muchas entradas costeras desarrollan una transferencia natural de arena del acarreo arriba al acarreo abajo. La mayor parte de las bocas transfieren material, en parte debido a la acción del flujo de mareas y en parte por transferencia de arena de un lado de la boca al otro. La figura 7.2, muestra un perfil normal del fondo sin un canal de entrada. El perfil lleva una cantidad neta de m^3 de material a lo largo de la costa por año. La figura 7.3, demuestra los cambios que ocurren en el perfil del fondo después de una fractura. El acarreo entonces se presenta principalmente a través de la entrada.

Es interesante considerar que la arena fluye en esa entrada. Si la cantidad total del material acarreado hacia la boca de todos los lados, es $M_t = M$ total, y p , porcentaje que es transferido por el flujo de la entrada, $(1-p)M_t$ debe ser depositado sobre una barra o banco de arena (figura 7.4). Las corrientes de entrada, llevan material en el fondo hacia adelante y hacia atrás. Si se desarrolla una condición de equilibrio, las corrientes de entrada pueden bajar el material en exceso que entra al canal desde la parte de afuera, para depositarlo en la parte interior de la bahía, o si no, hacia el fondo del océano. Como explica Braja y Gerritsen, los parámetros adimensionales $M_{net}/Q_{in} \times \tau$, parecen ser importantes para el cálculo de este fenómeno. El valor de esta razón indica si la arena se va a depositar en una barra o si se va a transferir hacia el flujo de las mareas. En este último caso, el material se mueve fuera de la boca por corrientes de mareas y se lleva el material

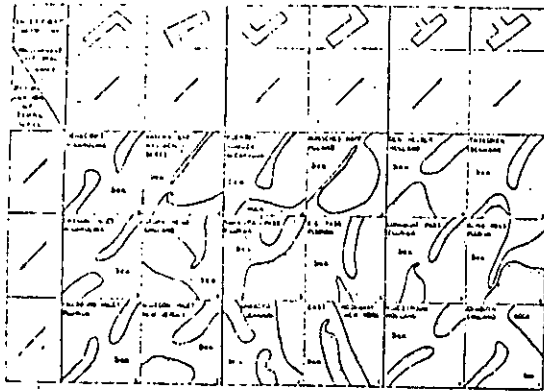


FIGURA 7.1
GEOMETRÍA DE
ENTRADAS COSTERAS

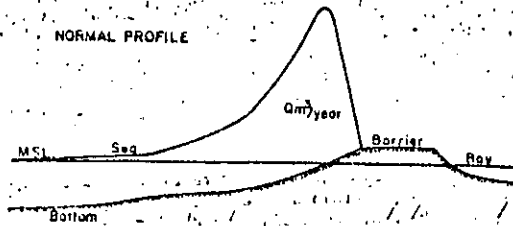


FIGURA 7.2
DISTRIBUCION RELATIVA DE LA CORRIENTE LITORAL EN UN PERFIL
NORMAL DEL FONDO.

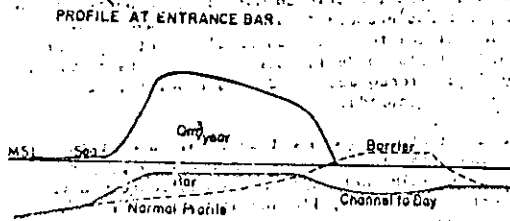


FIGURA 7.3
CAMBIOS QUE OCURREN EN EL PERFIL DESPUES DE UNA FRACTURA.

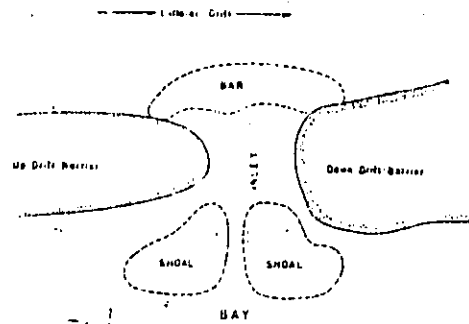


FIGURA 7.4

ENTRADA COSTERA CON UNA GRAN BARRA CREADA POR EL ACARREO LITORAL.

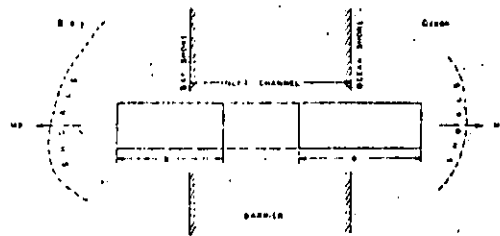


FIGURA 7.5

ETAPA INICIAL DE DESARROLLO EN LA ENTRADA A LA COSTA POR EL CANAL.

de la entrada hacia el mar, posiblemente en la dirección de la corriente.

De experiencias prácticas de este fenómeno, se llega a la siguiente regla: $r < 10-20$, indica que el flujo es predominantemente de marea, es decir, no se formarán barras o si no, serán muy pequeñas; si $r < 200-300$, indica que se tenderán a formar barras o bancos de material.

En el fondo del canal de entrada, el material se mueve en ambas direcciones por las corrientes de escurrimientos y de mareas, las cuales si no contienen aguas dulces y no se tiene un gran prisma de mareas, pueden ser simétricos. En la etapa inicial de desarrollo, cuando la entrada del canal es corta y la sección está incrementándose, la situación se muestra en la figura 7.5 en forma de un diagrama horizontal en la entrada.

7.2 HIDRAULICA DE LAS MAREAS.

La hidráulica de las mareas, es el campo de estudio de las mareas y de las corrientes de marea en el mar, en estuarios, bocas, entradas, bahías, lagunas y ríos. Las ecuaciones básicas para el cálculo de la hidráulica de la marea, depende de el tipo de canal, de la marea en la bahía, área de la laguna, etc.

El movimiento de la marea puede ser descrito como un fenómeno de ola larga, en el cual, las velocidades y aceleraciones verticales de las partículas de agua son despreciadas.

Pocas veces las mareas son de origen puramente astronómico. En algunas ocasiones son afectadas considerablemente por condiciones meteorológicas. También existen factores naturales de propagación como las mareas de tormentas, que se originan mar adentro y se dirigen hacia las aguas costeras.

Matemáticamente el movimiento de la marea puede ser descrito por dos ecuaciones diferenciales: La primera expresa la conservación de la masa (ecuación de continuidad), y la segunda expresa la relación entre las fuerzas actuantes sobre las partículas de agua y las aceleraciones resultantes: (ecuación dinámica).

Con el objeto de definir más claramente los canales de marea, donde la dirección del fluido está determinado por la topografía del fondo de los canales, el fluido se puede observar bajo una dimensión. Esto quiere decir, que el fluido se puede describir por un conjunto de ecuaciones en la dirección "x", que es la dirección del fluido. El fluido transversal y el efecto de Coriolis pueden ser pasados por alto.

Partiendo de que el fondo del área de marea es horizontal, las ecuaciones diferenciales son:

1.- Ecuación de continuidad.

$$\frac{dh}{dt} + \frac{dq}{dx} = 0$$

en la cual "q" indica la descarga por unidad de ancho. $q = Q/B$.

2.- Ecuación dinámica.

$$\frac{dv}{dt} + v \left(\frac{dv}{dx} \right) = -g \left(\frac{dh}{dx} \right) - g \left(\frac{v|v|}{C^2 R} \right)$$

en la cual "v" es la velocidad en la dirección del canal; "x" es la distancia a lo largo del canal; "h" es la elevación del nivel del agua; "h" es la profundidad del agua; "g" es la aceleración de la gravedad; "R" es el radio hidráulico; "Q" es la descarga o gasto; "B" es el ancho del canal; y "q" es la descarga por unidad de ancho.

Una solución de estas ecuaciones que satisfacen las condiciones límites de un canal particular de características conocidas, proporciona las velocidades actuales en la superficie del agua. El encontrar una solución explícita a las ecuaciones, para un conjunto de condiciones de frontera, es laborioso, y por lo tanto resulta conveniente utilizar métodos iterativos o métodos numéricos.

Otro método, es introducir hipótesis simplificadoras en las ecuaciones básicas. Las siguientes hipótesis son las más comúnmente usadas:

- 1.- La elevación promedio de la superficie del agua, es constante a lo largo del canal horizontal.
- 2.- Marea armónica simple.
- 3.- La fricción es lineal.
- 4.- La sección del canal es constante y rectangular.
- 5.- Los términos no lineales en las ecuaciones diferenciales se desprecian.

Curl I. Brown, desarrolló un método para simplificar aún más las ecuaciones básicas. El método de Brown omite los términos 1 y 2 de la ecuación dinámica y utiliza la ecuación de continuidad de marea integrada. Estas simplificaciones implican eliminar las características de la ola de marea de la solución.

Las siguientes hipótesis, son otras consideraciones en las derivadas de Brown.

- 1.- La propagación de la ola de mareas en la bahía, se desprecia, de tal manera que la marea alta y la marea baja ocurre en todos los puntos de la bahía.
- 2.- La boca tiene una sección y profundidad uniformes.
- 3.- Las curvas de marea en el mar y en la bahía, son senosoidales.
- 4.- El vaso es prácticamente circular, de tal manera, que en un instante cualquiera, el plano de mareas es el mismo en toda la bahía.
- 5.- La longitud del canal de entrada, debe estar bien definida.
- 6.- El canal de entrada bajo estudio, es la única conexión entre el mar y el vaso.
- 7.- El agua dulce que entra en el vaso aguas arriba, no es de importancia, de tal manera, que los volúmenes de flujos de entrada y salida durante los ciclos de mareas se suponen constantes.

La ecuación de continuidad toma la forma:

$$\int_0^{T/2} Q dt = 2 \alpha \Delta$$

donde "2 α ", indica el rango de mareas en la bahía.

La ecuación dinámica es idéntica con la fórmula de Chezy.

$$v = C (R S)^{1/2}$$

en la que:

$$S = (H_1 - H_2) / L$$

Brown desarrolla una fórmula para determinar el rango medio de mareas en la bahía, las velocidades máximas de la corriente y el prisma medio de mareas. El enfoque de Brown es útil para estimaciones preliminares, pero no para diseño de detalles.

Garbis H. Keulegan, da un enfoque más preciso para el problema. El omite el término (1) de la ecuación dinámica, pero el término $[v(dv/dx)]$ se toma en consideración. Con respecto a la esquematización, sus hipótesis son similares a las de Brown. Al omitir un término con el parámetro de tiempo t , las características de la ola de la solución se eliminan también.

En combinación con las dos ecuaciones fundamentales, Keulegan llega a:

$$\frac{dH_1}{dt} = k H^{1/2} (H_1 - H_2)^{1/2}$$

para marea alta, y:

$$\frac{dH_1}{dt} = -k H^{1/2} (H_1 - H_2)^{1/2}$$

para marea baja, las cuales son ecuaciones diferenciales de la fluctuación de la superficie en el vaso. H_2 y H_1 representan las elevaciones del agua en el mar y en la bahía; $2H$ es el rango de marea en el océano (curva sinusoidal); ϕ es el ángulo de fase, y k es el llamado "coeficiente de reflexión". En los resultados obtenidos, k toma un papel decisivo al integrar los efectos de los canales y las dimensiones del vaso, la rugosidad hidráulica del canal, y el período y el rango de las fluctuaciones de la marea en el vaso.

El enfoque de Keulegan es muy racional para arenas de bahías de relativa corta longitud, las que se pueden considerar como vasos que se llenan, dado que la propagación de la onda de marea se desprecia.

El método de Lorentz, pertenece a los métodos armónicos, debido a la forma como simplifica las ecuaciones básicas.

- 1.- El término 2 se omite en la ecuación dinámica.
- 2.- El término 4 de la fricción, se supone lineal.
- 3.- El área de la bahía y la sección del canal, se introducen como valores constantes.
- 4.- En la ecuación de continuidad, el término 2, se reemplaza por $h(dv/dx)$, en la cual h se considera constante.

Las hipótesis resultan en las ecuaciones siguientes:

$$\frac{v \cdot h}{dt} + h \left(\frac{dv}{dx} \right) = 0 \quad y: \quad \frac{dv}{dt} = -g \left(\frac{dh}{dx} \right) - kv$$

El coeficiente de linearización k , se determina a partir de consideraciones de energía.

$$k = \left(\frac{V_m}{3h}\right) \left(\frac{g}{c^2}\right) \left(\frac{V_m}{h}\right)$$

donde V_m es la velocidad media máxima a lo largo de la sección del canal considerado.

$$k = \omega t; g^2 f = \left(\frac{2V_m}{c}\right) \epsilon g^2 f$$

en la cual f es el ángulo de fricción, se obtienen expresiones para la amplitud y para la fase de la marea y también para las condiciones de flujo. Tanto las curvas de marea como las de flujo, son funciones armónicas debido a las hipótesis lineales.

La velocidad de propagación de la onda de marea es:

$$c = [gh(1 - tg^2 f)]^{1/2}$$

Las características de la marea se introducen como funciones complejas; el movimiento de mareas puede analizarse descomponiéndolo en sus principales armónicas. Dronkers, da una solución del método armónico con funciones reales goniométricas (funciones angulares).

En la predicción de las corrientes de mareas en proyectos importantes, tales como la construcción de entradas, es necesario crear un método que considere las características locales del movimiento de mareas. En el método exacto de Dronkers, las ecuaciones se sujetan a integración numérica, en donde todos los términos de la ecuación de continuidad y la ecuación dinámica se toman en consideración. Una característica esencial de este método es que la fricción hidráulica se mantiene en forma cuadrática.

Las ecuaciones de continuidad y momento se resuelven numéricamente por secciones sucesivas del estero o marea del río; cada sección es menor de 5 a 10 kilómetros. Debido a que la continuidad en las transiciones entre las secciones, existe para el flujo, Q y la carga total, H , resulta conveniente reemplazar h por $H = h + (V^2/2g)$.

Las ecuaciones fundamentales pueden escribirse como:

$$\frac{dQ}{dx} = -B \left(\frac{dH}{dt}\right) + 2BUQ \left(\frac{dQ}{dt}\right)$$

$$y: \frac{dH}{dx} = -m \left(\frac{dQ}{dt}\right) + 2BUQ \left(\frac{dH}{dt}\right) \pm WQ^2$$

en la cual B es el ancho del canal; $W = 1 / CAh$; $U = (1/2gA^2)$, $UQ^2 = V^2/2g$, velocidad principal; $m = 1/gA$.

Las dos ecuaciones diferenciales se resuelven por un método iterativo. La primera aproximación se encuentra al substituir $Q = Q_0(t)$ y $H = H_0(t)$ en los miembros del lado derecho e integrando de 0 a x . Substituyendo la primera aproximación en el lado derecho se obtiene la segunda aproximación.

$$Q_1 = Q_0 - B \left(\frac{dH_0}{dt}\right) x + 2BUQ_0 \left(\frac{dQ_0}{dt}\right) x$$

y:

$$H_1 = H_0 - m \left(\frac{dQ_0}{dt}\right) x + 2BUQ_0 \left(\frac{dH_0}{dt}\right) x \pm WQ_0^2 x$$

La segunda y siguientes aproximaciones se obtiene al substituir las ecuaciones por Q_1 y H_1 y sus derivadas con respecto al tiempo, dentro de las ecuaciones diferenciales y después se integra.

$$Q_2 = Q_1 + \frac{1}{2} B m \left(\frac{d^2 Q_0}{dt^2}\right) x^2 \pm B W Q_0 \left(\frac{dQ_0}{dt}\right) x^2 + Q_2(t, x)$$

y:

$$H_2 = H_1 + \frac{1}{2} B m \left(\frac{d^2 H_0}{dt^2}\right) x^2 \pm B W Q_0 \left(\frac{dH_0}{dt}\right) x^2 \pm \frac{1}{3} B^2 W \left(\frac{dH_0}{dt}\right)^2 x^3 + H_2(t, x)$$

Q_3 y H_3 denotan conjunto de términos de orden de menor magnitud, y en algunas ocasiones se pueden omitir. La continuación del proceso de Q_{III} y H_{III} pero como regla a la aproximación Q_{II} y H_{II} , son suficientes para cálculos prácticos.

El método de Dronkers ha sido aplicado en cálculos de mareas en Holanda, para el pronóstico de corrientes de mareas en secciones estrechas formadas durante los desastres de 1953.

7.3 CORRIENTES DE DENSIDAD Y CORRIENTES DE SALINIDAD.

CORRIENTES DE DENSIDAD.

Hay muchas clases de corrientes en los Océanos. Estas corrientes se pueden clasificar en varias formas, siendo más:

- 1) Corrientes producidas por viento de duración relativamente corta.
- 2) Corriente producida por las olas de la superficie.
- 3) Corrientes de marea.
- 4) Corrientes mayores de Océano, que generalmente se consideran del estudio de una parte de la circulación Océánica.

En suma a estas clases de corrientes hay corrientes en zonas cerca de la costa - debidas a ríos que descargan sus aguas dentro del océano produciendo un considerable momento.

CORRIENTES POR OLAS INDUCIDAS.

Al soplar el viento sobre la superficie del agua se está transmitiendo energía al agua. Parte de esta energía se transforma en corrientes de superficie y, parte en forma de olas de superficie. La cantidad de energía dividida dentro de éstas dos formas de mecanismo de transmisión de energía (transporte directo; y radiación) es desconocido. En la zona donde las corrientes y olas (llamadas olas de viento o de mar) están siendo generadas, los movimientos de las partículas de agua son complicadas como puede verse en la figura 7.6

Después de que el viento ha dejado de soplar, o las corrientes y las olas han dejado la zona generadora, entonces son libres y las corrientes se denominan corrientes de inercia y las olas son llamadas "swell" (olas de largo periodo y larga duración).

Para el caso de aguas profundas existe ausencia de fluido de regreso (resaca), algunas curvas de velocidad y transporte se muestran en las figuras 7.7 y 7.8. Como éste es un efecto de segundo orden, puede ser el efecto debido a la viscosidad pueda modificar el transporte de masas en una considerable extensión de aguas poco profundas. En aguas profundas, el hecho de que el agua, sea viscosa tiene poco efecto para el transporte de masas como se ha comprobado en mediciones de laboratorio. La solución para el transporte de masas es la función que considera la viscosidad del agua y es la siguiente:

$$\bar{U}_{NV} = \frac{1}{4} \left(\frac{\pi H}{L} \right) \left(\frac{\pi H}{L} \right) \cdot \frac{1}{\sinh \frac{\pi d}{L}} \left\{ 2 \cosh \left[\frac{4\pi d}{L} \left(-\frac{Y}{d} - 1 \right) \right] + 3 + \frac{2\pi d}{L} \left(3 - \frac{Y^2}{d^2} + 4 \frac{Y}{d} + 1 \right) \sinh \frac{4\pi d}{L} + 3 \left(\frac{\sinh \frac{4\pi d}{L}}{4\pi \frac{d}{L}} + \frac{3}{2} \right) \left(\frac{Y^2}{d^2} - 1 \right) \right\}$$

La ecuación anterior fué desarrollada por Longuet-Higgins desarrollada para olas progresivas: la relación entre las cantidades dimensionales $\bar{U}_{NV}(\pi H/L)(L/\pi H)$, d/L y Y/d se muestran en la gráfica 7.1. Existen dos características sobresalientes de ésta teoría, y es la experimentación parcial de la siguiente: Primero, el transporte cerca del fondo si que siempre en la dirección del avance de la ola y; Segundo, para aguas de relativa poca profundidad el transporte va en dirección opuesta a la dirección del avance de la ola. Gráfica 7.2.

Existen muchas playas en las cuales, hay irregularidades que causa el fluido del agua hacia el mar como un angosto corte. Una figura que muestra este proceso de corte es la 7.9.

Como se indica en el dibujo de la corriente de corte consta de tres principales partes: El mecanismo alimentador de corriente, en el cual el flujo se mantiene paralelo a la parte interna de la rompiente en la costa; la corriente propia de corte, la cual atraviesa el flujo la zona de rompiendo por una angosta sección; y la porción mar adentro, donde la corriente se ensancha y pierde velocidad

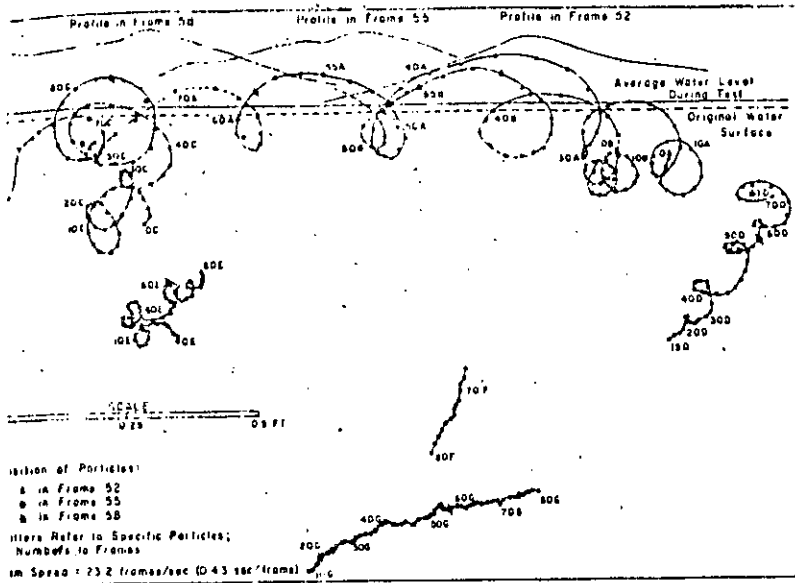


FIGURA 7.6

CURSO DE PARTICULAS EN OLAS DE VIENTO.

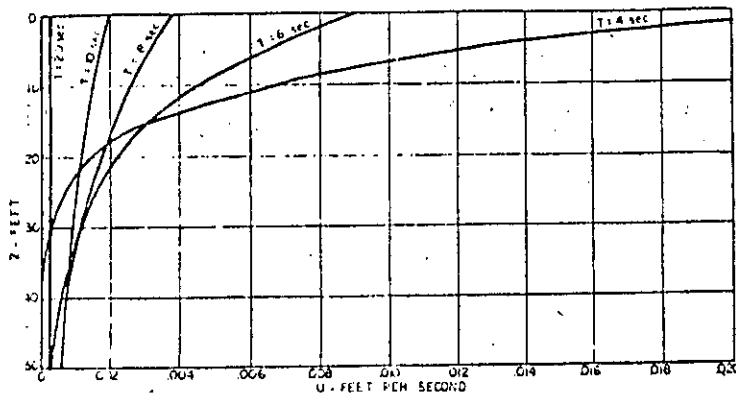


FIGURA 7.7

VELOCIDAD DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS, A VARIAS PROFUNDIDADES, EN AGUAS PROFUNDAS COMO UNA FUNCION DEL PERIODO DE OLA, PARA OLAS DE UN PIE DE ALTURA.

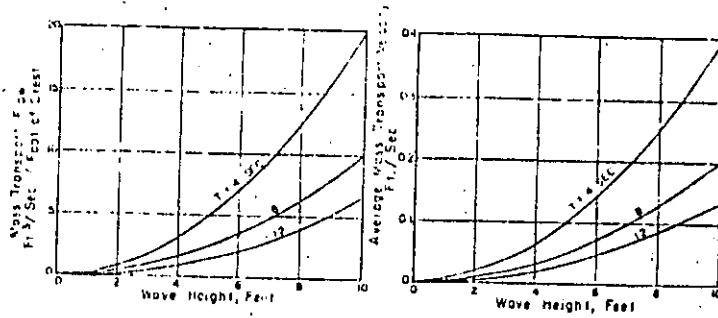
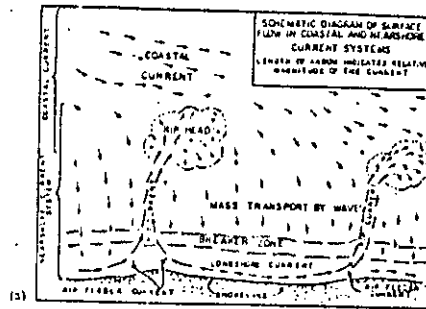
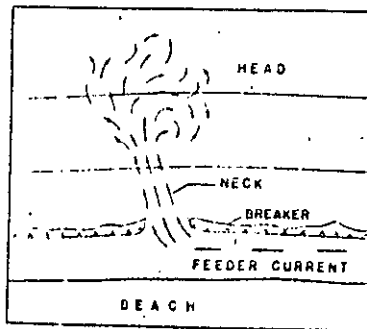


FIGURA 7.8

FLUIDO DE TRANSPORTE DE MASA Y VELOCIDAD PROMEDIO COMO UNA FUNCION DE LA ALTURA DE LA OLA Y PERIODO PARA LA REGION ENTRE LA SUPERFICIE DEL AGUA Y LA PROFUNDIDAD DE 50 FT.



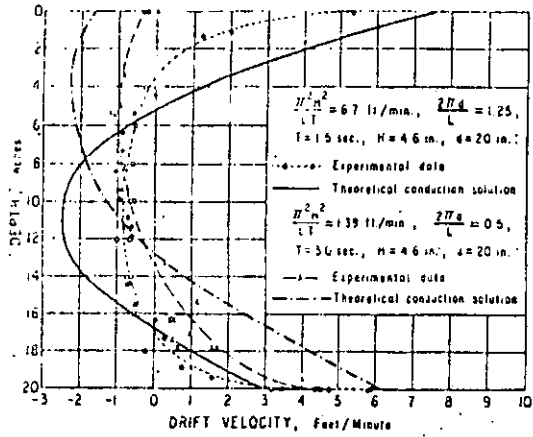
(a)



(b)

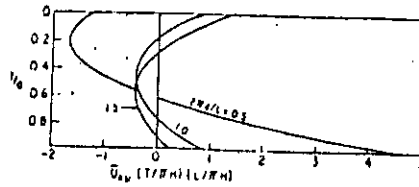
FIGURA 7.9

DIAGRAMA ESQUEMATICO DE DOS SISTEMAS DE CORRIENTES INTERRELACIONADOS CERCA DE LA COSTA a, b, PENETRACION DE CORRIENTE



GRAFICA 7.2

COMPARACION ENTRE MEDICIONES Y EL TRANSPORTE NULO DE SEDIMENTOS Y PERFIL DE LA VELOCIDAD EN AGUAS CON PROFUNDIDAD UNIFORME.



GRAFICA 7.1

GRAFICA DE $U_{0v} (T/H)(L/H)$ QUE REPRESENTA EL PERFIL DE LA VELOCIDAD DEL TRANSPORTE DE MASA EN EL INTERIOR DEL FLUIDO EN UNA OLA PROGRESIVA.

Las corrientes de corte, son fáciles de detectar desde el aire pero más difícil de detectar desde tierra. Un observador de tierra, usualmente puede distinguir un corte por un alargamiento de agua relativamente sin romper en la línea de rompiente y una senda de espuma y agua descolorida mar afuera. Una vez formada la corriente de corte se forma un canal en la arena y permanece estable hasta que las condiciones de la ola cambien.

Al aproximarse las olas a la línea de la costa, con un cierto ángulo, se verifica con los siguientes cambios: de altura y de longitud, así como también en la dirección, pudiendo ser las olas paralelas a la costa, curvas a la costa, o refractadas; porque en parte interna de la costa el frente de ola viaja a más baja velocidad que en aguas profundas. Consecuentemente las olas se mueven en forma oscilatoria y tendiendo a conformar el fondo. Las características topográficas del fondo, el período de ola y la dirección de las olas en aguas profundas, determinan la forma o patrón de olas en aguas bajas. El resultado de la refracción es un cambio en la altura y dirección de las olas. En condiciones muy irregulares del fondo las alturas pueden variar bastante entre puntos cercanos a lo largo de la costa. La magnitud de la altura y los cambios de dirección, resultado de la refracción, pueden calcularse por medio de el uso de los diagramas de refracción.

Aunque la tendencia de las olas es de volverse paralelas con respecto a la costa como resultado de la refracción, también usualmente rompen en un ángulo pequeño con la costa, produciéndose una corriente litoral efectiva en el movimiento de masas de agua lentamente a lo largo de la costa, en la zona de rompiente. La fuerza de la corriente litoral en términos de ola y características de la playa a lo largo de la línea de la costa, ha sido estudiada por varios investigadores (Putnam, Shepard, Inman y Quinn). A partir de un análisis en laboratorio y datos de campo, Inman y Quinn, propusieron la siguiente expresión para la velocidad de la corriente litoral:

$$V = \left[\left(\frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]^2$$

donde:

V = Velocidad de la corriente litoral (en pies por segundo) .

$x = (108.3 H_b \cos \alpha) / T$

$y = C_b \operatorname{sen} \alpha$

$C_b = (2.28 g H_b)^{1/4}$ = Velocidad de ola, (pies / seg.)

α = Ángulo entre la rompiente y la línea de la costa (en grados)

H_b = Altura de la rompiente (pies) .

T = Período de la ola (segundos) .

g = Aceleración de la gravedad (pies / seg.²)

l = Tangente de la pendiente de la playa.

Uno de los más importantes efectos de la corriente litoral es el movimiento de arena a lo largo de la costa, denominado "Acarreo Litoral". La corriente litoral, combinada con la acción o agitación de las olas en la rompiente, es uno de los principales factores que causan el movimiento de la arena. Estudios realizados, han indicado que el mayor porcentaje del transporte de arena a lo largo de la costa ocurre en la zona hacia la costa de la línea de rompiente (Johnson) .

CORRIENTES DE MAREA.

Las fuerzas astronómicas de la Luna y el Sol causan, como ya se sabe, las mareas en el océano, con movimientos horizontales y verticales.

En años recientes el problema de la circulación del agua en estuarios, ha sido estudiada por investigadores como: Tully (1949), Rhodes (1950), Pritchard (1955), y otros. Pritchard, por ejemplo, clasificó a los estuarios en cuatro tipos; cada uno con una distinta densidad de estratificación y patrón de circulación, y concluye que un estuario tiende a cambiar a la forma tipo A (altamente estratificado), por medio del tipo B (moderadamente estratificado) y el tipo C o D (verticalmente homogéneo). Cualquiera de los anteriores factores, producen una disminución en el fluido del río, aumento en la velocidad de marea, aumento en la anchura y disminución en la pendiente. En el río Mississippi, figura 7.10a, por ejemplo, es típico del estuario tipo A; en la figura 7.10b, se tiene un ejemplo de el estuario tipo B.

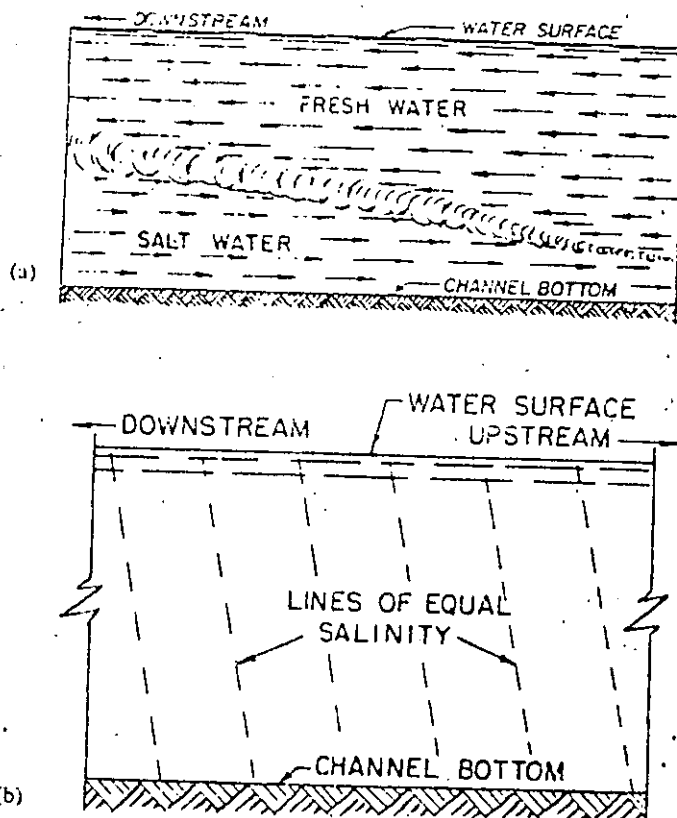


FIGURA 7.10

- a) SE MUESTRA ESQUEMATICAMENTE LA DISTRIBUCION DEL FLUIDO EN EL ESTUARIO DEFINIENDOSE LA CUÑA DE SALINIDAD.
- b) SE MUESTRA ESQUEMATICAMENTE LA DISTRIBUCION DE SALINIDAD EN UN ESTUARIO EN DONDE LA MEZCLA CAUSADA POR LA TURBULENCIA DE LA MAREA NO PERMITE LA FORMACION DE LA CUÑA DE SALINIDAD.

CONDICIONES DE LOS ESTUARIOS.

Un estuario es una zona en la cual agua fresca de un río o del sistema de un lago, la cual se mueve hacia el mar, generando flujos estratificados, debido a las diferencias de densidad. Para que esta influencia sea importante, las aguas que se mezclan, deben estar contenidas dentro de las fronteras limitadas, tales como en diente de sierra.

La descarga del agua fresca más ligera, se concentra en la superficie del agua - salada (más densa), hasta formar un acoplamiento entre las dos. Esta capa se mueve hacia abajo en el estuario, o en la boca del río y lo forma lo que se llama cuña de salinidad. El efecto cortante del agua fresca en el acoplamiento, causa mezclas con una consiguiente pérdida del movimiento del agua de sal hacia el mar, acompañando la descarga de agua dulce. Esto causa la inducción de más agua salada para remplazar la descarga y producir un movimiento hacia adentro del lecho. Figura 7.11.

El movimiento hacia adentro fluctúa con el ciclo de la marea. Su acrecenta durante la pleamar y disminuye cuando vuelve mar adentro durante la bajamar. En este balance puede aceptarse que hay una tendencia hacia adentro mayor en el lecho, y una tendencia hacia afuera mayor en la superficie. Esto puede verificarse por mediciones en la corriente, a lo largo del diente en un estuario particular. Las fluctuaciones a largo plazo ocurren debido a los ciclos anuales de los flujos de agua dulce. Un incremento de descarga de agua dulce, demandará más agua salada en la interface y se generará un flujo mayor cerca del lecho, cuando la cuña se mueve en dirección hacia la boca del río, de tal manera, que la zona de salinización cambia en el transcurso del año.

La discusión aquí se concentra, entre las corrientes de la cuña de salinidad con las olas con dirección mar adentro. La contracorriente de la superficie que persiste, durante la mayor parte del ciclo de marea, se vuelve con pendientes mayores y didipa parte del espectro de la ola, disminuyendo las longitudes de las olas restantes. Su influencia en el lecho se reduce durante el período cuando una salida de flujo en el lecho puede afectar un movimiento en dirección al mar de material arrastrado a la cabeza del estuario de cualquier lugar. Durante la pleamar, las olas se mueven hacia la boca del río, mientras son aumentadas y distorsionadas en la cresta, de tal manera, que se aumenta el transporte de masas en la parte inferior, justamente cuando el movimiento en el lecho es óptimo. Esta influencia diferencial en el lecho de las olas y las corrientes concurrentes, resultan en tendencias mayores para azolver el estuario.

Además de venir hacia la boca desde aguas arriba, el sedimento puede ser suministrado por el mar y de las fronteras del estuario. El de la entrada del océano al estuario puede provenir de a lo largo de la costa y puede ser transportado por transporte de masas o por corrientes litorales hasta la penetración. Otras fuentes de sedimentos marinos como se muestra en la figura 7.12, son restos de conchas y precipitaciones de agua de mar. La mayor parte de estos últimos es carbonato de calcio, que es el material constituyente de las conchas. Los estuarios son normalmente zonas de poca profundidad de océano, cuyas aguas se re-nuevan con la masa oceánica adyacente; por lo tanto puede estar más caliente y promover la precipitación o los movimientos mencionados anteriormente; ya sea a través de la fauna o de procesos químicos. El volumen del sedimento que se produce, depende principalmente de la latitud del estuario, o de la sección de la plataforma continental. En ciertas zonas costeras en los trópicos, el contenido de carbonato del material en los bancos de arena, alcanza el 97%. Es importante por lo tanto analizar el probable origen de ellos. Si son de origen marítimo, cualquier control de la salida del río, no ayudará al problema de azolve del estuario.

La otra fuente de material en la boca del río, es el movimiento de la dirección del litoral, generado por las olas que entran a lo largo de las fronteras del estuario. El sedimento puede alimentar al embudo de la línea de la costa por ríos. Estas corrientes son secundarias a los ríos principales, cuya salida es la característica geológica más importante de las márgenes costeras.

La naturaleza fisiográfica de estas entradas serían: los escurrimientos laterales de los ríos deben de ser cortos y con pendientes fuertes, por lo tanto tienden a transportar los materiales grandes, a diferencia de los ríos largos que necesitan escurrir a lo largo de planicies mayores de menor pendiente. Los ensayos indicarían la proporción de material que su originaría de dichas fuentes.

CALCULO DE LA DIRECCION LITORAL.

En el transporte de sedimentos a lo largo de la costa, se ha observado que sucede en la zona de rompiente y en la de mar afuera. El siguiente análisis se referirá a la primera observación, considerando los mayores factores que influyen en los movimientos de lecho.

Como el momento del agua que genera el litoral, puede derivarse de valores de la energía de la ola y su componente a lo largo de la costa, es posible relacionar las características de las olas profundas con estas, y más empíricamente el volumen de sedimentos acarreados. Existen factores como la disipación de la energía, la filtración del fondo y reflexión de la ola, que son factores difíciles de considerar, aunque la información por el momento se está almacenando, por lo que se indican valores generales.

CORRIENTES LITORALES.

Sonu, probó varias fórmulas, y encontró que no concordaban con mediciones hechas durante seis meses. Sonu y su equipo, concluyeron que bajo condiciones naturales, la topografía cerca de la costa, participa en los mecanismos de corrientes a lo largo de la costa con una variable dinámica, no solamente redistribuyendo el influjo en diferentes posiciones a lo largo de la costa, sino adicionalmente sufriendo desplazamientos y transformaciones debido a las olas y corrientes afectadas.

Otras fórmulas han permitido hacer posible la comparación de los aspectos teóricos y de laboratorio que desacuerdan entre sí. Estas diferencias ocurren al usar o bien el momento, flujo de energía de la ola, en rompiente, y al emplear teorías senosoidales, cnociales u ondas solitarias en la zona de transición o de aguas poco profundas. Muchos investigadores han basado cálculos sobre una sola onda senoidal, la cual puede representarse como la situación de un cruceo en un margen oceánico.

Sonu, no trató específicamente con el perfil de tormenta en la playa, pero la naturaleza transitoria de ésta altura de ola, el período y dirección, hacen que su aplicación en este caso sea sumamente subjetivo.

DIRECCION DE LA CORRIENTE LITORAL.

El cambio de dirección de la corriente litoral, introduce factores que deben calcularse empíricamente a base de pruebas en modelos o pruebas de campo. Las variables involucradas se discutirán presentando la publicación presentada por Castanho.

Usando la teoría de la ola solitaria él obtuvo:

$$G = \frac{E_r T^2}{(1 - 1/S) \tan \theta} \quad \text{---- (1)}$$

donde G = el peso del sedimento movido por segundo a través de un plano normal a la playa.
 E_r = $\frac{\text{energía disipada}}{\text{componente de energía a lo largo de la costa}} = \text{sen} \alpha_b f \left(\frac{m H_b}{k' \tan \alpha_b L_b} \right)$

donde:

m = Pendiente de la playa; $H_b/L_b = H_b/D_b$ $T = H_b / (1.78 g D_b)^{1/2}$ $T = H_b / (1.78 g 1.3 H_b)^{1/2}$.

k' = Factor de rugosidad.

P = Poder de la ola por unidad de longitud de la playa = $2.2 H_b^3 \omega \text{sen} \alpha_b \cos \alpha_b / T$
 $= \omega^2 L_b \text{sen} \alpha_b \cos \alpha_b / 16T$, donde ω es el peso específico del agua de mar;

S = La gravedad específica del sedimento.

θ = El ángulo de fricción interna del sedimento.

Substituyendo ciertos valores sugeridos por Castanho para costas arenosas, la ecuación (1), puede reducirse a:

$$\frac{m H_b}{k' L_b} = 0.12; \quad \theta = 35^\circ; \quad \left(1 - \frac{1}{S}\right) = 0.623$$

$$\frac{7.6 T}{\omega H_b^2 L_b} = E_r \text{sen} \alpha_b \cos \alpha_b \quad \text{---- (2)}$$

El valor de k'_b , depende del valor α_b y la pendiente de las olas (H_b/L_b), de tal manera que ambos $E_r = \text{sen} \alpha_b f(0.12/\tan \alpha_b)$, y $\text{sen} \alpha_b \cos \alpha_b$ se han graficado con respecto a H_b/L_b en la gráfica 7.3 y 7.4. La ecuación (2), es dimensionalmente homogénea y unidades apropiadas pueden utilizarse al resolver.

Ejemplo . -

Olas de 2.5 ft de altura y período de diez segundos llegan en varios ángulos a la costa, el banco de arena continental puede considerarse uniforme a lo largo de la costa en -

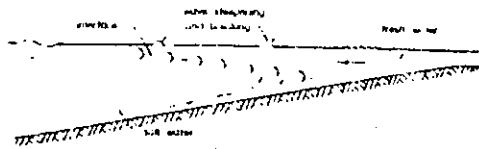


FIGURA 7.11
SECCION DE LA BOCA DE UN ESTUARIO QUE MUESTRA LA CUÑA DE SALINIDAD.

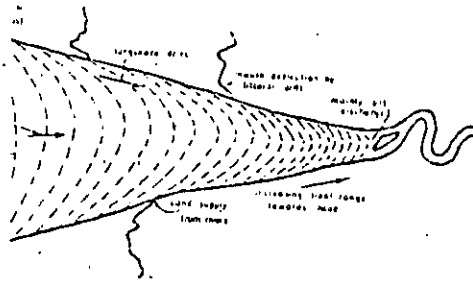
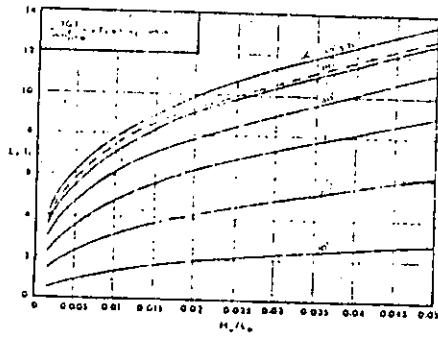
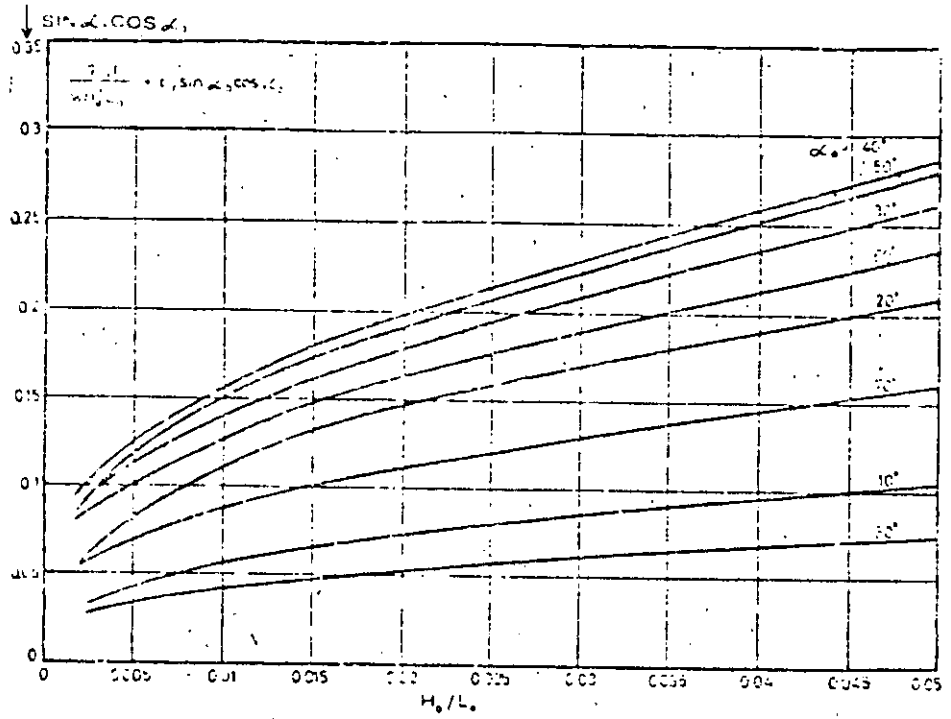


FIGURA 7.12
TIPICO CURSO DEL SEDIMENTO EN UN ESTUARIO.

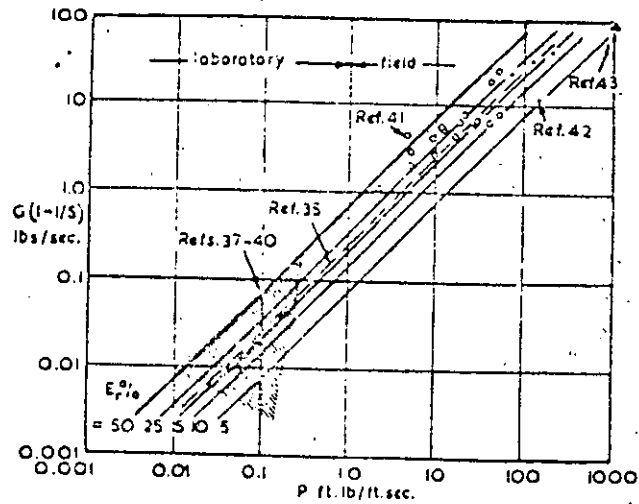


GRAFICA 7.3
RELACIONES PARA EL CALCULO DEL ACARREO LITORAL.



GRAFICA 7.4

RELACIONES PARA EL CALCULO DEL ACARREO LITORAL.



GRAFICA 7.5

RELACIONES PARA EL CALCULO DEL ACARREO LITORAL CON DATOS DE OTROS CURSOS.

estudio. Usando el sedimento normal y las características de la playa, determinar la dirección de la corriente litoral para ángulos de 20°, 40°, 60° y 80°.

$$H_0 = 1.5 \text{ (ft)}, L_0 = 332 \text{ (ft)}, H_{0.5} = 0.665$$

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{1.5}{332} = 0.0045$$

α	E_r	$\frac{H_0}{L_0}$	$\frac{H_0}{L_0}$	$\frac{H_0}{L_0}$
20	7.3	0.08	17.20	180
40	4.7	0.125	17.20	570
60	6.2	0.10	18.20	665
80	5.8	0.03	5.10	170

El peso específico de la arena seca usada para determinar V en la tabla, es 1600 kg./m^3 . Para suponer la tasa anual de transporte es necesario conocer el número de días en los cuales llegan las olas en cierto orden. Aun con la poca energía sugerida en el problema, la dirección de la corriente litoral óptima es $\alpha = 50^\circ$, que es el equivalente a un cambio de 6 yd. pasando a lo largo de la costa cada 30 minutos.

Innan y Frautschy, han hallado relaciones empíricas entre el piso sumergido por segundo pasando por cualquier punto y la potencia de la ola por unidad de longitud en la costa. La fórmula de la ecuación (1), sería:

$$P = 4(1 - 1/5) \dots (3)$$

La cual se grafica en la gráfica 7.5 junto con datos proporcionados por pruebas de laboratorio y pruebas de campo. La zona sombreada indica la localización de la mayor parte de los resultados del laboratorio.

Acceptando el valor de $\tan \alpha = 0.7$ utilizado anteriormente la ecuación (3), implica que $E_r = 17.5 \text{ z}$. Como se ve en la gráfica 7.3, esto debe aplicarse para olas de mayor potencia que 1/20, las cuales son el límite de la gráfica. Innan y Frautschy, comentaron acerca de las diferencias del laboratorio y las pruebas de campo como sigue: Las ecuaciones para la potencia de la ola se escriben generalmente por el root-mean-square de la altura de la ola, el cual es el parámetro más comúnmente usado en el laboratorio. Sin embargo, los cálculos de potencia para datos de campo parecen ser basados en altura de ola significativa y un factor de 2 puede ser muy alto. Por otro lado en la práctica de representar el espectro de potencia completo en términos de una ola significativa, puede resultar en omisiones de contribuciones importantes de energía de las olas de diferente frecuencia, causando que los cálculos sean muy bajos. Una evaluación rigurosa de esta relación es esencial para planear las playas.

En este respecto la diferencia substancial entre olas de tormentas y la condición de mar prolongado de mar crecido, deben tenerse en mente.

Con la forma, el concepto de la altura de ola significativa o energía del espectro es importante, mientras que con crecido, una altura promedio sobre un largo período puede ser adecuado. El clima de las olas en un área costera es importante para considerar, en términos de la energía total de la ola, o más correctamente, la componente de energía a lo largo de la playa. Esto incluye olas de tormenta y mar crecido durante el año, que actuarán en diferentes perfiles de playa y sufriendo diferentes pérdidas (E_r).

Castanho, da ejemplos de dos playas en las cuales E_r era el 7 % y 16 % respectivamente. En la gráfica 7.5, se dibujan líneas, las cuales representan un valor de E_r . Puede observarse que los datos de varias fuentes están contenidos dentro del rango de E_r del 5 al 10 %. Parece que las ecuaciones 1 y 3 pueden conducir a soluciones generales del problema. Las variables de la pendiente de la playa (m) y el factor de fricción K' pueden relacionarse en alguna manera al tamaño del sedimento.

TEORIA DE LOS MOVIMIENTOS DEL SEDIMENTO.

Las fuerzas ejercidas sobre partículas de sedimento por flujos unidireccionales, han sido estudiadas durante muchas décadas, pero existe gran necesidad de racionalizar sobre las muchas relaciones desarrolladas. Teorías y experimentos relacionados con la acción de las olas se han hecho en fechas recientes, con la cantidad de material realizado en los últimos veinte años.

Al comparar movimientos de partículas de agua cerca del lecho de un río o un canal, con las del lecho del océano (sujeto a la acción de las olas), resulta inmediatamente obvio que existen diferencias significativas. La naturaleza del movimiento del flujo oscilatorio con

El flujo continuo es diferente, debido a fluctuaciones en pequeñas capas de estratos - contra condiciones turbulentas. La distribución razonablemente uniforme de la energía con respecto al fondo de un canal largo, debe compararse con las amplitudes variables y velocidades de oscilación inducidas por condiciones rápidamente cambiantes. Nuevamente las profundidades en los dos casos son significativamente diferentes, las corrientes de agua - son de poca profundidad pero de profundidad relativamente constante, las zonas costeras varían en profundidad desde la línea de rompiente hasta la orilla de la plataforma continental. Por lo tanto las zonas de mar fuera deben especificarse en términos de profundidad y características de día cuando el transporte de sedimento está siendo estudiado.

El movimiento oscilatorio, producido por olas, incluye aceleraciones y desaceleraciones de partículas de agua. Estos ejercen fuerzas sobre los granos de arena en adición a los empujes producidos por las velocidades pico. Estas fuerzas inerciales están algo fuera de lugar con las componentes de velocidad y se ha demostrado que son del orden del 5% de la fuerza máxima en la partícula. Sin embargo, el cálculo de cualquier grupo de fuerzas dependen del uso de los coeficientes de arrastre, empuje e inercia, calculadas en condiciones de flujo unidireccional. El grado de dispersión en sus valores, como se verá después, tiende a que se pierda confianza en la validez de los mismos.

Los movimientos producidos por olas, difieren de los flujos estables. Se generan en direcciones alternadas por movimientos del agua de corta duración. Este movimiento es relativamente uniforme a lo largo de la longitud de la cresta de la ola, la cual difiere de las velocidades más aleatorias y las fluctuaciones unidireccionales del flujo. Mientras que los vórtices de olas se producen durante la aceleración y partes de alta velocidad de los orbitas de partículas de agua, su influencia se siente en una desaceleración de cero o en una situación de flujo inverso. Ver figura 7.13

CUNA DE SALINIDAD.

Para una descarga de un río, una cuna alcanzará una longitud de equilibrio medida por la boca natural del río o por una cierta pseudo-boca en la dirección del mar, si la zona de la orilla está deprimida a lo largo de la plataforma continental. Para eliminar el efecto de las corrientes de la marea, las medidas de estas longitudes se refieren generalmente a la condición estática durante la marea, en el extremo de la marea. La excursión de partículas de agua debidas a la oscilación de la marea, pueden ser calculadas y esto desplaza a la cuna aguas arriba o aguas abajo por una cantidad específica.

La longitud se determina para las condiciones estáticas y se refiere a la cuna de salinidad, la cual se muestra como L_A en la figura 7.14, donde se ve que: ρ es la densidad del agua fresca del fluido que sale; ρ_m es la densidad del agua salina del mar adyacente; V es la velocidad del fluido del río a una distancia x de la boca; V_b es la velocidad del fluido del río en la boca; d es la profundidad del río (considerándose constante en la longitud de la cuna); h es la altura considerada desde el fondo del río a la interfase a una distancia x a partir de la boca; h_b es la altura considerada desde el fondo del río a la interfase en la boca.

En la figura 7.14, también se muestra el vector V_d el cual sería la velocidad de avance en el fondo, si la barrera entre el agua fresca y el agua salada rápidamente se quitará. Esto tiene una aplicación directa en la penetración de agua salada dentro de estuarios, donde el escurrimiento se suplía por agua fresca a los lados de la compuerta. Esto ocurre en relación con la cinemática de los fluidos estratificados y el término de velocidad densimétrica V_d se define como:

$$V_d = \left(\frac{\Delta \rho}{\rho_m} g d \right)^{1/2}$$

donde ρ_m es la densidad = $(2\rho + \Delta\rho)/2$

si $\Delta\rho \approx 0.05$ (o 1/32 por el peso de la sal, por ejemplo; cada pie cúbico de agua de mar contiene 2 lb. de sal) entonces $\rho_m \approx 1.025$ y $\Delta\rho/\rho_m \approx 0.02$. La salinidad del agua de mar cerca de la costa puede variar de un lugar a otro, de estación a estación y con cada marea. Cuando los cálculos resultan complicados las medidas se deberán obtener a lo largo de los años, o en su defecto, el valor de 0.02 se puede aceptar.

La velocidad densimétrica conduce a dos parámetros adimensionales, que se llaman número densimétrico de Froude:

$$F_d = \frac{V_r}{V_d}$$

y el número densimétrico de Reynolds,

$$R_d = \frac{V_d d}{\nu}$$

donde V es la velocidad característica $\approx 11.36 \sqrt{V_{\text{avg}}}$.

La longitud estacionaria de la cuña puede expresarse en términos adimensionales:

$$\frac{L_A}{d} = f(F_d, R_d, \frac{d}{b})$$

donde b es el ancho de la corriente de agua.

Oster, ha medido la sección transversal en proporciones de d/b como un factor de corrección de la longitud, de tal manera, que cualquier corriente específica que se tenga forma rectangular y pueda causar mezclas no normales introducidas dentro del estudio de modelos.

En una serie de mediciones hechas en laboratorio en un canal recto, rectangular y de sección variable, Keulegan llegó a la siguiente relación:

$$\frac{L_A}{d} = \left[\frac{0.8 F_d^2}{2.0 (R_d)^2 + 0.143 (R_d)^{-1.5}} \right] (2 F_d)^{-0.5} \quad (1)$$

para F_d de 0.15 a 0.60. Como $R_d > 10$, la ecuación se reduce a:

$$\frac{L_A}{d} = 0.018 (R_d)^{1/4} (2 F_d)^{-0.5}$$

La sustitución de $\Delta \rho / \rho_m = 0.02$ dentro de la ecuación (1), permite que las variables L_A y d se puedan ser graficadas como en la gráfica 7.6, la cual permitira el cálculo de la rugosidad en L_A para un ancho en estuarios profundos de lodos paralelos y profundidad constante. Es claro en esta gráfica que como V_r se incrementa, L_A decrece.

Srinivas, ha derivado una ecuación empírica asumiendo que el coeficiente de esfuerzos en la interfase f_i es proporcional al encaño (n) poder del parámetro $1/R_d F_d$. Dado $n=0$, f_i es constante a lo largo de la longitud de la cuña. Cuando $L=1$, el valor f_i está dado por la variable del esfuerzo cortante a lo largo de una ola interna. En ciertas mediciones se puede calcular n y determinar L_A para cualquier río con situaciones similares.

La pendiente de la cuña salina se determina principalmente por h_2 y L_A (figura 7.14), una relación empírica es graficada en la figura 7.15. Si se quiere considerar la mezcla del agua salada y las condiciones críticas del fluido del agua fresca en la entrada (ejemplo:

$$F_d = 1 \quad d-h = \left[\frac{V_r^2 d^2}{(g \Delta \rho / \rho_m)} \right]^{1/3}$$

está dado por:

$$\frac{h_2}{d} = 1 - \frac{V_r^{2/3}}{(g \Delta \rho / \rho_m)^{1/3}}$$

La cual ha sido graficada en la figura 7.15 para $\Delta \rho / \rho_m = 0.02$. Se debe notar que h_2 puede ser cero si V_r es suficientemente larga. A partir del uso de la figura 7.15, se ha observado que para una barrera colocada a una distancia x río arriba a partir de la boca, tenería que ser de una altura h para ser efectiva. La utilidad del fluido V_r del río es aparente, ya que el ancho del río puede ser disminuido. Por otro lado al dragar la profundidad del canal de navegación, se puede producir gran penetración de agua salada.

TIPOS DE ESTRATIFICACIÓN DE LOS ESTUARIOS.

Si la cuña de salinidad se extiende a lo largo de una distancia aguas arriba a partir de la boca, las condiciones pueden variar básicamente, como las rápidas contracciones y expansiones de la corriente producto de la turbulencia generada bajo los estratos, que pueden influir en los procesos de mezclado en aguas arriba o aguas abajo de la zona, dependiendo del estado de la marea.

Además, en largos estuarios, la diferencia de fase entre máxima corriente y máxima altura de marea, varía desde la entrada hasta la cabeza. Tomando en cuenta todas las complicaciones mencionadas, se puede expresar los grados de mezclado por algunos parámetros tales como:

$$k = \frac{\text{volumen de agua fresco por ciclo de marea.}}{\text{volumen de agua salada en marea alta.}}$$

- $k > 0.7$ estratificación alta.
- $k = 0.2-0.5$ mezclado parcial.
- $k < 0.1$ bien mezclado.

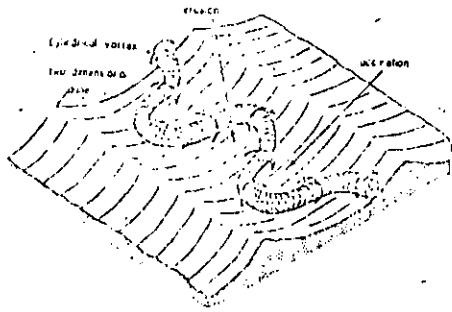


FIGURA 7.13

CULEBRA PROBABLE DE VÓRTICES CILÍNDRICOS CUANDO INCIDEN SOBRE EL LECHO.

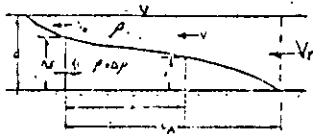


FIGURA 7.14

DEFINICIÓN DE CUÑA DE SALINIDAD.

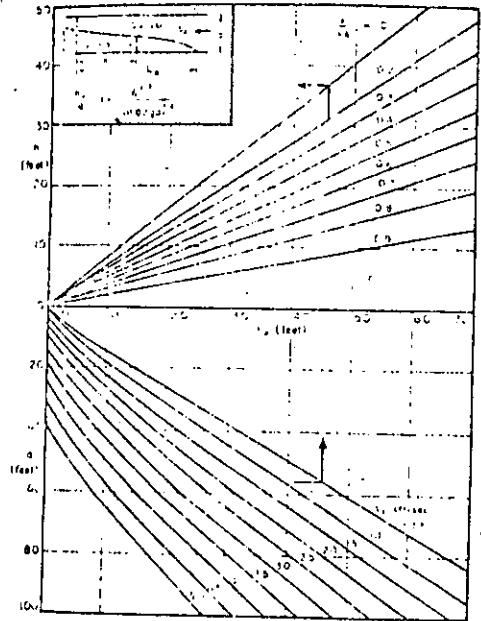
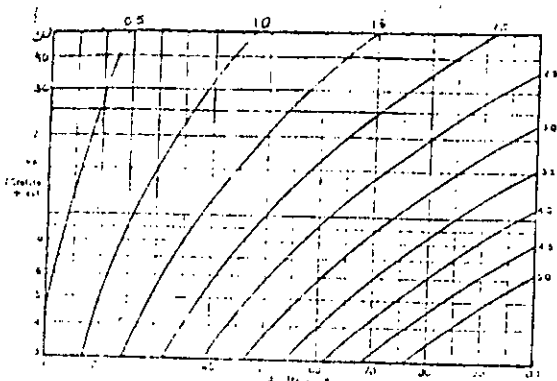


FIGURA 7.15

PERFIL DE UNA CUÑA DE SALINIDAD.



GRAFICA 7.6

LONGITUD DE UNA CUÑA SALINA A PARTIR DE LA ECUACION (1)

7.4 ESTABILIDAD DE LOS ACCESOS COSTEROS.

Las costas están avanzando, permaneciendo neutrales o retrocediendo. Su evolución específica se debe a los procesos a lo largo del tiempo, procesos anuales o procesos a corto plazo.

Aun cuando las costas estén retrocediendo a largo plazo, crecerán bajo ciertas condiciones de las olas, las costas que avanzan a largo plazo o permanecen constantes, se erosionan bajo ciertas condiciones de las playas. Frecuentemente el agua se mueve hacia arriba e incluso abajo provocando movimiento de material.

Debido a una combinación de mareas, olas, evaporación, filtrado y porosidad, los materiales de la playa cambian. Adicionalmente los vientos y las olas son herramientas muy poderosas. Los tamaños de los sedimentos varían muy considerablemente a lo largo de cualquier perfil de la playa, a lo largo de cualquier contorno de la misma y principalmente con la profundidad.

El experimento de erosión de la playa de los Estados Unidos, describió una prueba hecha en una playa oceánica, que consistía en colocar arena de color en una zanja de la arena a un nivel sobre el nivel del mar. Exceptuando la arena en la parte más alta, durante la marea alta, muy pronto la arena de color se movió; en lugar de eso, se cubrió hasta profundidades de 2 ft.

No fue sino hasta que cambiaron las olas, para que ocurriera la erosión y se moviera la arena.

Con respecto a playas que avanzan, se encontró que el reacomodo de la arena a lo largo de la costa, se desarrolló con gran rapidez durante las tormentas. En el período cuando la playa está presentando rápidos cambios, la pendiente de la costa varía considerablemente. Recientemente en observaciones tomadas en un punto en Long Branch, New Jersey, mostraron una variación de 3 a 12 grados.

Mediciones del nivel de la arena se tomaron de la plataforma de un muelle en 45 estaciones igualmente espaciadas, en lapsos de una semana, por un año, diariamente por un año. Mediciones de olas, corrientes, mareas y también de viento. Se encontró que en las estaciones que estaban cerca pero por arriba del nivel medio del mar, la arena mostraba un solo cambio cíclico durante el año, con numerosos pequeños ciclos superpuestos a éste. En las estaciones más alejadas (700-900 ft), hacia adentro del mar, se presentaba un ciclo menor, regular; en las estaciones inmediatas se presentaban muchos grandes y cortos períodos, ocurriendo durante el curso de un año. Cuando la sección por arriba del nivel medio del mar estaba perdiendo arena, la sección exterior la estaba aumentando. En general, el período de mayor erosión dentro y fuera, estaba íntimamente relacionado con la estación de las olas mayores; y el período de erosión y relleno también estaba asociado con los meses de olas pequeñas. Adicionalmente se observó que el período de las olas, si era importante, igual que el tamaño de las olas, sin embargo, no se presentó ninguna correlación entre los datos.

Los datos mostraron los cambios entre la altura de la arena, la sección sobre el nivel del mar, y el rango de variación de la marea. Parecía existir alguna correlación entre los dos factores, particularmente de Octubre a Junio. Durante este período, las mareas de primavera estaban invariablemente acompañadas de erosiones; y las mareas del otro relleno, por rellenos.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

CORRIENTES DE DENSIDAD

ING. CELSO MORALES

JUNIO, 1979.

1. INTRODUCCION

1.1 DEFINICION

Serán considerados en este tema, los movimientos de flúidos en un campo gravitacional, los cuales son originados o influenciados por variaciones en densidad dentro del flúido o por diferencias en densidad de los flúidos considerados.

En un amplio sentido; estos movimientos de flúidos son denominados como flujos no homogéneos o "corrientes de densidad". Desde un punto de vista más estricto, podemos definir a las corrientes de densidad como:

El movimiento bajo el efecto de la gravedad, de una corriente de flúido bajo, a través o sobre otro flúido, la densidad del cual difiere en una pequeña del de la corriente primaria.

1.2 DIFERENCIAS EN DENSIDAD

Las diferencias en densidad pueden resultar de los factores listados en la tabla 1.1.

En el caso de diferencias en densidad causadas por diferencias en el contenido de sal, la relación $\Delta S/S$ (o sea la relación entre la diferencia en densidad sobre la densidad media de los flúidos involucrados) es del orden de 2.5%. En caso de diferencias en densidad, causadas por temperatura, la relación $\Delta S/S$ es del orden de $1^0/00$.

TABLA 1.1.

Causas de las diferencias en densidad	Cualidad característica de los fluidos involucrados	Ejemplos de este tipo de flujos	Significado en la ingeniería
1. Diferentes fluidos.			
a) No mezclable	No hay mezclado en el interface	Difusión de aceite en agua	
b) Mezclable	Mezclado en la interface.		
2. Mismo fluido			
Diferencia en contenido de sal	Mezclado en interface	Fenómeno del flujo en estuarios	Intrusión salina, creación de bajos
$\frac{\Delta \rho}{\rho} \leq 3\%$		Intercambio de flujo en esclusas para navegación	Intrusión salina, fuerzas de amarre debido al intercambio de flujo.
3. Mismo fluido			
Diferencia en temperatura	Transferencia de calor en la superficie del agua y en la interface	Sistemas de enfriamiento	Como evitar recirculaciones cortas de agua de enfriamiento
$\frac{\Delta \rho}{\rho} \leq 5\%$			
4. Mismo fluido			
Diferencia en concentración de materia sólida.	Deposición de partículas	Vasos de almacenamiento.	Disminución de la capacidad.

1.3 EJEMPLOS DE CORRIENTES DE DENSIDAD

Ejemplos son dados en la tabla 1.1 y a continuación se comentan algunos casos. El fenómeno del flujo observado en estuarios es mostrado en la figura 1.1 y 1.2. La cuña salina indicada en la figura 1.1 es encontrada en la boca de un río, el cual desemboca en el mar con acción de marea insignificante.

La cuña salina es caracterizada por una interface clara entre el agua dulce de un río y el agua salada del mar. La interface es menos clara en el caso de la acción de la marea, debido a que la energía proporcionada por el movimiento de la marea resulta en un mezclado en la interface (ver figura 1.2).

En estuarios los efectos de la densidad pueden ser significantes por la creación de bajos debido al depósito de sedimentos. Esto es ilustrado en la figura 1.2, la cual muestra que la punta de la intrusión del agua de mar, es un área de rápida formación de bajos, puesto que en esta zona hay un estancamiento en el punto donde las corrientes que vienen de diferentes direcciones, se encuentran una con otra.

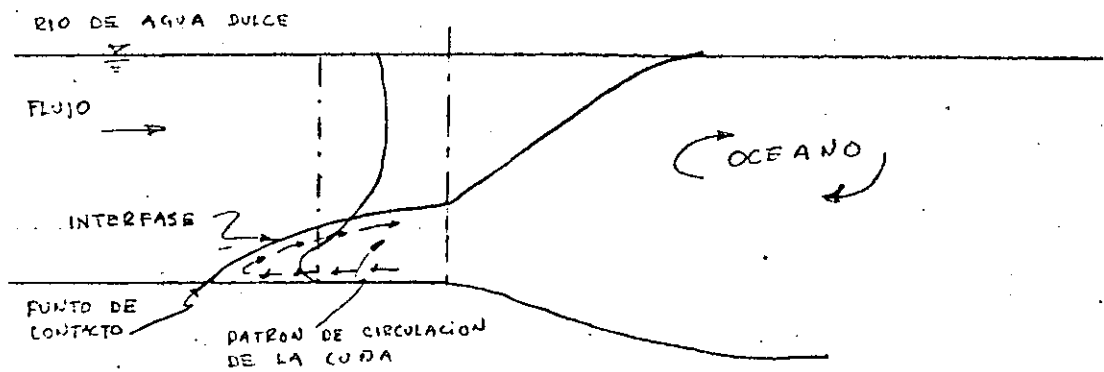


FIG. 1.1. INTRUSION SALINA EN ESTUARIOS

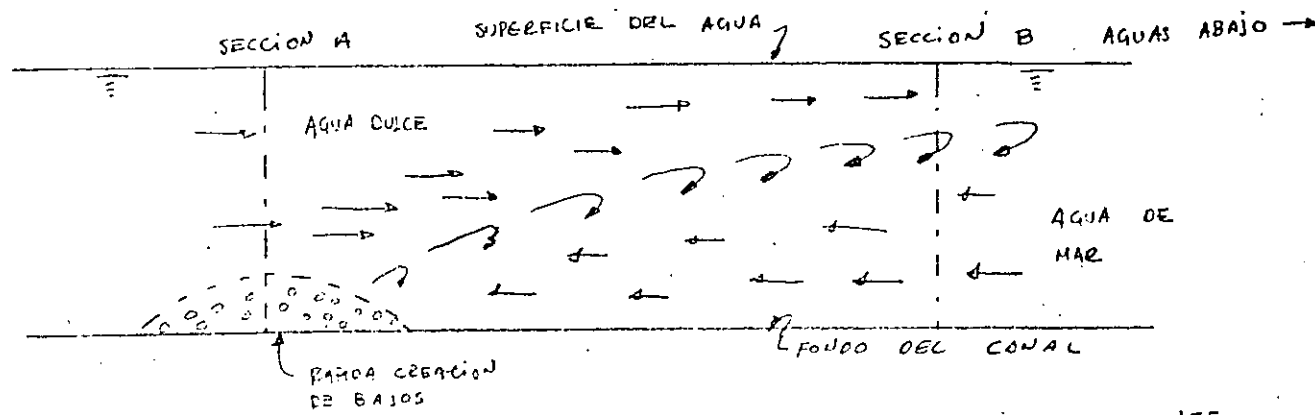


FIG. 1.2. CONDICIONES TÍPICAS DE ESTUARIO ALTAMENTE ESTRATIFICADO

Intercambio de flujo. Se presenta cuando una barrera vertical, separando dos cuerpos de agua que tienen diferentes densidad, es removida. Entonces el fluido más pesado cae y se interna por el fondo dentro del cuerpo de fluido ligero, elevándolo. Por otra parte el fluido ligero se interna a lo largo de la superficie dentro del cuerpo de fluido pesado (fig.1.3) Este mecanismo ocurre en esclusas de navegación, por la cual un cuerpo de agua dulce (p.e. un canal) es separado del mar. En este caso el fenómeno de intercambio de flujo causa que agua de mar se introduzca dentro del cuerpo de agua dulce.

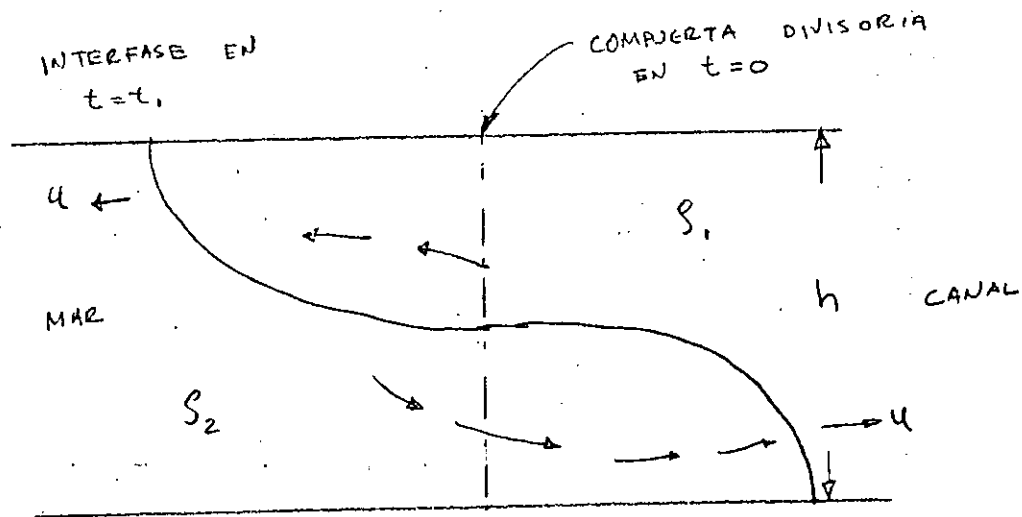
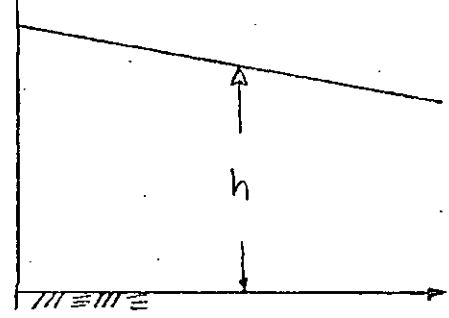
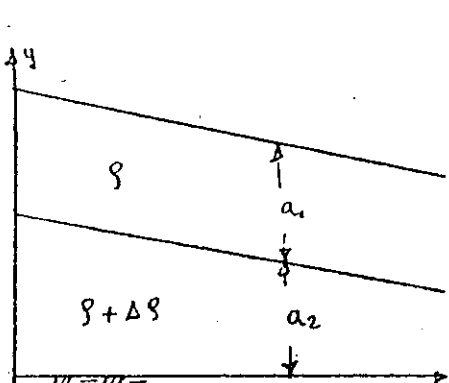
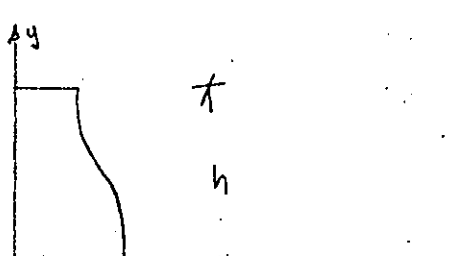
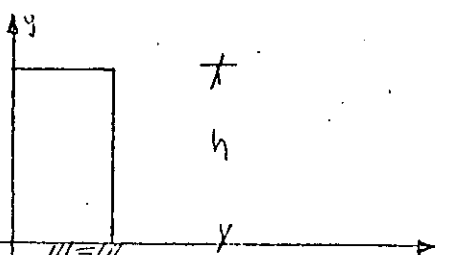


FIG.1.3 AGITACION INTERNA QUE SIGUE A LA REMOCION DE UNA COMPUERTA

1.4 CLASIFICACION DE CORRIENTES DE DENSIDAD.

La clasificación es ilustrada en la tabla 1.2, donde se incluyen los factores predominantes para cada caso y que deben ser considerados para su análisis.

	TABLA 1.2	
<p>Fenómeno AIRE-AGUA</p> $\frac{\partial \rho}{\partial x} = 0$ $\frac{\partial \rho}{\partial y} = 0$		<p>Factores Predominantes</p> <ul style="list-style-type: none"> . Cortante del fondo . Efecto de h sobre la presión.
<p>ESTRATIFICADO</p> <p>Excepto en la interface</p>		<ul style="list-style-type: none"> . Cortante del fondo . Cortante en la interface . Efecto de (a1+a2) y delta rho sobre la presión . Propagación de discontinuidades.
<p>PARCIALMENTE MEZCLADO</p>		<ul style="list-style-type: none"> . Cortante del fondo . Efecto de h, $\frac{\partial \rho}{\partial x}$, $\frac{\partial \rho}{\partial y}$, sobre la presión
<p>COMPLETAMENTE MEZCLADO</p>		<ul style="list-style-type: none"> . Cortante del fondo . Efecto de h y $\frac{\partial \rho}{\partial x}$ sobre la presión

2. PROPIEDADES DEL AGUA DE MAR

2.1 Sumario de propiedades importantes

Propiedad	simbolo	dimensión	unidad	observaciones
Densidad	ρ	$[ML^{-3}]$	kg/m^3	
Viscosidad dinámica	η	$[ML^{-1}T^{-1}]$	Ns/m^2	$\tau = \eta \frac{\partial u}{\partial z}$
Viscosidad cinemática	ν	$[L^2T^{-1}]$	m^2/s	$\nu = \frac{\eta}{\rho}$

2.2 Densidad como función del contenido de sal y temperatura. La figura 2.1 muestra la densidad como una función de estos dos parámetros, donde

S (salinidad): Cantidad total de sal disuelta en gramos por kilogramo de agua de mar (en 0/00 o p.p.m.)

cl (Clorinidad) Cantidad total de cl en gramos por kilogramo de agua de mar (en 0/00 o p.p.m.)

Para valores suficientemente grandes de S y cl

$$S = 0.03 + 1.805 \, cl$$

La densidad del agua pura ($S=0$, $cl=0$) varía con la temperatura como se muestra a continuación:

4°C:	1000 kg/m^3
16°C:	999 kg/m^3
21°C:	998 kg/m^3
25°C:	997 kg/m^3

composición general del agua de mar

2,7 %	NaCl
0,4 %	MgCl ₂
0,2 %	MgSO ₄
0,15 %	CaSO ₄
0,05 %	KCl
<hr/>	
3,5 %	Total

Ejemplos de obtención de la densidad mediante la figura 2.1.

1. Para $\sigma_t = 10^0/00$
y $T = 25^\circ\text{C}$

$$S = 18.08 \text{ } \sigma/00 \quad \text{Fig.2.1}$$

$$S = 1011 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Fig.2.1}$$

2. Para $\sigma_t = 10^0/00$
 $T = 20^\circ\text{C}$

$$S = 18.08 \text{ } \sigma/00 \quad \text{Fig.2.1}$$

$$S = 1012 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Fig.2.1}$$

3. Para $\sigma_t = 9^0/00$
 $T = 25^\circ\text{C}$

$$S = 16.25 \text{ } \sigma/00 \quad \text{Fig.2.1}$$

$$S = 1009 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Fig.2.1}$$

3. ECUACIONES BASICAS

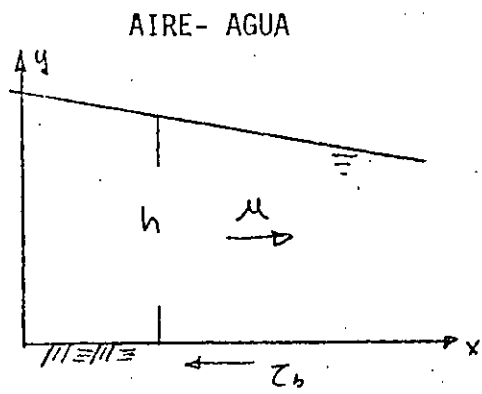


FIG. 3.1

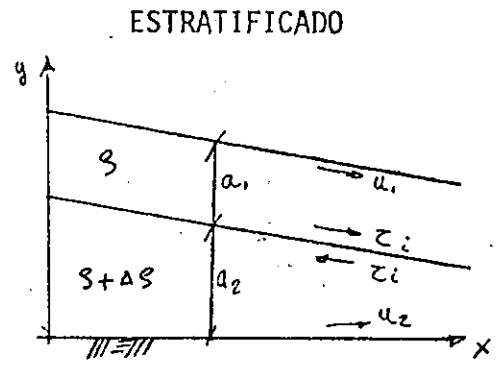


FIG. 3.2.

3.1 Ecuación de continuidad

Para flujos homogéneos Fig.2.1 (AIRE-AGUA) La ec. de continuidad para un volumen elemental de fluido

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y} = 0 \tag{3.1}$$

considerado en toda la profundidad tenemos:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = 0 \tag{3.2}$$

- donde U : componente horizontal de la velocidad local
- Y : componente vertical de la velocidad local
- u : valor promedio de la velocidad horizontal (sobre la profundidad)
- h : profundidad
- x, y, t : coordenadas horizontal, vertical y tiempo respectivamente.

Similarmente para la capa superior del sistema estratificado (fig.3.2) tenemos:

$$\frac{\partial a_1}{\partial t} + \frac{\partial a_1 \mu_1}{\partial x} = 0$$

donde: a_1 : espesor de la capa superior

μ_1 : valor de la velocidad horizontal promediado sobre el espesor de la capa superior.

Para la capa inferior del mismo sistema de dos capas:

$$\frac{\partial a_2}{\partial t} + \frac{\partial a_2 \mu_2}{\partial x} = 0$$

donde a_2 : espesor de la capa inferior

μ_2 : valor de la velocidad horizontal, promediado sobre el espesor de la capa inferior.

3.2 Ecuación de movimiento (fondo horizontal)

Para el flujo homogéneo la ecuación de movimiento en la dirección horizontal para un elemento de fluido tenemos:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\text{FRICCIÓN}}{\text{MASA}} \quad \dots \quad (3.5)$$

En caso de distribución de presión hidrostática.

$$p = \rho g (h - y) \quad \dots \quad (3.6)$$

$$y \quad \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = g \frac{\partial h}{\partial x} \quad \dots \quad (3.7)$$

también

$$\frac{\text{FRICCIÓN}}{\text{MASA}} = \frac{\tau_b dx}{\rho h dx}$$

donde p : presión

τ_b : esfuerzo cortante del fondo

Substituyendo las dos últimas ecuaciones y considerando la ecuación (3.5) en toda la profundidad tenemos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + y \frac{\partial h}{\partial x} = - \frac{z_b}{\rho h} \quad (3.9)$$

Similarmente para la capa superior del sistema estratificado.

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} = - \frac{1}{\rho_1} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\text{FRICCIÓN}}{\text{MASA}} \quad (3.10)$$

$$P = \rho_1 g (a_1 + a_2 - y) \quad (y > a_2) \quad (3.11)$$

$$\frac{1}{\rho_1} \frac{\partial P}{\partial x} = g \frac{\partial (a_1 + a_2)}{\partial x} \quad (3.12)$$

$$y \frac{\text{FRICCIÓN}}{\text{MASA}} = \frac{z_i dx}{\rho_1 a_1 dx} \quad (3.13)$$

Substituyendo en (3.10).

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} + g \frac{\partial (a_1 + a_2)}{\partial x} = - \frac{z_i}{\rho_1 a_1} \quad (3.14)$$

Para la capa inferior del mismo sistema

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} = - \frac{1}{\rho_2} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\text{FRICCIÓN}}{\text{MASA}} \quad (3.15)$$

$$P = \rho_1 g a_1 + \rho_2 g (a_2 - y) \quad (y < a_2) \quad (3.16)$$

$$= \rho_2 g (a_1 + a_2 - y) - \Delta \rho g a_1$$

donde $\Delta \rho = \rho_2 - \rho_1$

$$y \frac{1}{\rho_2} \frac{\partial P}{\partial x} = g \frac{\partial (a_1 + a_2)}{\partial x} - \frac{\Delta \rho}{\rho_2} g \frac{\partial a_1}{\partial x} \quad (3.17)$$

También

$$\frac{\text{FRICCIÓN}}{\text{MASA}} = \frac{(z_b - z_i) dx}{S_2 a_2 dx} \quad (3.18)$$

sustituyendo en (3.15)

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} + g \frac{\partial (a_1 + a_2)}{\partial x} - \frac{\Delta S}{S_2} g \frac{\partial a_1}{\partial x} = - \frac{z_b - z_i}{S_2 a_2} \quad (3.19)$$

3.3. Esfuerzo cortante

Es común expresar z_b como

$$z_b = \frac{1}{8} \lambda_b S_2 \mu_2 / |\mu_2|$$

donde $\lambda_b = \frac{8g}{C^2}$

C : coeficiente de chezy

Para la interface

$$z_i = \frac{1}{8} \lambda_i S_{1,2} (\mu_1 - \mu_2) / |\mu_1 - \mu_2|$$

$S_{1,2}$: ya sea S_1 ó S_2

λ_i : coeficiente de esfuerzo cortante interfacial.

Este coeficiente puede ser determinado usando las figuras 3.4 ó 3.5 y evaluar los esfuerzos cortantes. En cada figura, se indica el número de Reynolds y los parámetros necesarios para calcularlo.

4. INTRUSION SALINA EN ESTUARIOS

Como ya explicamos anteriormente, el fenómeno de intrusión salina en estuarios, resulta en una cuña salina que indica que la corriente de agua dulce no es lo suficientemente fuerte para arrastrar fuera del cauce el agua de mar, por lo cual se mantiene una penetración del agua de mar en forma de cuña, que muestra claramente el tipo de movimiento que es el punto principal de esta toma de corrientes de densidad. A continuación se muestra un ejemplo de evaluación práctica.

Schijf y Schonfeld derivaron una expresión para la longitud de la cuña salina en un canal prismático, horizontal, rectangular, descargando al mar con insignificante influencia de la marea. O sea en el caso de que no ocurre mezclado en la interface, entonces la ecuación que nos define esta longitud es:

$$L_w = \frac{2h}{f_z} \left[\frac{1}{5F^2} - 2 + 3F^{2/3} - \frac{6}{5} F^{1/3} \right]$$

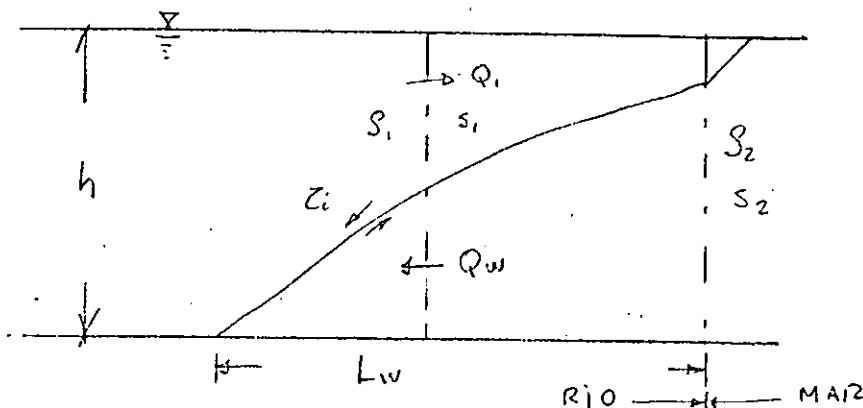
con $f_z = \frac{\rho z_i}{\rho (V_1 - V_2) V_1 - V_2}$

y $F = \frac{V_r}{\sqrt{g h}}$

donde

- L_w : longitud de la cuña
- V_r : velocidad en el río aguas arriba de la cuña
- V_1 : velocidad del agua dulce sobre la cuña
- V_2 : velocidad en la cuña salina
- z_i : esfuerzo cortante en la interface

Esto es mostrado en la siguiente figura:



La expresión de la longitud muestra la influencia de la profundidad, h , la velocidad de la descarga del río, y las diferencias de densidad sobre la intrusión salina.

En el estado idealizado de equilibrio $V_2 = 0$. Está es la razón por la cual no se muestran los esfuerzos de la fricción sobre el fondo.

Los datos para mostrar el uso práctico de la fórmula son las siguientes:

$$f_z = 0.08.$$

$$h = 10 \text{ m.}$$

$$V_r = 0.2 \text{ m/s.}$$

$$\delta = 0.0246$$

$$LW = \frac{2 \times 10^6}{0.08} \left[\frac{1}{5(0.128)^2} - 2 + 3(0.128)^{2/3} - \frac{6}{5}(0.128)^{4/3} \right]$$

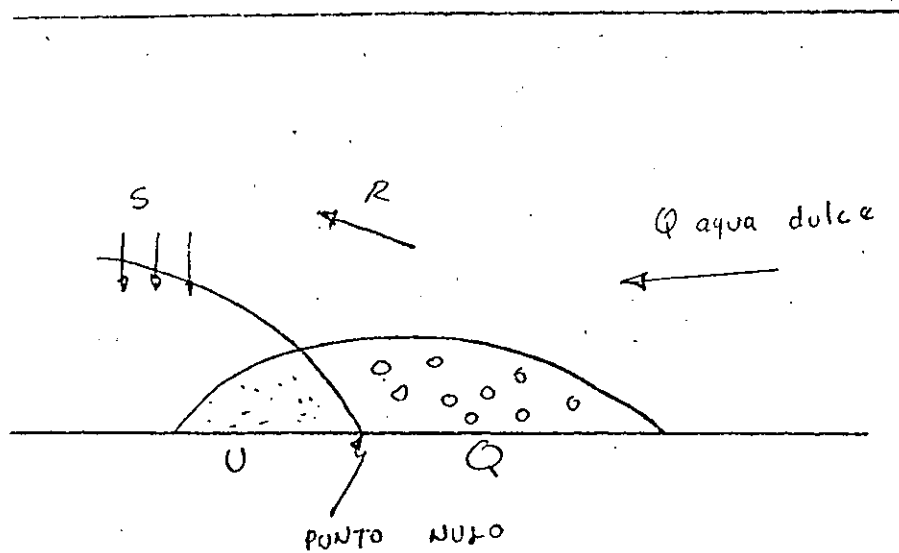
donde $F = \frac{0.2}{\sqrt{0.0246 \times 9.81 \times 10}} = 0.128$

$$LW = 12.689 \text{ m.}$$

Si sustituimos valor de V_r en la ecuación de LW encontraremos que LW disminuye con el incremento de V_r ; y en verdad vemos que cuando $F = 1$ se tiene $LW = 0$.

IMPORTANCIA DEL PUNTO NULO

En problemas de sedimentación por la creación de bajos debido a una zona relativa de calmas creada por el encuentro de las dos corrientes que vienen en sentidos opuestos del agua dulce del río y del agua salada del mar.



1. El río puede traer material granular hacia el mar.
2. El material más grueso se acumula en la zona Q.
3. Material fino es transportado como se indica por R.
4. Material fino flocula y los floculos caen a través de la interface como se indica por S.
5. Material fino cayendo a través de la interface es arrastrado a la zona U por flujo predominante como se indica por T.

Transporte Litoral

El transporte litoral es el resultado de la acción del oleaje sobre fondos arenosos, y más genéricamente, sobre fondos granulares.

Bajo el punto de vista de la forma como se produce el transporte litoral y sus efectos sobre la morfología costera, se pueden distinguir dos zonas muy bien definidas; ellas son: La parte exterior de la playa y la interior de la misma. La frontera entre ellas es la línea de rompientes. La parte interna puede considerarse, a su vez subdividida en dos zonas más, la de rompiente y el estrán.

El transporte en la zona exterior es el resultado de la interacción del movimiento oscilatorio de las moléculas de agua y las partículas del fondo. Este movimiento somete a los granos a fuerzas hidrodinámicas que tienden a ser equilibradas por el peso propio de los granos. Las características de la resultante de las acciones anteriores determinarán el estado de movimiento o reposo en el que se encuentren las partículas del fondo.

En la parte interior, el transporte se deberá principalmente al efecto turbulento de la rotura del oleaje. Por la zona de rompientes el material puesto en suspensión se moverá por el fondo en trayectoria de zig-zag o diente de sierra, dando por resultado una componente neta de transporte paralelo a la playa.

sultado una componente neta de transporte paralelo a la playa.

Concluyendo, antes de la rompiente, se tendrá un arrastre de fondo en el sentido de propagación del oleaje, en tanto que después de esa línea, se presentará transporte en suspensión y de fondo con un sentido sensiblemente paralelo a la línea de playa.

5.3.1.1.- Transporte en la parte exterior de la playa.

Las teorías clásicas del oleaje demuestran que el movimiento orbital de las partículas líquidas en las vecindades del fondo, para profundidades de $d < L_0/2$, se transforma en un movimiento oscilatorio cuya velocidad está dada por la expresión:

$$u = \frac{\pi H}{T \sinh \frac{2\pi d}{L}} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

siendo H la altura de la ola, T el período del oleaje, L la longitud de onda y d la profundidad.

Esta es prácticamente la única acción capaz de alterar el estado de reposo de las partículas sólidas que componen el fondo, que aunado al efecto del transporte de masas se acentúa el movimiento de translación de las mismas partículas sólidas. Este movimiento presenta varias etapas, la última de las cuales es un transporte masivo hacia la costa. El análisis de esas etapas requiere de la consideración de los siguientes factores:

- Características físicas del material.

a).- Peso y densidad.

b).- Diámetro.

c).- Forma.

- Comportamiento bajo la acción del movimiento oscilatorio.
- Espesor de la capa límite.

$$\delta d = K \sqrt{\nu T}$$

siendo T el período, K un coeficiente variable y ν el coeficiente de viscosidad cinemática.

Ellos serán determinantes sobre cada uno de los estados siguientes:

- a).- Desarrollo de una capa límite laminar oscilatoria. En ella el efecto oscilatorio del fluido es transmitido a los granos por el esfuerzo de corte generado por la capa límite que envuelve a las partículas del fondo. Se considera que este estado se presenta cuando

$$\frac{\delta}{D} > 10$$

siendo D el diámetro medio y δ el espesor de la capa límite.

- b).- Aparición de turbulencia en la capa límite. Se presenta cuando $10 > \delta/D \geq 1$. La acción del fluido sobre las partículas se sigue ejerciendo a través de la capa límite, sin embargo los granos producen deformaciones de la capa límite desarrollando fenómenos turbulentos.

- c).- Iniciación del movimiento de los granos. Para un-

cierto valor de la velocidad, llamada velocidad crítica aparecerá el movimiento en la arena del fondo. Normalmente puede asociarse al valor de la velocidad crítica, el de la profundidad crítica. En este estado hidrodinámico del oleaje se ejerce directamente sobre los granos, ya que la relación-

$$\frac{d}{D} \leq 1$$

- d).- Movimiento general. En la etapa anterior solo algunos granos han iniciado el movimiento. En tanto que en esta prácticamente la totalidad de las partículas participan de un estado de movimiento a base de rodamientos, deslizamientos o saltos cortos.
- e).- Formación de rizos (ripples). A medida que el estado de movimiento se acentúa, el fondo comienza a deformarse adquiriendo un aspecto ondulado. Las características de estas ondulaciones-longitud y altura- depende de cuan cerca estén las condiciones de flujo de la etapa anterior o la siguiente.
- f).- Transporte masivo. Finalmente cuando la acción del oleaje en el sentido de su propagación ha alcanzado su efecto máximo, el movimiento en el fondo es un movimiento como "en tapete", es decir es un transporte masivo hacia la costa.

Se han mencionado las sucesivas etapas de movimiento de arena en la parte exterior de la playa, sin embargo el interés mayor de ese transporte está en los efectos que tiene sobre los perfiles de ella.

5.3.1.2.- Pérfiles de equilibrio.

Un perfil de equilibrio en una playa es el resultado de la acción de un oleaje determinado durante un tiempo suficiente para obtener dicho equilibrio. En el análisis de los perfiles de equilibrio se distinguen dos zonas; la expuesta a la acción de la ola rota y la que recibe los efectos del oleaje antes de romper.

En la primera, la relación de esbeltez del oleaje es de determinante en las características del perfil. Generalmente se distinguen dos tipos clásicos de perfiles de equilibrio.

El perfil de verano o de buen tiempo y el de invierno o de tormenta. El de verano se presenta para relaciones $H_o/L_o < 0.025$, en estas circunstancias el material es llevado del exterior de la playa al interior de la misma. Por otra parte para $H_o/L_o > 0.025$ se produce el fenómeno inverso, la berma desaparece en tanto que las barras longitudinales se desarrollan plenamente dando origen al perfil de invierno. Puede tomarse también como parámetro indicativo, el período del oleaje, es decir habrá un valor del período a partir del cual se formará el perfil de verano y abajo del cual se presentará el de invierno, el valor de este período está formado por la expresión (a) (KEMP), siendo H_b la

$$T_c = \frac{2 \ell}{2g H_b} \quad \text{--- (a)}$$

altura de la ola al romper, g la aceleración de la gravedad y ℓ la distancia a la línea de rompente que está dada por:

$$\ell = \frac{44 H_b^{3/2}}{D^{1/2}}$$

siendo D el diámetro medio (mm).

Algunos investigadores (Wiegel 1951, Bascom 1951) han obtenido pendientes medidas del estrán, de acuerdo con el diámetro medio de la muestra representativa y el grado de exposición del oleaje (Fig. No.5.3.1.)

Para la parte exterior de la playa se considera que el fondo adopte una forma sensiblemente parabólica. La parábola es para algunos (Larras 1961), de grado fraccionario expresada como:

$$\frac{Y}{L_0} = K \left(\frac{X}{L_0} \right)^m$$

siendo:

Y = profundidad de cada punto del perfil bajo el nivel de reposo.

L_0 = longitud de la ola en aguas profundas.

X = distancia horizontal de cada punto del perfil a la traza del nivel en reposo con la playa.

$$K = \frac{H_0}{L_0} + 0.039 \frac{\sqrt{D}}{\sqrt[3]{\gamma_s - \gamma_f}}$$

$$m = 11.5 \frac{H_0}{L_0} + 0.0275 \frac{1}{\sqrt[3]{\gamma_s - \gamma_f}} - 0.05$$

siendo K y m coeficientes adimensionales, γ_s el peso específico de la arena y γ_f el peso específico del agua.

Otros autores (Sitaraz 1960 y 1963) usan una expresión del tipo clásico.

$$X = a y^2$$

donde

$$a = \frac{K}{\rho^{1/2} D H^{3/2}}$$

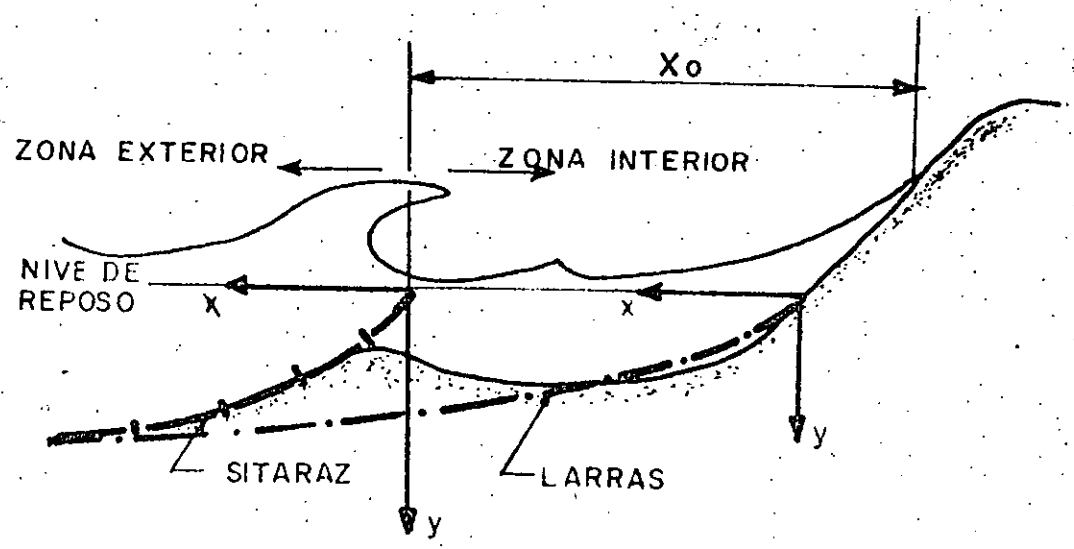
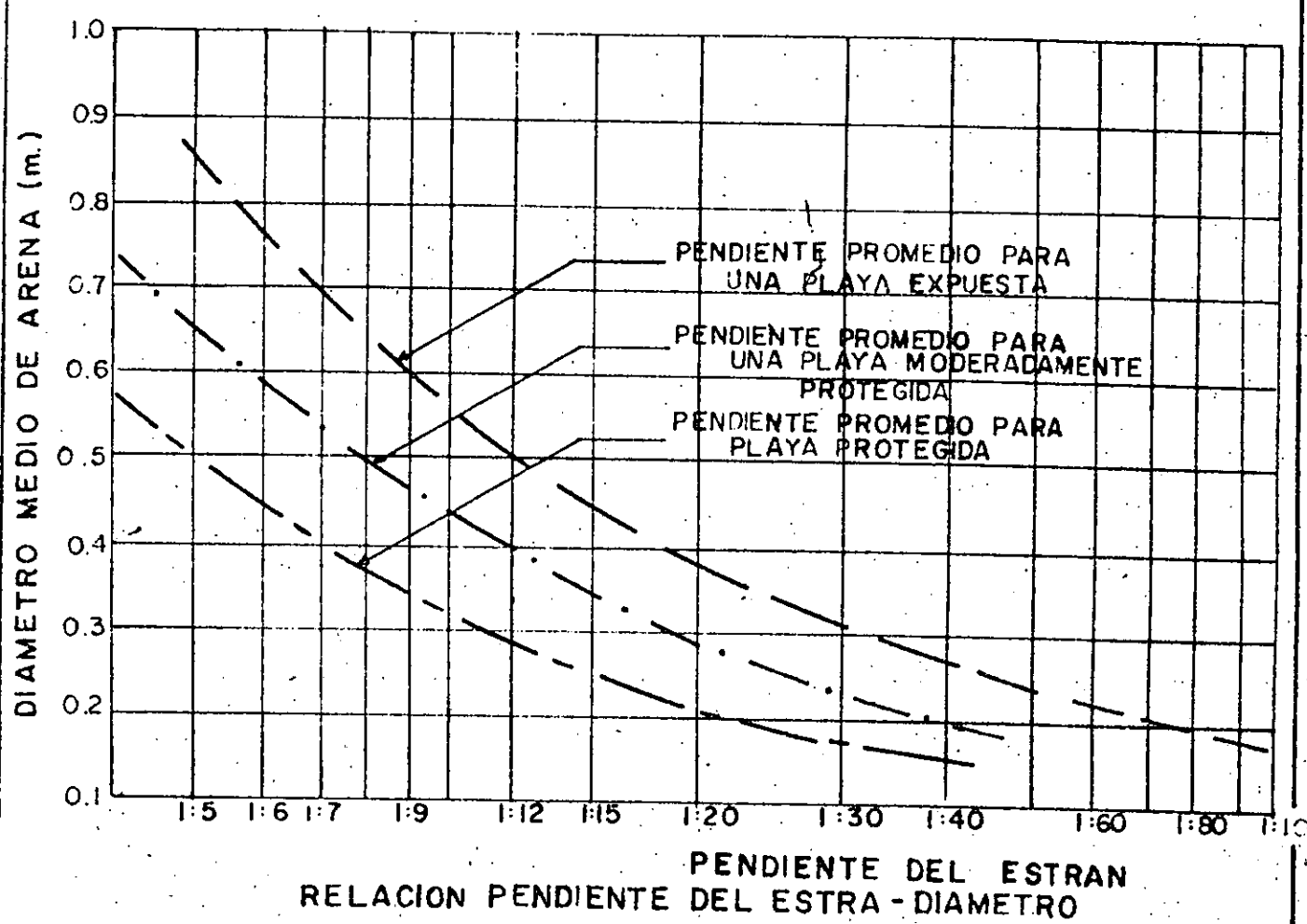


Figura 5.3.1 - Gráfica de relación Pendiente del Estran Diametro Medio

$K = 0.95$ si X , Y y H en metros y D en mm.

Los ejes de la parábola se encuentran a una distancia -- X_0 del punto máximo de alcance de la ola. (Figura No. 5.3.1).

$$X_0 = \frac{60}{D^{1/2}} H^{3/2}$$

5.3.1.3.- Zona interior de la playa.

Cuando la ola rompe, proyecta y acumula sobre la playa - una cierta masa de agua, este fenómeno trae consigo el desarrollo de una serie de corrientes playeras fundamentales en el estudio - del transporte. Si consideramos una ola rompiente paralelamente - a la playa, el problema podría tratarse según un sistema bidimen- sional. La condición de continuidad quedaría satisfecha con un - conjunto de corrientes normales a la playa y de sentido contrario entre ellas. Sin embargo el caso usual es el que la ola inicia - bajo un cierto ángulo trayendo como consecuencia una componente - paralela a la playa de la energía y por lo tanto un desplazamien- to de masas de agua en esa dirección. El problema de continuidad en este caso se satisfase según el siguiente sistema de corrien - tes (Figura No.53.1).

Es decir la masa de agua movida en dirección del oleaje - se compensa con el regreso de ella, según la línea de máxima pen - diente, dando origen a las corrientes en diente de sierra. En -- tanto que el efecto de acumulación por las corrientes longitudina - les es compensado por las de retorno. Este sistema de corrientes playeras definen las formas de transporte interior de la playa.

5.4.- Cuantificación del transporte.

Las investigaciones de la cuantificación del transporte de arenas en una playa, hasta la fecha han sido realizadas por diferentes investigadores, basándose en estudios sobre modelos reducidos y checándolas en la naturaleza, proponiendo cada uno de ellos ecuaciones que para su aplicación resulta sencillo, pero los resultados obtenidos al compararlos unos con otros los valores son muy diferentes. Siendo totalmente difícil generalizar uno de los criterios, ya que éstas han sido deducidas para casos estrictamente especiales.

De estas investigaciones, las ecuaciones para la cuantificación del transporte coinciden que son función de la energía:

$$Q_s = f \left(\frac{1}{8} \rho g H^2 L \right)$$

siendo

Q_s = Gasto sólido.

ρ = Densidad del agua.

g = Aceleración de la gravedad.

H = Altura de la ola.

L = Longitud de onda.

Los primeros intentos por dar una ecuación práctica para resolver el problema data desde 1933, cuando Munch Peterson propone para la zona del Báltico la ecuación:

$$Q = K v^2 \rho v D \sin \alpha$$

siendo modificada en 1938 por Knaps:

$$Q = K v^3 \rho v \sqrt{D} \sin \alpha \cos \alpha$$

siendo:

Q = Capacidad del transporte del oleaje generado por el viento actuante.

V = Velocidad del viento, con frecuencia f_v

D = Duración del viento.

α = Angulo que forma la dirección del viento con la línea de playa.

W. C. Kramblien en estudios sobre modelo reducido en 1944 muestra que el peso Q de transporte de granos sobre la playa es proporcional a la energía de la ola por unidad de longitud de playa y por unidad de tiempo.

C. E. Lee ha encontrado sobre las orillas del Lago Michigan en 1953, que el peso Q está dado por:

$$Q = KE_1^{0.97}$$

G. M. Watts encuentra la misma relación que Lee para las costas de Florida en la misma época, siendo el exponente igual a 0.90 en lugar de 0.97 y para playas con diámetro medio de 0.30 mm.

$$Q_s = 240 E_1^{0.90}$$

P. Brunn propone en 1954 la fórmula:

$$Q_s = K_e E \sin \alpha \cos \alpha$$

en donde K_e es un coeficiente sin dimensiones, E la concentración de energía de la ola en la playa y α ángulo de incidencia del oleaje en la playa.

J. M. Calwell en 1956, en una playa de 5 km en Anaheim-

Bay, California U.S.A, encuentra que el gasto Q_s es una proporción lineal de la energía incidente del oleaje:

$$Q_s = K E_1 = 135 E_1$$

L. Bajorunas en 1960 en las costas del Lago Superior, para playas con material de diámetro característico comprendido entre 0.2 y 0.4 mm propone la expresión:

$$Q = 19 E_0 \sin \alpha_0 (1 - e^{-0.023 D \cot \alpha_0})$$

siendo D la longitud en millas de la playa considerada como recta entre dos ondulaciones al puerto en estudio, E_0 es la energía anual del oleaje en aguas profundas en 10^6 Lb-ft por pie de cresta y α_0 es el ángulo de incidencia del oleaje.

G. Sauvage de Saint - Marc y G. Vincent en base a ensayos en modelos reducidos empleando arenas y piedra pomez como fondo móvil proponen la expresión:

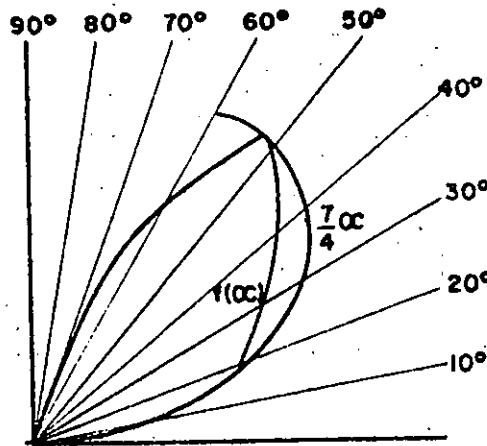
$$Q = K_g H^2 T f(\alpha)$$

Para el caso de una playa rectilínea sin obstáculos; siendo K un coeficiente sin dimensiones que depende de las características de la ola y de las características físicas de los granos que se están transportando, H es la altura de la ola, g la aceleración de la gravedad, T el período del oleaje y $f(\alpha)$ una función del ángulo de incidencia el cual está dado en la tabla siguiente:

α	$f\alpha$	α	$f\alpha$
0°	0.0	50°	0.98
10	0.30	60	0.70
20	0.57	70	0.20
30	0.70	80	0.0
40	0.83	90	0.0

resultando un valor máximo para $51^{\circ} 5'$.

J. Larras demuestra posteriormente que esta función $f(\alpha)$ es similar a la función $\sin \frac{7}{4} \alpha$, observando valores máximos para estas dos funciones para $\alpha = 52^{\circ}$, como se observa en la Figura siguiente:



Larras demuestra además que el coeficiente K puede obtenerse como:

$$K = \frac{K^1}{\gamma_0}$$

donde γ_0 es la relación de esbeltez en aguas profundas, y el Laboratorio Central d'Hydraulique de France ha encontrado un valor práctico de:

$$K^1 = 1.8 \times 10^{-6} D^{-1/2}$$

siendo D el diámetro medio en milímetros, dando buenos resultados en modelo reducido como en la naturaleza.

En base a la comparación de los valores obtenidos en la aplicación de esta ecuación de Larras con las mediciones directas de campo mediante seccionamientos periódicos y cuantificaciones de volúmenes retenidos por obras, se ha demostrado que esta expresión es la que se ajusta más a nuestras playas.

J. Larras y R. Bonfille en 1965 en base a estudios sistematicos de laboratorio utilizando arenas de caracteristicas --- 0.16 a 4 mm de diametro, bajo alturas de ola de 2.6 a 14 cm y periodos de 0.8 a 1.75 segundos propusieron la ecuacion:

$$Q = f(\gamma_o, D) \frac{H^3}{T} \text{ sen } \frac{7}{4} \alpha$$

en donde $f(\gamma_o, D)$ es una funcion de la relacion de esbeltez de la ola y del diametro medio D de los granos, calculandose dicha funcion con la ecuacion:

$$f(\gamma_o, D) = 0.00175 \left(3500 \frac{D}{D^4+2} \right)^{\frac{11-\gamma_o}{10}}$$

con D en mm y γ_o en porciento. Ademas esta ecuacion se encuentra graficada en la Figura No.5.4.1, observando un valor maximo para granos de 0.8 a 0.9 mm de diametro.

Estas ultimas ecuaciones tienen bastante parecido con la propuesta por G. Sauvage de Saint y G. Vincent, las que combinandolas se transforma en:

$$Q_s = K(\gamma_o, D) \cdot g H^2 T \text{ sen } \frac{7}{4} \alpha$$

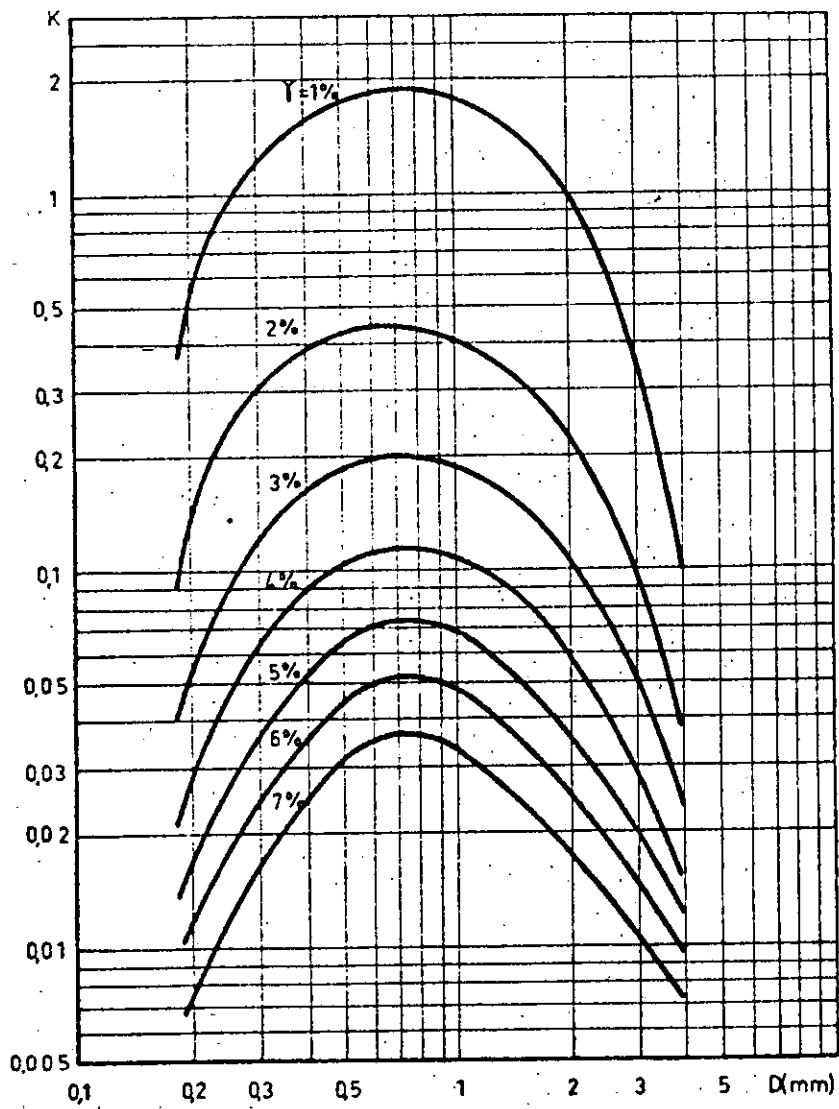
siendo

$$K(\gamma_o, D) = \gamma_o f(\gamma_o, D)$$

R. Bonfille y L. Pernecker del Departamento Laboratorio Nacional de Hidraulica del Centro de Investigaciones y de Ensayos de Chatou E. D. F. Han transformado la formula de Larras y de R. Bonfille para casos practicos, quedando:

$$Q = K \left(\frac{\gamma}{2.75}, D \right) \frac{H^3}{T} \frac{f(\alpha)}{f(20^\circ)}$$

La que permite calcular el gasto de transporte litoral -

FIG. 5.4.1 VARIACION DE K EN FUNCION DE γ Y D

de arenas de diámetro D , para una altura de ola H y de esbeltez - grande y período T . La función $f(20^\circ)$ es introducida para tomar en cuenta de que K ha sido determinada para la incidencia $\alpha = 20^\circ$. Esta ley además es ilustrada en la Figura 5.4.2, donde están trazadas gráficas que permiten encontrar el volumen de arena de diámetro D , acarreada diariamente sobre una playa por una ola de características, de H y T constantes, $\alpha = 20^\circ$ y para los diámetros $D = 0.2$ mm, $D = 0.3$ mm a 0.4 mm y $D = 0.5$ a 1.0 mm, suficiente para los cálculos prácticos.

B. A. Pyhkin, V. L. Maksimitchouk y E. S. Zaitzhan propusieron la fórmula adimensional siguiente en 1965:

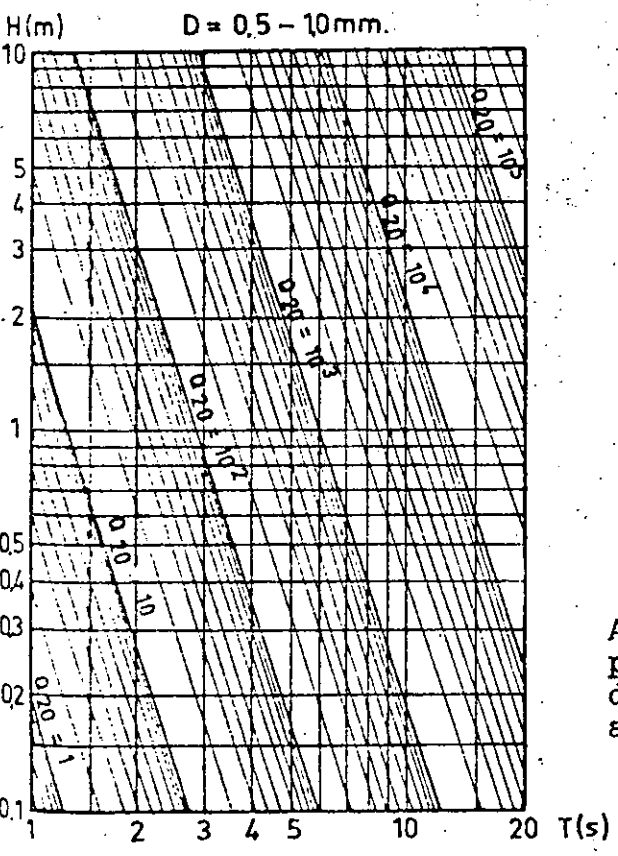
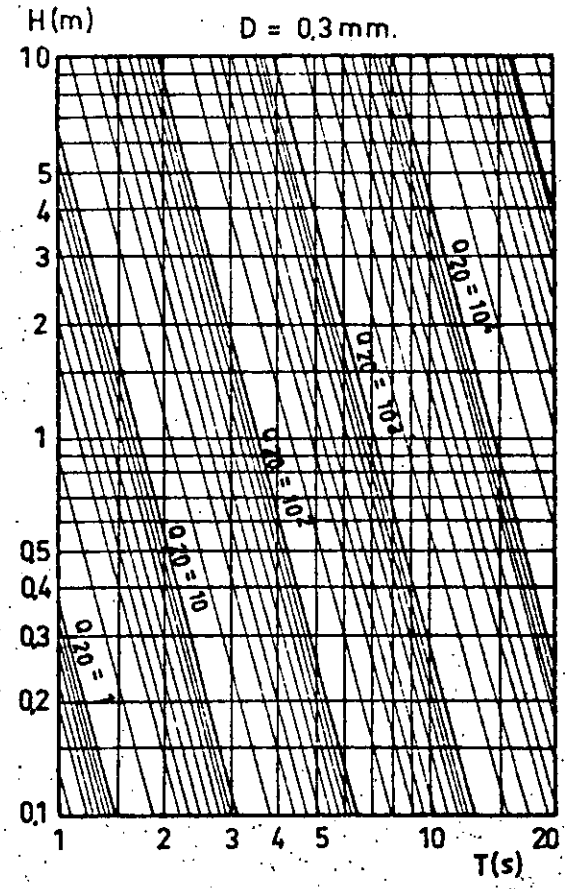
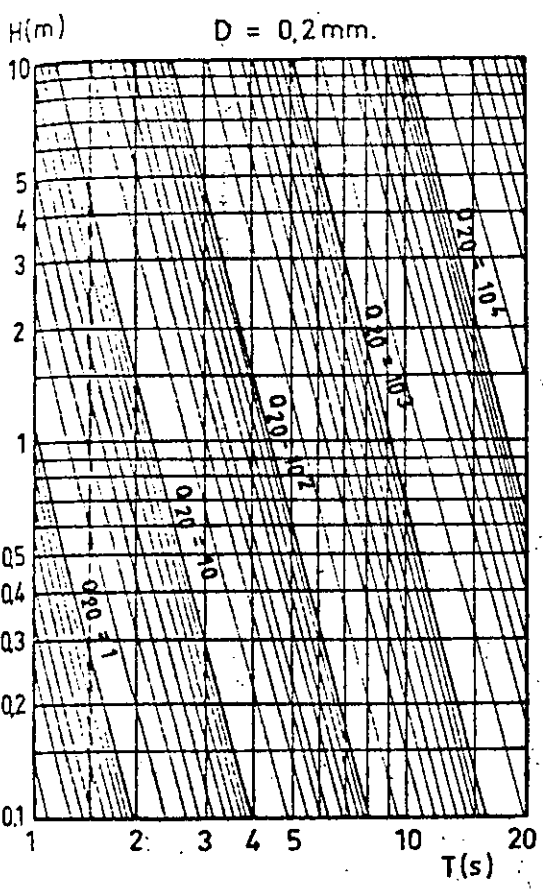
$$Q = 1.2 \times 10^{-5} H^2 L \left(\frac{g}{D}\right)^{1/2} \sin 2\alpha$$

siendo Q el volumen de granos por unidad de tiempo, H la amplitud de la ola, L la longitud de la onda, g la aceleración de la gravedad y α el ángulo de incidencia de la ola.

Esta fórmula es semejante a la propuesta por P. Brunn en 1954 donde la energía E es proporcional a $H^2 L$, $\sin 2\alpha$ es igual a $2 \sin \alpha \cos \alpha$.

Esta además es aparentemente igual a la fórmula del Laboratorio Central de Hydraulique de France, puesto que Q es inversamente a $D^{1/2}$ dentro de los dos casos. Aseguran sus autores buenos resultados para olas de laboratorio y para algunas costas de la URSS.

El U. S. Coastal Engineering Research Center (C.E.R.C.) - en su reporte Técnico No. 4 en 1966 propone la siguiente fórmula sin nombre de autor, basándose en mediciones en modelos reducidos



Abaco que permite determinar el transporte litoral Q ($m^3/\text{día}$) de arena de diámetro D acarreado por una ola de altura H , período T y de incidencia $\alpha = 20^\circ$ o mayor.

Figura 3.4.2.

y en la naturaleza:

$$Q_s = 0.014 H_0^2 E_0 K_r^2 \sin \alpha \cos \alpha$$

Esta fórmula no está en forma adimensional y el factor 0.014 corresponde al sistema métrico (metros y segundos). Siendo H_0 la altura de la ola en aguas profundas, E_0 es la energía de la ola en aguas profundas, K_r es el coeficiente de refracción en la playa y α es el ángulo de incidencia. Esta misma ecuación se encuentra graficada en la Figura No.5.4.3, estando expresada en unidades del sistema inglés.

J. P. Castanho presenta su ecuación en forma adimensional:

$$Q_s = E \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{T} \frac{S}{\gamma_s \tan \phi}$$

siendo E la energía de la ola por unidad de ancho en la playa, γ_s es una función de peso volumétrico de los granos, ϕ el ángulo de talud natural de los granos y S es un coeficiente sin dimensiones que depende de la relación de esbeltez de la ola, de la oblicuidad, de la pendiente de la playa y de su coeficiente de rugosidad.

A parte de todas estas ecuaciones para cuantificar el gasto de arenas, existen otros criterios teóricos como el sustentado por Eagleson que considera que el transporte litoral debe ser cuantificado en función de la energía transmitida por el choque a la corriente litoral después de la zona de rompientes.

Proponiendo Eagleson que la expresión de la corriente lo largo de la playa vale:

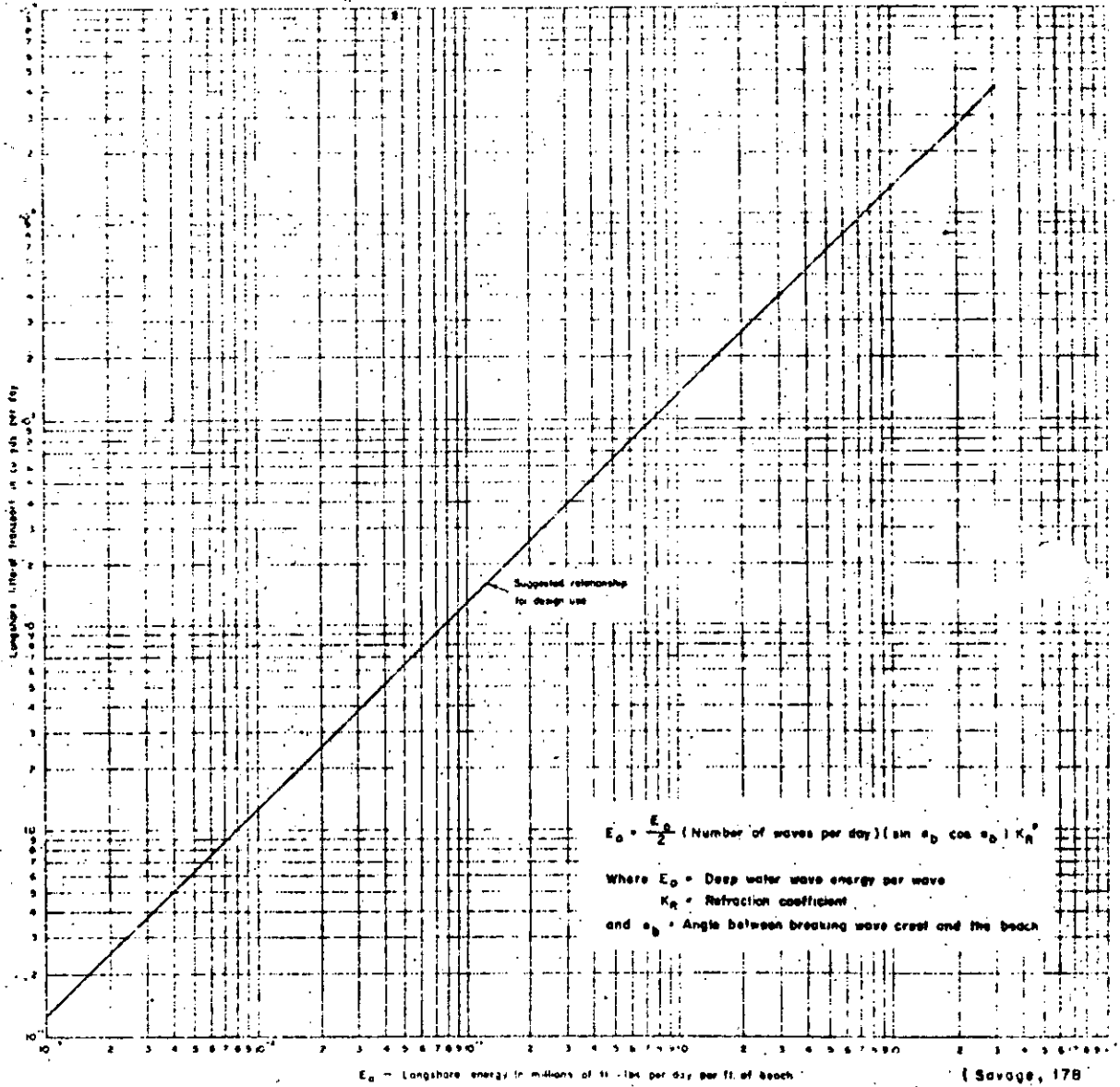


FIGURA 5.4.3. RELACION ENTRE LA COMPONENTE A LO LARGO DE LA COSTA DE LA ENERGIA DEL OLAJE Y EL TRANSPORTE LITORAL.

$$V_L^2 = \frac{3}{8} \left(g \frac{H_b^2 n_b}{d_b} \right) \frac{\sin \theta \sin \alpha b \sin 2\alpha b}{f}$$

d_b = Profundidad de rompiente.

33

H_b = Altura de la ola en la rompiente.

θ = Pendiente de la playa.

αb = Angulo de incidencia del oleaje en la rompiente.

n_b = Factor de grupo =

$$n_b = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi d}{L \sinh \frac{2\pi d}{L}} \right)$$

f = Factor de fricción =

$$f = (2 \log_{10} \left(\frac{d_b}{K_e} \right) + 1.74)^{-2}$$

$K_e = 0.0033 \text{ ft} = 0.00093 \text{ m.}$

Una vez que se tiene el valor de la velocidad, el volumen de material transportado podrá calcularse usando cualquiera de las funciones del transporte para corrientes naturales como: la ecuación de Meyer-Peter and Muller:

$$0.25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} \right)^{3/2} \gamma_s^{2/3} q_s = \gamma R S \left(\frac{K}{K'} \right)^{3/2} - 0.047 (\gamma_s - \gamma) D_m$$

donde

q_s = Gasto sólido de fondo por unidad de ancho en volumen de sólidos.

K = Coeficiente de rugosidad de Strickler.

K' = Coeficiente de rugosidad de Strickler para fondo plano.

$$K' = \frac{29}{D_{90}^{1/6}} > K$$

R = Radio Hidráulico de la sección.

D_m = Diámetro medio del material.

siendo

γ y γ_s - Peso específico del agua y del sólido.

S = Pendiente de energía del flujo.

en el capítulo anterior.

6.2.1.- Estudios de la vida útil de la obra.

Existen diferentes teorías, con las cuales es posible-- predecir de una manera racional y fundamentada, cual sería la vida útil de una escollera diseñada para detener el transporte litoral.

Los métodos más usados y que han dado buenos resultados son los propuestos por el Ingeniero J. M. Bossen en Holanda y el otro basado en la teoría de Pelnard Considere (Francés).

6.2.1.1.- Método propuesto por J. M. Bossen.

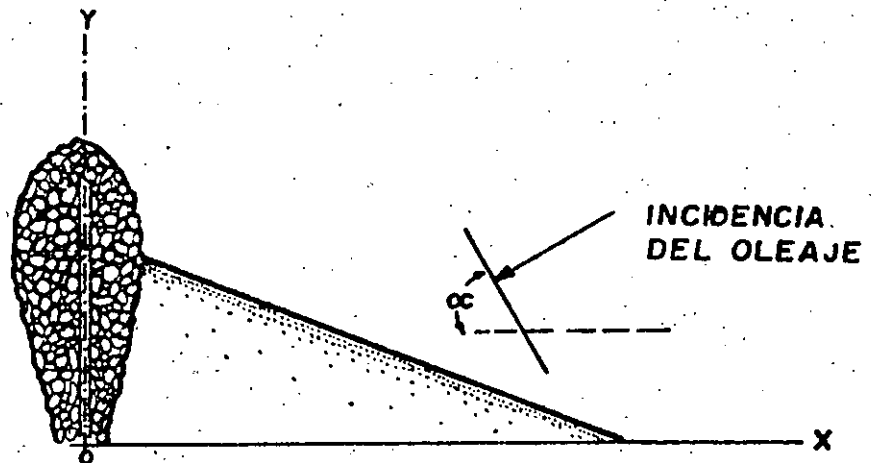
El desarrollo de este método permite determinar cual es la evolución de una playa al interponerle un obstáculo que impida el paso del acarreo litoral.

Bajo las siguientes hipótesis es posible aplicar el método.

- a).- Línea de playa original rectilínea.
- b).- Gradiente de la playa constante.
- c).- El acarreo litoral es proporcional al cuadrado de la altura de ola.
- d).- El acarreo litoral es proporcional a la longitud de la onda.
- e).- El acarreo litoral es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo (es decir es un proceso lento).
- f).- El diámetro del grano tiene gran influencia.

- g).- La densidad relativa tiene gran influencia.
- h).- El ángulo de incidencia del oleaje tiene gran influencia (la presencia de los espigones gradualmente alteran dicho ángulo al proporcionar una nueva alineación de la playa).
- i).- El acarreo (litoral es proporcional a $\frac{dz}{dx}$.)

Considerando la playa y el obstáculo mostrado en la figura siguiente.



Además de las hipótesis establecidas se consideran los siguientes parámetros.

- α = Angulo de incidencia (RADIANES).
- H = Altura de ola (m).
- Y = Profundidad en el morro.(d)
- D = Diámetro del grano (mm).
- ρ = Densidad relativa.
- Q = Acarreo Litoral debido al oleaje ($m^3/año$).
- Z = Longitud medida perpendicular a la costa (m).
- X = Longitud medida a lo largo de la playa desde el pie del espigón (m).
- T = Tiempo transcurrido en años.

En el instante $T = 0$ el acarreo es interrumpido en el punto $X = 0$, cuando $T > 0$ la acumulación $Z = \bar{z}(X, T)$ y el acarreo Q se reduce a: $Q(X, T)$.

Limites.		Q_{α} = Acarreo Litoral antes de colocar la obra ($m^3/año$)	
$T \leq 0$		$Z = 0$	$Q = Q_{\alpha}$
$T > 0$	$\begin{cases} x = 0 \\ x = \infty \end{cases}$	$Z = 0$	$Q = 0$
			$Q = Q_{\infty}$

En este caso.

La ecuación de continuidad es: $\frac{\partial Q}{\partial x} = Y \frac{\partial z}{\partial t}$

La ecuación de movimiento es: $\frac{Q_{\infty}}{Q} = \frac{Q}{\alpha + \frac{\partial z}{\partial t}}$ es decir,

la corriente de acarreo es proporcional al ángulo de incidencia del oleaje.

Pareciera que z y Q son influenciados por α y no por "x" y "T" separadamente.

Si llamamos:

$$U = \frac{x}{\sqrt{T}} \sqrt{\frac{\alpha d}{4 Q}} \quad \text{--- (adimensional).}$$

Obtenemos que z y Q son funciones de u .

Resulta: $Q = Q_{\infty} \frac{2}{\pi} \int_0^u e^{-x^2} dx = Q_{\alpha} E(u)$.

$E(u)$ es la integral de probabilidad de Gauss.

$$Z = \alpha x \left[\frac{e^{-u^2}}{U \sqrt{\pi}} - \{1 - E(u)\} \right] = \alpha x \cdot F(u) \quad \text{--- (I)}$$

$$z = \sqrt{\frac{4 \alpha Q \alpha}{\pi Y}} \sqrt{T} \left[e^{-u^2} - \frac{u}{\sqrt{\pi}} \left\{ I-E(u) \right\} \right] \quad (1)$$

$$z = \sqrt{\frac{4 \alpha Q \alpha}{\pi d}} \sqrt{T} G(u) \quad \text{-----} \quad (2)$$

Las dos ecuaciones (1) y (2) de z son idénticas, puede usarse la más conveniente. Las funciones E (u), G (u) y F (u) se encuentran en la Tabla 6.2.1.1.

Estas ecuaciones han sido derivadas por el Ing. J. M. Bossen del Instituto Tecnológico de Delft y aún no han sido publicadas en los textos de Hidráulica Marítima.

En base a las hipótesis aquí establecidas y con ayuda de la Tabla 6.2.1.1 se realizó el análisis para el caso de Salina Cruz.

Los datos han sido tomados de capítulos correspondientes (Capítulos IV y V).

$$\alpha = 6^\circ$$

$$Q = 230,000 \text{ m}^3/\text{año Tomado del Capítulo V.}$$

$$h_m = \text{Profundidad en el morro.}$$

Utilizando las ecuaciones antes mencionadas tenemos:

$$\alpha = \frac{6^\circ \pi}{180} = 0.105$$

$$u = \sqrt{\frac{\alpha d}{4 Q}} \frac{X}{\sqrt{T}}$$

$$u = \sqrt{\frac{0.105 \times 0.0}{4 \times 230,000}} \frac{X}{\sqrt{T}}$$

TABLA No. 6.2.1.1

FUNCIONES EXPONENCIALES DE E(u), F(u) y G(u)

u	E(u)	F(u)	G(u)
0	0	55.4	1
0.01	0.011	27.2	0.988
0.02	0.022	17.8	0.965
0.03	0.034	13.1	0.947
0.04	0.045	10.3	0.931
0.05	0.056	8.44	0.914
0.06	0.067	7.50	0.898
0.07	0.079	6.57	0.881
0.08	0.09	5.63	0.865
0.09	0.099	4.70	0.849
0.10	0.112	2.85	0.833
0.15	0.167	1.935	0.758
0.20	0.223	1.047	0.686
0.30	0.326	0.630	0.556
0.40	0.428	0.400	0.447
0.50	0.520	0.260	0.355
0.60	0.604	0.171	0.277
.70	0.678	0.114	0.213
0.80	0.742	0.073	0.162
0.90	0.795	0.05	0.123
1.0	0.843	0.032	0.088
1.1	0.879	0.022	0.064
1.2	0.910	0.015	0.048
1.3	0.935	0.009	0.035
1.4	0.952	0.006	0.020
1.5	0.966	0.0035	0.016
1.6	0.976	0.0012	0.010
1.8	0.989	0.0005	0.0040
2.0	0.995	0.0002	0.0017
2.2	0.9982	0.00004	0.0007
2.5	0.9996	0	0.00014
	1.0000		0

$$U = \frac{\sqrt{0.00102 \times 10^3}}{\sqrt{T}} \frac{X}{\sqrt{T}}$$

$$U = 0.001002 \frac{X}{\sqrt{T}}$$

$$Z_x = 0 = \sqrt{\frac{4 \alpha Q \alpha}{\pi Y}} \sqrt{T} G(u) = \sqrt{\frac{4 \times 0.105 \times 230,000}{\pi \times 9}}$$

$$Z_x = 0 = \sqrt{3416.52} \quad T \quad G(u)$$

$$Z_x = 0 = 58.40 \quad T \quad G(u) = [Z_x=0]$$

Para x mayor que cero.

$$Z_x > 0 = \alpha \times F(u) = 0.105 \quad \alpha F(u) = Z_x > 0$$

$$\frac{Q}{Q \alpha} = E(u)$$

Los resultados y cálculo para diferentes tiempos (T) -- en la Tabla No. 6.2.1.2. Estos resultados se presentan en la -- Gráfica No. 6.2.1.1.

6.2.1.2.- Teoría de Pelnard Considere.

Esta otra teoría de la evolución de una playa se basa -- en las siguientes consideraciones.

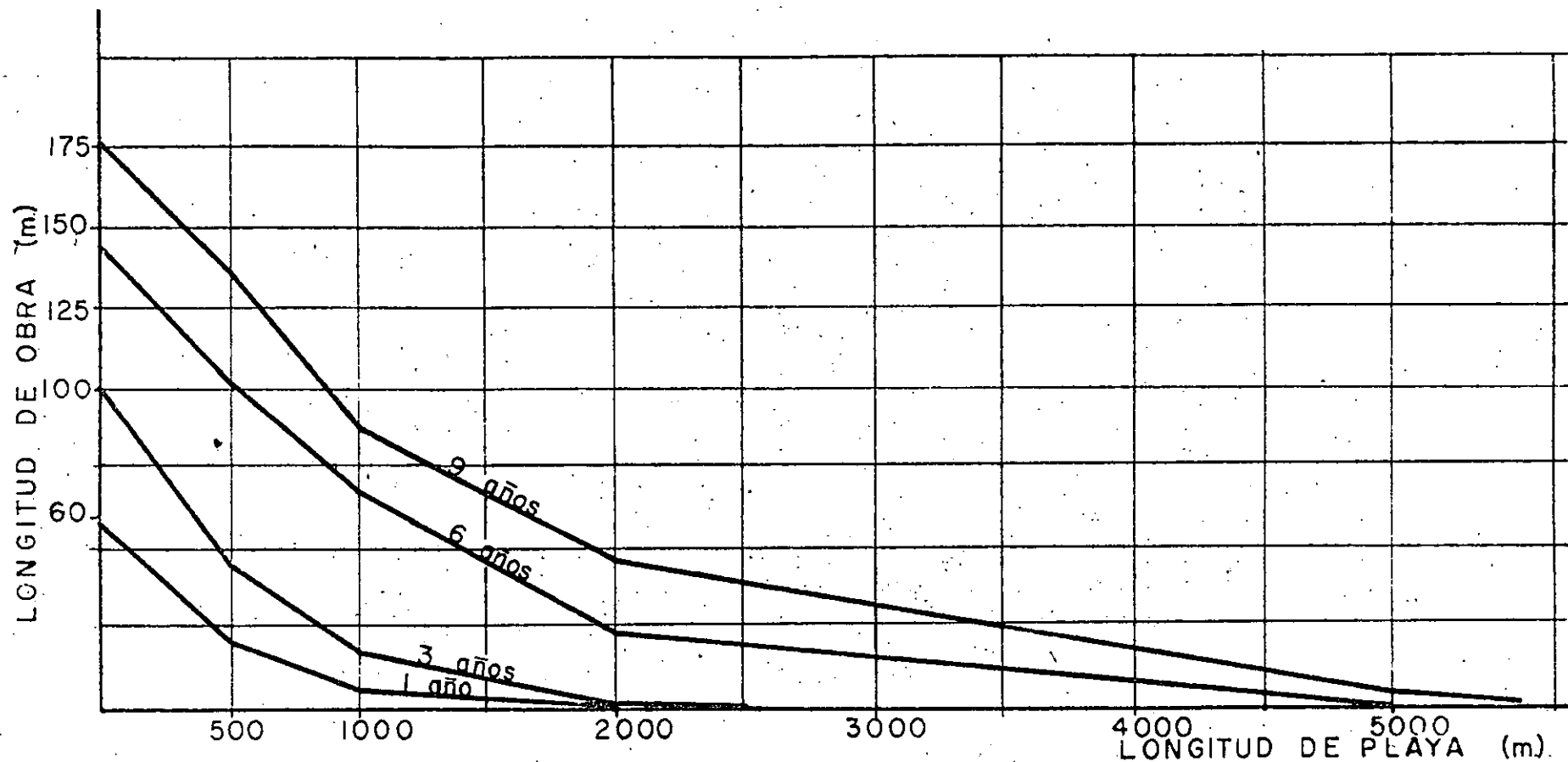
Analizando una playa orientada según el eje de coordena -- das "OX" y un obstáculo que se coloca normal a la playa en el -- punto "O" (Figura No. 6.2.1.1). El oleaje está atacando a esta -- playa con un ángulo de incidencia " α " y los fondos están sien -- do modificados hasta una profundidad "h", bajo el nivel medio -- del mar.

Considerando que:

$$Y = f(x, T)$$

TABLA No. 6.2.1.2

TIEMPO AFCS	FUNCION	X=0	X=500	1000	2000	50000
0	U	0	0	0	0	0
	Z	0	0	0	0	0
	Q/Q	1	1	1	1	1
1	U	0	0.501	1.002	2.004	0
	G(u)	1	0.355	0.088	0.0017	0
	F(u)	0	0.400	0.050	0.0005	0
	Q/Q	0	0.520	0.843	0.9950	1
	Z	58.4	21.000	5.250	0.105	0
3	U	0	0.353	0.706	1.411	3.530
	G(u)	1	0.502	0.213	0.002	0
	F(u)	0	0.838	0.171	0.009	0
	Q/Q	0	0.377	0.678	0.952	1
	Z	100.00	43.995	17.950	1.890	0
6	U	0	0.204	0.409	0.818	2.040
	G(u)	1	0.686	0.447	0.162	0.0017
	F(u)	0	1.935	0.630	0.114	0.0005
	Q/Q	0	0.223	0.428	0.742	0.995
	Z	143.08	101.587	66.15	23.94	0.262
9	U	0	0.167	0.334	0.668	1.670
	G(u)	1	0.739	0.501	0.245	0.007
	F(u)	0	2.620	0.838	0.215	0.0023
	Q/Q	0	0.181	0.377	0.641	0.971
	Z	175.50	137.55	87.99	45.15	1.21



**GRAFICA 6.2.1.1.- Evolución de la
Linea de playa obtenida de la aplicación de
Teoria de Bossen.**

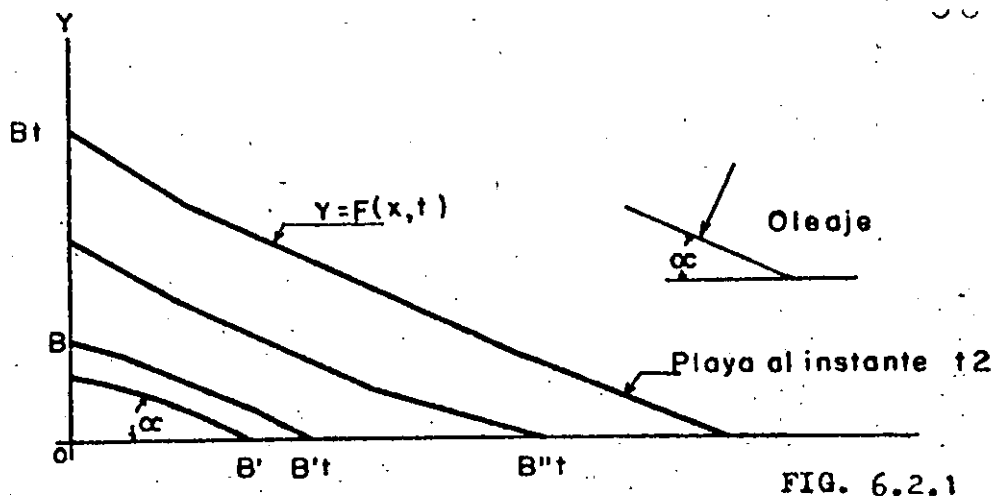


FIG. 6.2.1

Es la ecuación que da la forma de la playa para diferentes tiempos "t".

Al estar sujeta esta playa a un oleaje con determinadas características en cuanto a su incidencia tendrá una capacidad de transporte por unidad de tiempo, y se puede expresar el incremento de arena en esa misma unidad de tiempo como $\frac{\partial Q}{\partial x}$, para poder determinar dicha capacidad de transporte se puede emplear la expresión del Profesor Larras (expresión analizada en el capítulo V).

$$Q = K_g H^2 T \text{ sen } 2 \alpha$$

quedando:

$$\frac{\partial Q}{\partial \alpha} = 2 K_g H^2 T \text{ cos } 2 \alpha$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 2 K_g H^2 T \text{ cos } 2 \alpha \quad \text{--- (1)}$$

El ángulo de ataque del oleaje varía según la proyección "X" por lo que nos resulta:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (\text{arc tang } \frac{dy}{dx})$$

Para casos normales el valor de α varía entre 23° y 30° podemos considerar entonces que $\alpha \leq 25^\circ$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial x} = \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

Siendo también esa variación de capacidad de transporte:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = h \frac{\partial y}{\partial t} \text{ ----- (2)}$$

Al igualando la ecuación (1) con la (2) resulta:

$$h \frac{\partial y}{\partial t} = 2 K_g H^2 T \cos 2\alpha \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} = A \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

El valor de A resulta una constante que involucra las diferentes características del oleaje, del material playero y represente la superficie de acumulación al tiempo t, suponiendo un espesor uniforme "h".

$$A = \frac{Q}{\alpha h}$$

La forma de la línea de playa quedaría definida de la integración de la ecuación 2, en donde tenemos que para los límites

$$t = 0, X = 0, Y = 0, \quad \frac{\partial y}{\partial x} = \tan \alpha_0$$

resulta:

$$Y = \frac{\tan \alpha_0}{\sqrt{\pi}} \left[\sqrt{4 A t} \cdot e^{-\frac{x^2}{4at}} - x \sqrt{\pi} E \left(\frac{x}{\sqrt{4At}} \right) \right]$$

donde

$$E(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^{\infty} e^{-q^2} dq.$$

es una ecuación de Fresnel; dicha ecuación de Fresnel representa para los diferentes "t" una familia de curvas homotéticas de centro "0" y de razón $\sqrt{t_2/t_1}$.

En un tiempo $t = \frac{1}{4A}$ la línea de playa se obtiene de la ecuación:

$$Y = \tan \alpha \left(\frac{e^{-x^2}}{\sqrt{\pi}} \right) - XE(x)$$

Y la tangente en el punto de unión con el espigón corta la playa inicial en el punto de abscisa $\frac{1}{\sqrt{\pi}}$ y al espigón en el punto de ordenada.

$$\frac{\tan \alpha_0}{\sqrt{\pi}},$$

en el tiempo "t" estos valores son:

$$OB'_t = 2 \sqrt{\frac{At}{\pi}}$$

$$OB_t = 2 \tan \alpha_0 \sqrt{\frac{At}{\pi}}$$

$$OB''_t = 2.7 OB'_t$$

$$OB'_t F'_t = \overline{OB}_t (0.2)$$



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de Ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

MANEJO DE LAGUNAS COSTERAS

Ing. Héctor López Gutiérrez

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
México, D.F., junio de 1979

MANEJO DE LAGUNAS COSTERAS

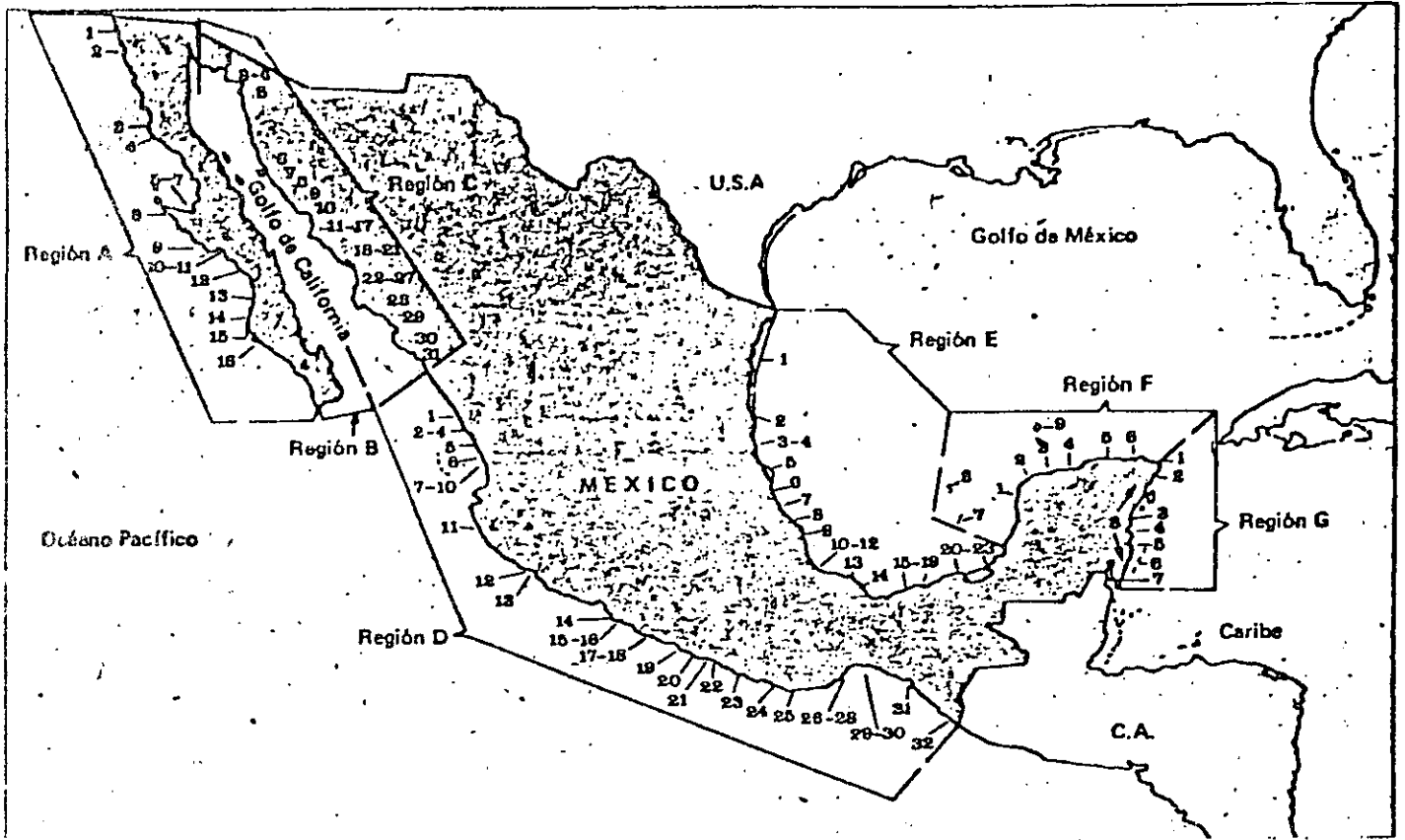
Ing. Héctor López Gutiérrez

INTRODUCCION

Las lagunas costeras y/o los estuarios representan en su mayoría un potencial de recursos naturales de considerable magnitud. Este es un hecho reconocido desde hace tiempo en diferentes países.

La complejidad ambiental de estos ecosistemas hace de su ecología un tópico multidisciplinario que no es fácil entender en términos simples. Los ejemplos en los cuales se apoyan algunos principios generales de la interacción entre la fauna, la flora y el medio ambiente, son a menudo difíciles de describir cuantitativamente, y con frecuencia de aplicación solamente local.

De poco tiempo a esta parte, el estudio, aprovechamiento y explotación de las lagunas costeras ha cobrado singular importancia. El grado de avance en las técnicas empleadas para ello es muy variado, en ciertos aspectos se conoce y dominan los métodos respectivos, en tanto que en otros se pasa aún por la fase de la experimentación o la especulación técnico-científica.



Lagunas litorales de México



Lagunas de las que se tiene una información integral aceptable

La complejidad ambiental de estos ecosistemas hace de su ecología un tópico multidisciplinario que no es fácil entender en términos simples. Los ejemplos en los cuales se apoyan algunos principios generales de la interacción entre la fauna, la flora y el medio ambiente, son a menudo difíciles de describir cuantitativamente, y con frecuencia de aplicación solamente local.

De poco tiempo a esta parte, el estudio, aprovechamiento y explotación de las lagunas costeras ha cobrado singular importancia. El grado de avance en las técnicas empleadas para ello es muy variado, en ciertos aspectos se conoce y dominan los métodos respectivos, en tanto que en otros se pasa aún por la fase de la experimentación o la especulación técnico-científica.

En general, el problema de aprovechamiento de esos sistemas hidráulicos requiere de la concurrencia interdisciplinaria de ingenieros, biólogos, geólogos, etc.; esto en sí, crea una cierta confusión con relación a la definición de lo que se entiende por estuario, aguas estuarinas, lagunas costeras, etc.

Estuario

La palabra estuario proviene del latín aestus, que significa marea, y en forma general el término se aplica a una formación costera en la cual la marea juega un papel importante. Históricamente se ha definido como la

parte baja de los ríos sujeta a efectos de marea. Según Emery y Stevenson, estuario es una amplia desembocadura de un río o un brazo de mar donde la marea encuentra la corriente de un río. De ello establecen la conclusión de que la existencia de estuarios sólo es factible en mares donde la marea es significativa.

Por su parte, Pritchard, tratando de integrar lo más ampliamente el concepto, establece que un estuario es un cuerpo de agua costera semicerrado que tiene libre conexión con mar abierto, y dentro del cual el agua marina puede encontrarse diluida con el agua dulce procedente de los escurrimientos de tierra firme.

Laguna

Desde un punto de vista geomorfológico, se define como "depresión que contiene agua dulce y salada, localizada en el borde litoral. La separación puede hacerse por un obstáculo físico; a menudo existen canales que ponen en comunicación las aguas."

Con frecuencia se emplea indistintamente el término laguna o albufera, ya que esta última denominación se emplea para "lagunas litorales en comunicación con el mar".

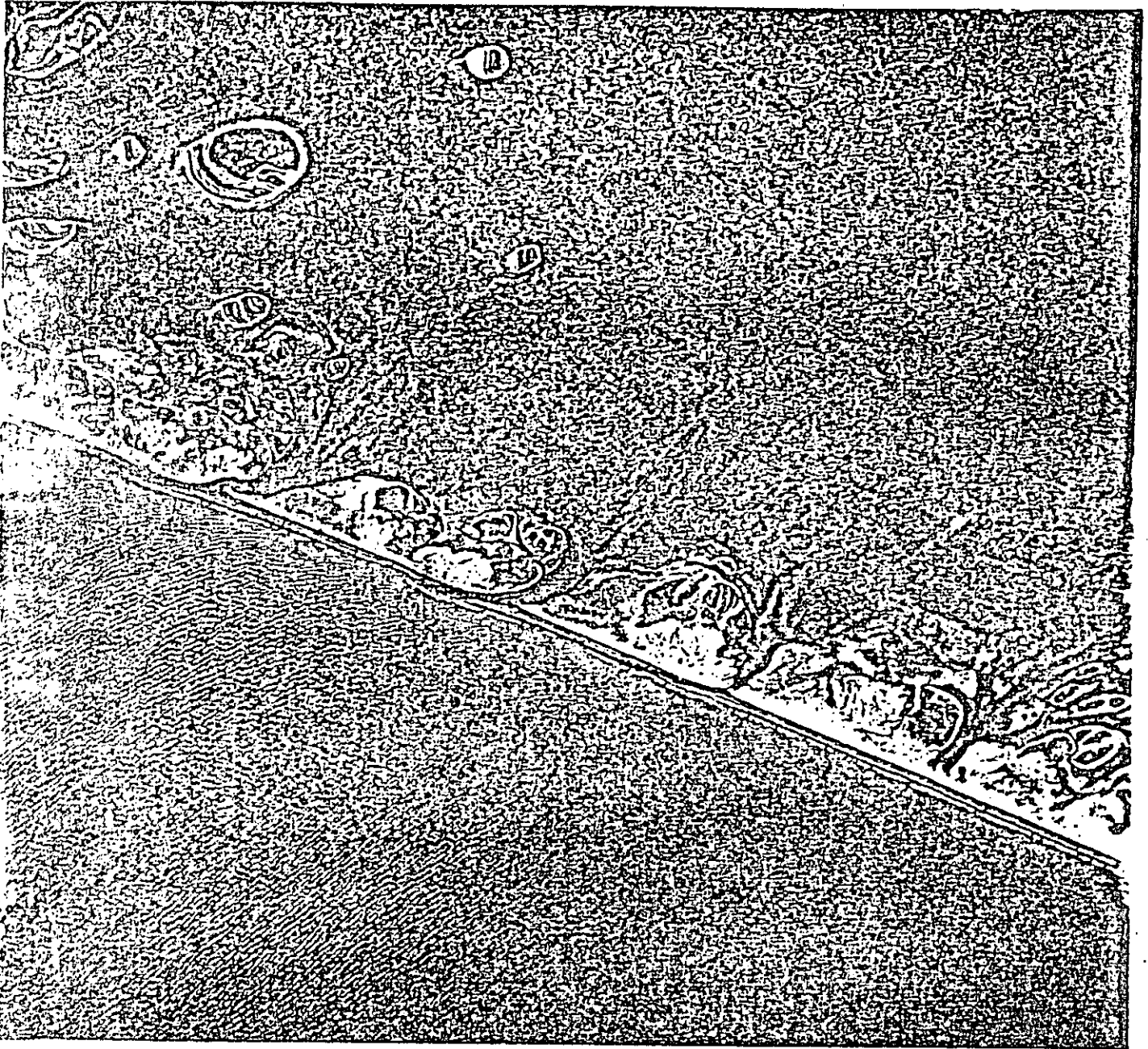
Se ha aceptado prácticamente, que las lagunas se han formado por la emersión de barras arenosas constituidas por los sedimentos aportados

por las corrientes fluviales, mediante la acción del oleaje, que han separado el cuerpo de agua que constituye las lagunas costeras.

Normalmente, las lagunas costeras se forman a lo largo de costas con variaciones relativamente pequeñas de marea con amplia plataforma continental y una pendiente suave, en las cuales existe un cierto transporte litoral, que tenderá en la mayoría de los casos a cerrar completamente el acceso a la laguna. En condiciones naturales existe un cierto equilibrio entre la acción de los diferentes agentes que intervienen en el funcionamiento de una laguna, actuando unos en el sentido de azolvarlas y hacerlas desaparecer y otros en el sentido de profundizarlas o mantenerlas. La acción humana es fundamental en este aspecto, ya que puede ayudar con sus obras, sea a la desaparición de las lagunas o a la conservación de las mismas. (Figura 2)

El cordón litoral tiende a adelgazarse o aun a cortarse por el efecto de tempestades o ciclones, mientras que el transporte litoral tenderá a robustecerlo y a cerrar las bocas o accesos.

Las avenidas provocadas por las lluvias tratarán de abrir más bocas o a profundizar los fondos por las corrientes que origina, al mismo tiempo que aportan sedimentos, que posteriormente serán introducidos nuevamente por las corrientes de flujo o por los efectos de los oleajes intensos, al destruir la barrera litoral, y son estos aportes de agua dulce los que le dan su carácter estuarino.



Bocas de la Laguna Madre. Nótese la configuración típica de este tipo de canales en lagunas poco profundas y rango de marea reducido, su dimensión pequeña comparada con el área de laguna, la configuración costera denotando un transporte por línea de rompientes y la existencia de una barra interior que disminuye la eficiencia hidráulica de la sección

Figura No. 2

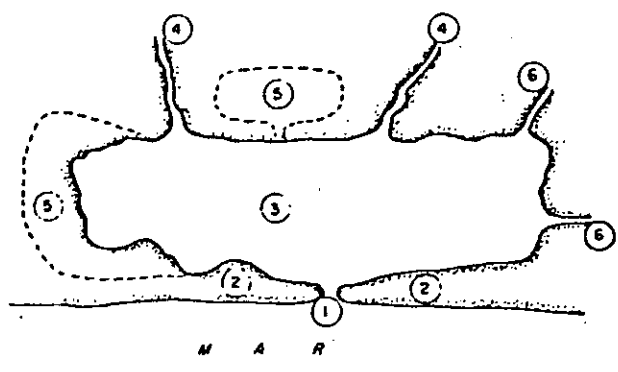
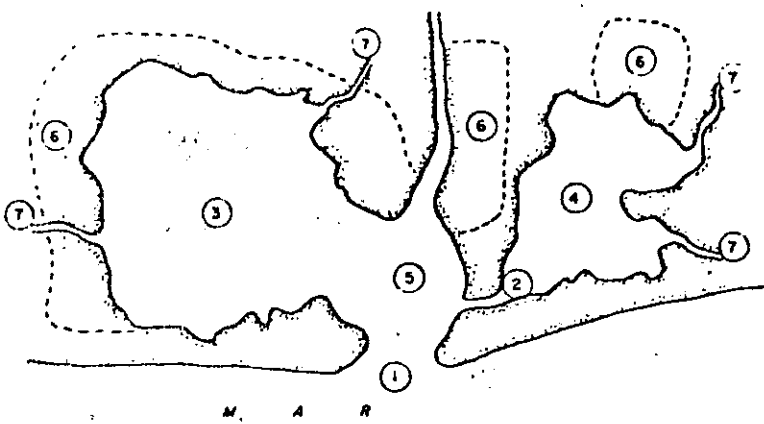
Es frecuente establecer la diferencia entre laguna y estuario desde el punto de vista de la estabilidad en la salinidad, y así se dice que cuando el escurrimiento de agua dulce en un vaso separado desarrolla un cuerpo estable de agua salobre puede considerarse como laguna. Si este mezclado no es estable y presenta cambios periódicos, el vaso podrá considerarse como estuario.

Un sistema lagunario-estuarino está compuesto por los siguientes elementos (Figura 3).

Canal de comunicación con el mar, que puede ser la desembocadura del río del sistema o la liga de la laguna con el mar. En el primer caso la laguna puede estar integrada completamente con ese canal o comunicarla a su vez con el río a través de un segundo canal. En el sistema estuarino más simple, la parte baja del río se amplía considerablemente en comparación al resto del cauce. (Figura 4)

Para el segundo caso la liga puede tener únicamente una longitud equivalente al ancho del cordón litoral que separe a la laguna del mar o constituir un brazo de mar de varios kilómetros de extensión. (Figura 5)

Desde el punto de vista de la mezcla de aguas dulces y saladas, en el primer caso este mezclado presenta características bien definidas, aunque variables; puede ir desde el movimiento estratificado con la cuña salina en la parte inferior, apareciendo inclusive en las fases más intensas del



SISTEMA PREPONDERANTEMENTE FLUVIAL

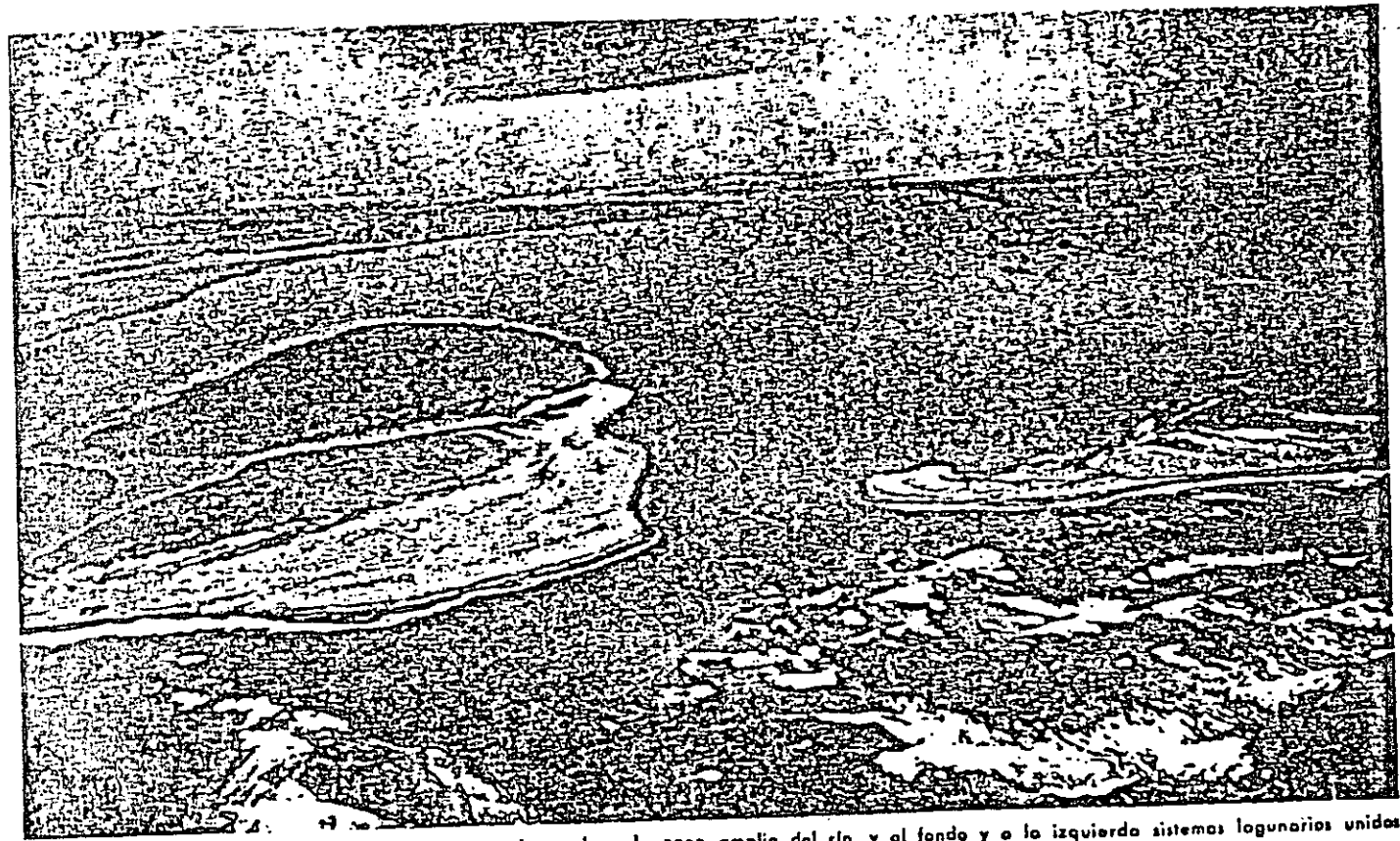
SISTEMA PREPONDERANTEMENTE LAGUNARIO

- ① Canal de comunicación al mar
- ② Canal Laguna - Mar
- ③ Laguna integrada al estuario
- ④ Laguna separada del río
- ⑤ Vaso principal, integrado por el río y laguna, si existe
- ⑥ Planicies de inundación, vasos secundarios y marismas
- ⑦ Esteros (ocasionalmente)

- ① Canal de comunicación al mar
- ② Cordon litoral
- ③ Vaso principal
- ④ Escurrimientos superficiales
- ⑤ Planicie de inundación, vasos secundarios y marismas
- ⑥ Esteros (ocasionalmente)

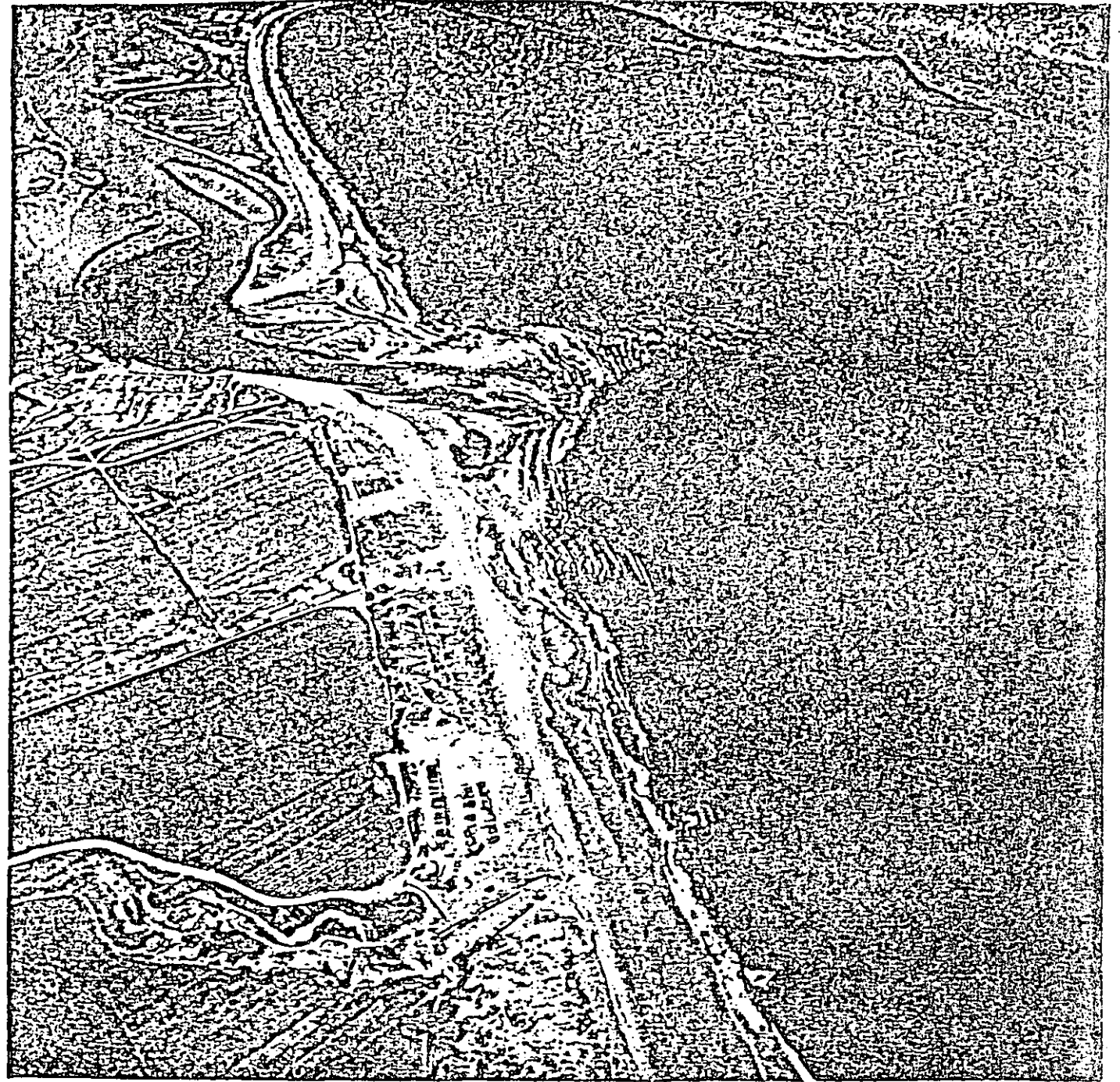
SISTEMAS ESTUARINOS - LAGUNARIOS

Figura No. 3



Sistema preponderantemente fluvial. Obsérvese en primer plano la zona amplia del río, y al fondo y a la izquierda sistemas lagunarios unidos al mismo mediante canales

Figura No. 4



Estero típico en el cual aparece caracterizado un brazo de mar separado por un cordón litoral y con una comunicación que puede ser eventual; en este caso es permanente

Figura No. 5

flujo inversión de corrientes, hasta el mezclado débil en toda la sección sin inversión de flujo. En el segundo caso, el fenómeno de mezcla es menos acentuado y el sentido de las corrientes de flujo y reflujos es bien definido.

Vaso principal. Es la zona donde las áreas de agua tienen una extensión sensiblemente mayor a la sección transversal del canal de comunicación. En un sistema estuarino típico esta parte la constituyen tramos muy amplios del río mismo, dentro de los cuales pueden estar incluidas zonas lagunarias.

Para el sistema combinado o con dominio lagunaria, el vaso principal es la laguna propiamente dicha; según las características de la marea, la presencia salina tendrá mayor o menor influencia, pero en general los procesos de mezclado son más débiles y la salinidad tiende a ser menor, salvo en los casos de las lagunas hipersalinas. En los sistemas lagunarios los escurrimientos de tierra firme, sea en forma de corrientes permanentes o intermitentes, desembocan en ella, siendo ésta la causa del abatimiento de la salinidad.

Esteros, vasos secundarios y planicies de inundación y marismas. Estas partes se localizan en la zona más alejada del mar y constituyen el extremo interior del sistema. Se integra por pequeños vasos y zonas bajas, que están sujetos a inundación sea en época de avenidas para sistemas

estuarinos puros o por efectos de variación de mareas en sistemas lagunarios. Existe también una barra interior que los separa del sistema principal, su liga a él puede ser a través de pequeños canales o cuando el agua rebase la cota superior de la barra.

Desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica el problema del aprovechamiento de las zonas estuarinas y lagunarias radica en asegurar un sistema circulatorio adecuado de las aguas, principalmente las marinas, que en sí constituyen un elemento preponderante en la dinámica del sistema; según Bowden, el factor determinante en la circulación estuarina es el papel desempeñado por las corrientes de marea con relación a los aportes de agua dulce.

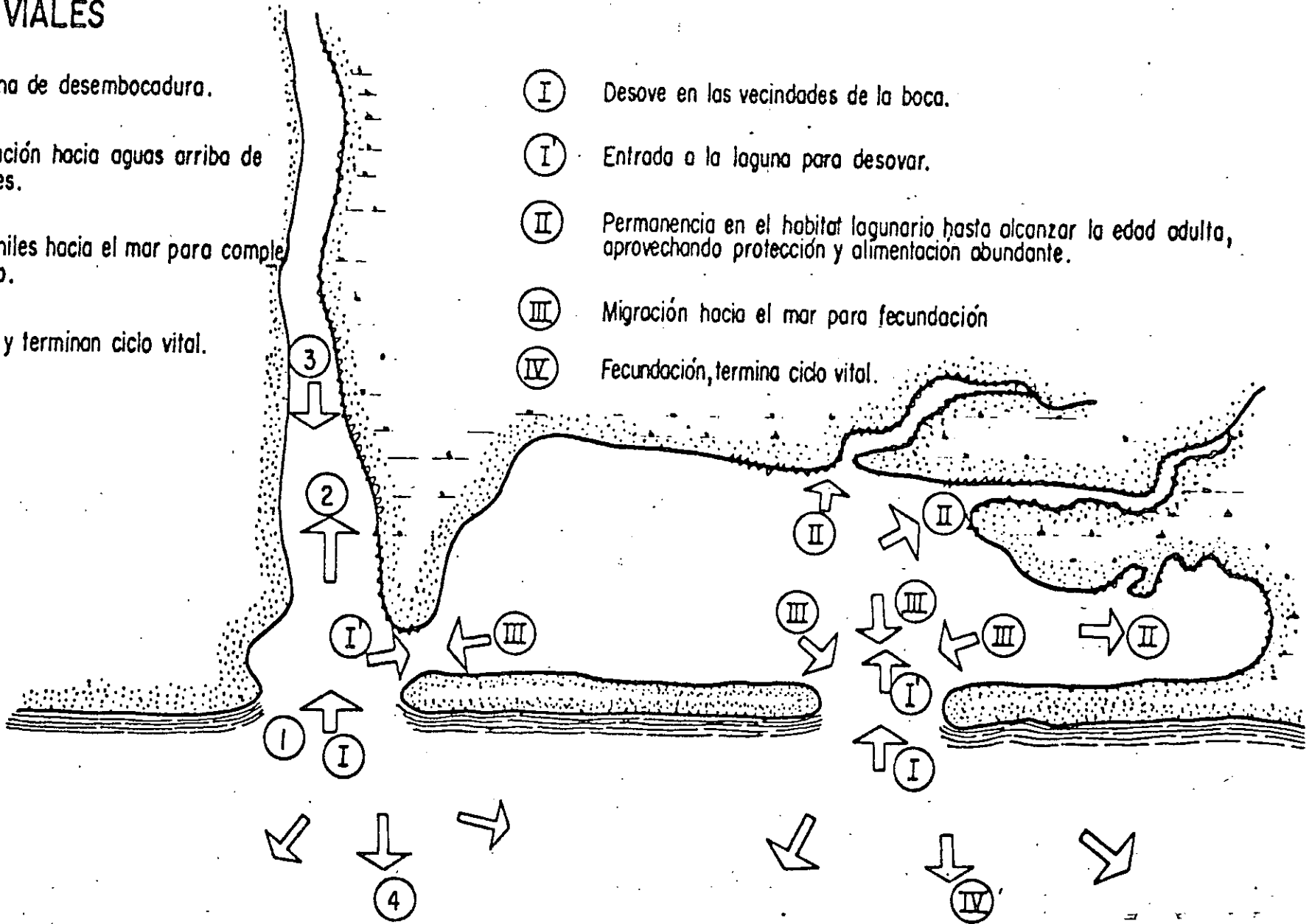
ESQUEMA DE CICLOS VITALES DE ESPECIES MIGRATORIAS

SISTEMAS PREPONDERANTEMENTE FLUVIALES

- ① Desove en la zona de desembocadura.
- ② Entrada y migración hacia aguas arriba de larvas y juveniles.
- ③ Retorno de juveniles hacia el mar para completar su desarrollo.
- ④ Adultos cumplen y terminan ciclo vital.

SISTEMAS PREPONDERANTEMENTE MARINOS

- ① Desove en las vecindades de la boca.
- ①' Entrada a la laguna para desovar.
- ② Permanencia en el habitat lagunario hasta alcanzar la edad adulta, aprovechando protección y alimentación abundante.
- ③ Migración hacia el mar para fecundación
- ④ Fecundación, termina ciclo vital.



OBRAS DE MEJORAMIENTO ECOLOGICO

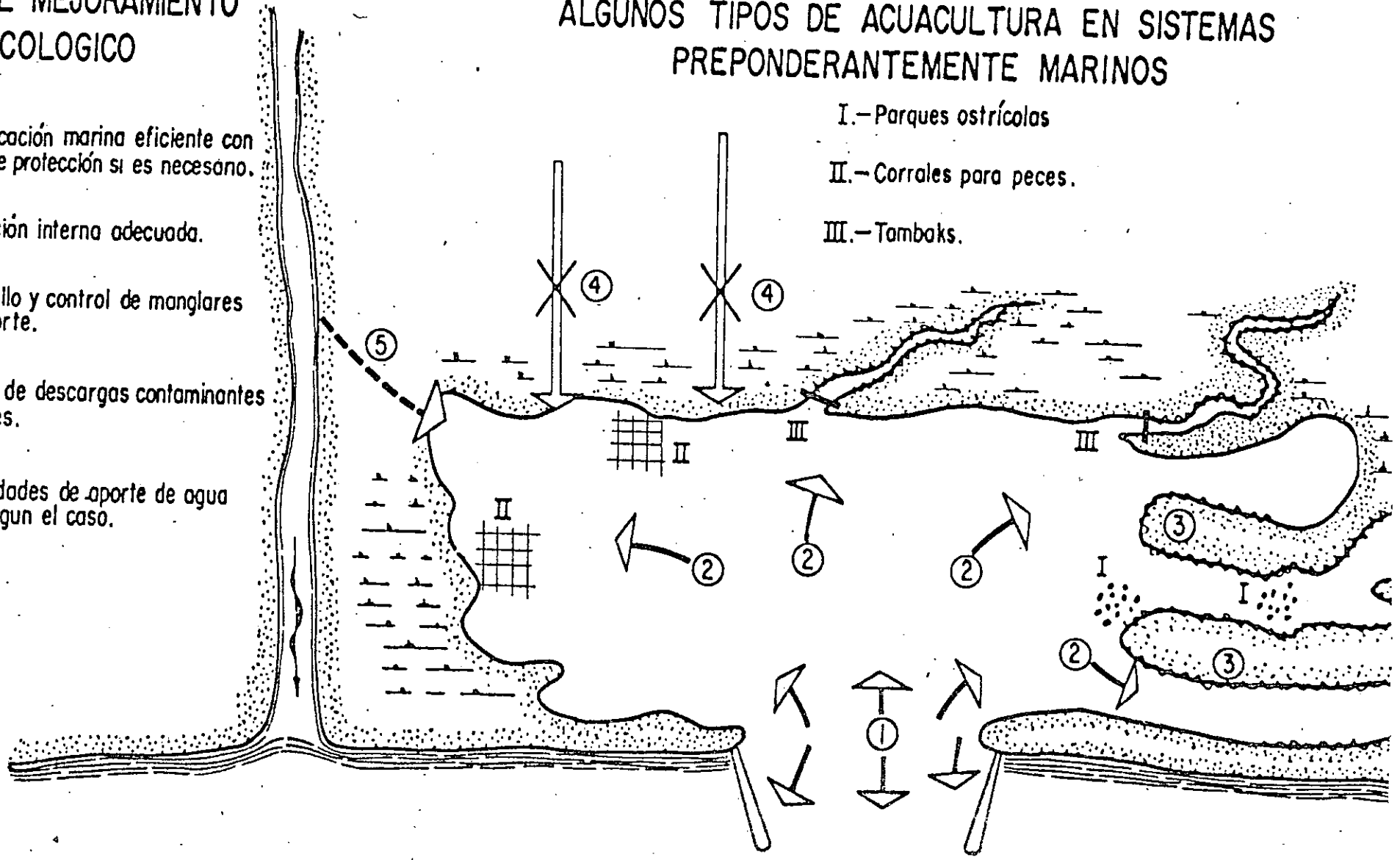
- ① Comunicación marina eficiente con obras de protección si es necesario.
- ② Circulación interna adecuada.
- ③ Desarrollo y control de manglares de soporte.
- ④ Control de descargas contaminantes y azolves.
- ⑤ Posibilidades de aporte de agua dulce según el caso.

ALGUNOS TIPOS DE ACUACULTURA EN SISTEMAS PREPONDERANTEMENTE MARINOS

I.-Parques ostrícolas

II.-Corrales para peces.

III.-Tambaks.



CONSIDERACIONES HIDRAULICAS Y DE DINAMICA LITORAL

En general, el problema de aprovechamiento de esos sistemas hidráulicos requiere de la concurrencia interdisciplinaria de ingenieros, biólogos, geólogos, etc.; esto en si, crea una cierta confusión con relación a los cuerpos de agua que pueden manejarse bajo una cierta metodología para la explotación racional de las lagunas litorales. Dentro de este grupo de sistemas hidráulicos se engloban todos aquellos en los cuales el movimiento de las mareas juega un papel preponderante, tanto desde el punto de vista hidráulico como del biológico. El segundo factor asociado a esta caracterización es el grado de salinidad que se observe dentro de dicho sistema como resultado de tal movimiento, lo cual lleva una relación directa con la importancia de los aportes de agua dulce que se tengan. El tercer factor, fundamental en la interrelación anterior, es la estabilidad de la comunicación del sistema con el mar, la cual depende esencialmente del balance entre las corrientes de flujo y refluo con el transporte litoral. Este balance es una de las cuestiones más difíciles de establecer en razón de lo complejo del fenómeno de transporte litoral, de aquí que las obras de mejoramiento que se propongan pueden conducir a situaciones extremas de cambios incontrolados en la ecología del conjunto que se reflejen en un retardo considerable en la iniciación de su aprovechamiento o inclusive en procesos irreversibles que en el mejor de los casos podrían obligar a un cambio de estrategia

acuacultural y en el peor a la pérdida del sistema como elemento productivo.

De lo anterior podemos establecer tentativamente que mientras mayor sea la preponderancia de la dinámica marina podrán aplicarse mejor ciertos principios de ingeniería costera e hidráulica para el manejo del habitat, en tanto que cuando haya una muy marcada influencia de los aportes fluviales las bases técnicas se modifican sustancialmente. En el primer caso se agruparán lagunas litorales, esteros y bahías, en tanto que en el segundo se habla en esencia de la parte baja de los ríos.

CONSIDERACIONES BIOLÓGICAS Y DE ACUACULTURA

Partiendo de las consideraciones anteriores relativas a la influencia de los factores hidráulicos preponderantes, conviene asociar a ellos el desarrollo del ciclo vital de especies migratorias sobre las cuales incide en mayor grado las acciones de mejoramiento del habitat.

En este análisis al enfocar nuestra atención hacia los sistemas preponderantemente fluviales se encuentra que uno de los principales problemas es la dificultad de controlar las condiciones del habitat por la amplitud de las fronteras del sistema lo cual lleva a acciones que se circunscriben a zonas muy específicas en las cuales las acciones posibles se reducen a ciertas restricciones relativas a la calidad del agua del río y a su velocidad.

En cambio, en el caso de lagunas litorales, y en general en los sistemas preponderantemente marinos, las estrategias y acciones están mejor definidas en razón de que las condiciones de frontera también lo están.

Adicionalmente cabe mencionar en este último caso la gran influencia que tiene el mejoramiento de la productividad de la laguna sobre las áreas marinas vecinas a ella.

En términos generales puede citarse que las lagunas litorales ofrecen distintas opciones de acuicultura en función de la dinámica de sus aguas y del control de efectos nocivos de deterioro del medio, principalmente contaminación y descargas masivas de azolves en arroyos torrenciales.

Sobre estas opciones de acuicultura, en la mayoría de los casos de peces y crustáceos, las acciones son de tipo extensivo, aunque también puede lograrse la de tipo intensivo usando sistemas de acorralamiento con redes o con tambaks, que explicado en forma simple es usar canales naturales, aislados del contacto con el resto del sistema, introducir una cierta especie hasta que complete su desarrollo y extraerla en su totalidad.

Con moluscos puede practicarse la acuicultura intensiva, dado el carácter de inamovilidad de estos animales, pudiendo hacerse en balsas flotantes, "tendederos" o con postes.

Para el desarrollo de los cultivos anteriores, el conjunto de obras de mejoramiento ecológico que pueden realizarse se

resumen así:

- . .Mejoramiento de la comunicación con el mar.
- . Mejoramiento del sistema de circulación interior de las aguas.
- . Zonificación de áreas según su función en el ciclo vital de las especies a cultivar.
- . Control de contaminación y de aportes de azolves.
- . Mejoramiento de elementos de soporte para el desarrollo - de ciertas especies.

CONSIDERACIONES SOCIOECONOMICAS

No obstante el potencial que tienen las lagunas litorales para el desarrollo de la acuicultura, un factor limitante para el aprovechamiento de los potenciales es el elemento humano.

En efecto, en las vecindades de esos cuerpos de agua y por la relativa facilidad y seguridad para pescar en sus aguas, existen grupos de pescadores que explotan sus recursos: en general la caracterización de esos grupos puede resumirse así:

En cuanto a su actividad pesquera

- . Habilidad y arraigo pesquero
- . Pesca por temporadas
- . Baja productividad
- . Sistemas primitivos de captura o en el mejor de los casos, desvinculados de cualquier principio de equilibrio ecoló-

gico.

- . Resistencia al cambio en tanto no observan resultados; -
asimilación lenta para mantener programas continuos de -
cultivo.
- . Problemas sensibles en su operación y organización productiva que se refleja en alta dependencia de la intermediación.

En cuanto a su condición social general

- . Campamentos o pequeñas comunidades con servicios básicos de infraestructura muy deficientes o inexistentes.
- . Alta dispersión que dificulta la dotación de esos servicios, la organización productiva y la asistencia técnica.
- . Escasa capacidad crediticia en razón de la falta de continuidad productiva.

En general su dispersión y conceptos de territorialidad dificultan la aplicación de programas individualizados. Sólo en el caso de comunidades de características muy específicas y en condiciones de aislamiento acentuado hacen válido la aplicación de un programa específico, sin embargo, jerarquícamente estos serían los casos de menor prioridad. Se piensa en cambio que la integración de núcleos pesqueros puede ser la forma de organización productiva que permita una mayor racionalización de los esfuerzos financieros, técnicos y administrativos dedicados a estos grupos.

Núcleo pesquero

Un núcleo pesquero estaría integrado por varias comunidades rurales pesqueras, con características similares, y un complejo productivo, el cual contaría con las instalaciones necesarias para dar servicio completo a dichas comunidades.

El complejo productivo estaría ubicado en la mejor posición geográfica, en relación a las comunidades, sobre vías rápidas de comunicación para distribución y comercialización de los productos, seleccionando los sitios con los mejores servicios de infraestructura, en que se cuente agua potable, electrificación, etc.

Dicho complejo productivo contaría con:

- Centro de recepción
- Area de maniobras
- Fábrica de hielo
- Unidades de transporte
- Oficina administrativa
- Otros

Dentro del complejo podrían considerarse otros servicios, como son: suministro de equipo y artes de pesca, reparación de embarcaciones, trámites de crédito refaccionario, etc.

Con el sistema productivo así definido, se evitaría la dispersión de los escasos recursos económicos en varias comunidades, con las limitantes en instalaciones y servicios que

ello traería consigo; el mismo quedaría representado de la manera siguiente:

Inversiones y servicios complementarios

Como inversiones y servicios complementarios en las comunidades pesqueras, se tendría:

- Bodega para producto enhielado
- Atracaderos
- Rampas.
- Otros

Las bodegas para producto enhielado servirán de apoyo a las actividades tanto del complejo productivo, como a las propias de la comunidad en cuanto a productos de captura, ya que en un momento dado podría haber acumulación de los mismos o, en algunos casos, comercialización directa, tanto local como externa de productos frescos.

Los atracaderos, rampas y otros servicios, irían acordes a las necesidades de cada comunidad, atendiendo estos conceptos para incrementar y mejorar la actividad pesquera.

Resumiendo, este sistema contempla las siguientes ventajas:

- Mediante los núcleos pesqueros se encauzarían y aprovecharían mejor las inversiones y habría un mejor control de las operaciones, favoreciendo el mejoramiento de la productividad en las actividades pesqueras.

- . A partir de los complejos productivos, sería factible tener un mejor control en cuanto a las políticas de precios, distribución y comercialización de los productos, reduciendo lo anterior en mayores beneficios para los trabajadores de la pesca.

- . Las acciones para incrementar la productividad en los núcleos pesqueros, tendrían que ser coordinados para que en el momento propicio se tengan los diferentes servicios de apoyo a la actividad pesquera, tales como organización y capacitación, créditos refaccionarios, distribución y comercialización, etc.

- . Cabe destacar la importancia que para la actividad pesquera representa también, establecer nexos comerciales con los grandes centros comerciales establecidos.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

INSTRUMENTOS OCEANOGRAFICOS

M. EN C. RAFAEL GARCIA KRASOVSKY

JUNIO, 1979

INSTRUMENTOS OCEANOGRÁFICOS

Esta presentación se limitará a una descripción de los instrumentos oceanográficos que se utilizan para medir los diferentes parámetros requeridos para obtener un mejor entendimiento de los criterios de diseño utilizados en la construcción de estructuras marinas. Se analizará el rango, que se puede encontrar en el mar, para los diferentes parámetros, la exactitud con la que se desearía medir y algunas indicaciones sobre las técnicas de medición.

INTRODUCCION

Los instrumentos oceanográficos son diseñados para un amplio rango de aplicaciones como: muestreadores de vida marina o suelos; registros de corrientes marinas, flujo de agua y temperaturas; y analizadores de densidad del agua de mar, salinidad y análisis químicos. Existe también una gran variedad de opiniones en la utilidad relativa de los diferentes tipos de instrumentos y su aplicación en los estudios en que son utilizados. Así, distintos tipos de instrumentos basados en diferentes principios se pueden usar para lo que parecería ser esencialmente la misma función. Esta situación tan compleja, existe en parte debido a la naturaleza de la experimentación oceanográfica, en la cual, en contraste con la situación de un laboratorio bajo control, no existen referencias ni una línea base de donde fijar la ejecución de las mediciones.

Generalmente los valores obtenidos de las mediciones no son estáticos ni se pueden promediar en línea recta. Por lo tanto, el valor instantáneo de las mediciones se puede relacionar solamente a un valor absoluto externo o definirlo estadísticamente por un valor interno de su RMS, período o amplitud de banda. Esto crea una considerable latitud en las técnicas de experimentación y por lo tanto también en los instrumentos usados.

La instrumentación se puede definir como "Una extensión de las habilidades del hombre para la observación, análisis o control". Los instrumentos se pueden dividir, para un mejor entendimiento, en tres grandes grupos: muestreadores, sensores y analizadores.

MUESTREADORES

Los muestreadores son utilizados comunmente en operaciones de rutina con los que se obtienen materiales para su análisis posterior. Estos forman la clase mas grande de instrumentos oceanográficos y se reclasifican por su uso como biológicos, químicos y geológicos. A parte de la identificación con el área diciplinaria del usuario, existen cinco categorías funcionales de muestreadores. Esto cinco grupos incluyen a la mayoría de los muestreadores importantes para los ingenieros oceánicos: 1) Nucleadores, 2) Dragas, 3) Redes o Trampas, 4) Bombas, 5) Botellas.

1 NUCLEADORES

Los nucleadores ya sean cilíndricos o de caja se utilizan para obtener muestras de un punto específico, con el menor disturbio posible en su constitución estatigráfica. El propósito de esto puede ser el de examinar las características estructurales, la formación histórica o la interrelación de los componentes biológicos y su medio ambiente. Estos instrumentos de extracción se pueden subdividir en términos de la fuerza que utilizan para su penetración en el medio: a) masa (peso o pistón hidráulico) b) vibrador (neumático o eléctrico) c) explosivo (químico o chispa eléctrica, y d) rotatorio.

2. DRAGAS

Existen dos tipos de dragas: las de arrastre, principalmente para obtener nodulos de material, y las que atacan directamente el fondo cortándolo para así obtener la muestra. Las características del mecanismo de corte y las del compartimiento retenedor son lo principal a considerar al escojer una draga. Los sistemas de cierre pueden ser mecánicos, hidráulicos o eléctricos. La capacidad y peso de las dragas van desde muy pequeñas, 1600 cm³ y 30 kg, que se utilizan comunmente para obtener muestras de sedimentos para su análisis granulométrico, hasta dragas con capacidades de 2.3 m³ y 6 ton de peso, pasando por una gran variedad de tipos y capacidades.

3. TRAMPAS-O-REDES

Las trampas y redes juegan un papel importante en las investigaciones de pesca comercial, puesto que son principalmente usadas para tomar muestras de flora y fauna marina. Dado que este tipo de instrumentos no son de mucha aplicación para los ingenieros oceánicos, solo se mencionará que forman parte del instrumental oceanográfico y las personas interesadas en información al respecto la podrán encontrar en la bibliografía citada.

4. BOMBAS

Los métodos de bombeo de muestras de agua para análisis, es un método que ha tenido mucha aceptación en los últimos años. Este representa el estar obteniendo muestras de agua continuamente y a diferentes profundi-

dades mientras una embarcación se va desplazando. Este sistema ha demostrado ser útil en análisis biológicos, químicos y de trazadores. Los estudios de trazadores en el océano pueden ser de importancia para los ingenieros, dado que por este método se pueden definir coeficientes de difusión y movimientos de masas de agua en forma relativamente fácil.

En el mercado existen cuatro tipos de bombas: de vacío, centrífugas, de turbina y jet. Las bombas son limitadas en la succión por la presión de vapor en el impulsor. El flujo en los tubos es limitado por pérdidas de fricción, por lo que solamente una cantidad de agua puede ser succionada por unidad de tiempo. Las más generalizadas son las bombas de turbina y centrífugas, que utilizan tubo flexible de ployvinyl (PVC) para no contaminar las muestras. Estas pueden tener una capacidad de succión de 600 lts. por minuto, a profundidades de 30m y bajo una velocidad de 5 nudos pudiéndose alcanzar 100 lts/min a profundidades de 200 m.

5. BOTELLAS

Existen por lo menos dos docenas de botellas diferentes de uso común, su continua utilización indica que cada una sirve para un propósito particular. Las botellas son usualmente operadas con malacates y cable hidrográfico por donde se deslizan los mensajeros que accionan el mecanismo de cierre de las botellas. Algunas de las botellas mas comunes son la Nansen, que es la más común, y la Knudsen que son botellas de inversión y que portan termómetros de tipo reversible tanto protegido como desprotegido. Estas son usadas principalmente en estudios hidrográficos de donde se puede conocer el movimiento de las masas de agua y sus características.

Otro tipo de botellas son las Van Dorn y las Frautschy con las que se pueden obtener diferentes volúmenes de agua con un mínimo de contaminación por el material del que está construída. Este tipo de botella es generalmente usada para análisis bacteriológicos, químicos y biológicos como también pueden ser usadas para determinar concentraciones de material en suspensión.

SENSORES

Los sensores pueden ser activos o pasivos, pero la mayoría caen en la primera categoría. Un ejemplo de los sensores pasivos puede ser el termómetro de mercurio, el batitermógrafo y los correntímetros accionados por propela. Los sensores activos requieren una fuente de poder por se parado. Dentro de los sensores se puede distinguir: a los termómetros, correntímetros, mareógrafos, olográfos, ecosondas y refractores sísmicos entre otros.

1. TERMÓMETROS

El rango de la temperatura en los océanos y mares adyacentes va de los -2°C a 32°C . Para una observación directa de la temperatura se puede considerar suficiente una exactitud de $\pm 0.01^{\circ}\text{C}$. Sin embargo al determinar la temperatura con el propósito de definir densidades, se requiere una exactitud de $\pm 0.002^{\circ}\text{C}$.

Los termómetros usados comúnmente son los termopares, termistores, y bulbos de resistencia, así como mecanismos especiales. Después de cada medición de temperatura puede existir cierta incertidumbre debido a la apreciación de la lectura y a la velocidad del sensor; el tiempo de estabilización para la mayoría de los termómetros eléctricos es de 1 segundo y para los de mercurio puede ser hasta de minutos.

El batitermógrafo, denominado generalmente BT, es uno de los instrumentos más clásicos para determinar temperaturas en función de la profundidad. La temperatura es registrada en una placa de vidrio ahumado en un plano X-Y donde las Xs son marcadas por una aguja sensible a la temperatura y las Ys por el desplazamiento de la placa conforme al BT se va hundiendo. Los termómetros de cubeta son termómetros de mercurio para medir la temperatura del agua en la superficie y constan simplemente de un recipiente colocado a la altura del bulbo con el fin de evitar una caída abrupta de la temperatura.

Las termistores son termómetros de resistencia en donde las caídas de voltaje a través de una resistencia de platino son una función del efecto de temperatura en la resistencia. Los termistores pueden proporcionar una exactitud que vá de los $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ a $\pm 0.02^{\circ}\text{C}$ dependiendo de lo sofisticado de la electrónica. La ventaja de este instrumento es que se puede conectar a registradores ya sean de aguja o de grabación.

Los termómetros reversibles mencionados en la sección de botellas, son termómetros que al momento de ser invertidos la columna de mercurio contenida en el tubo capilar es separada del bulbo, manteniendo así constante esta columna durante todo el ascenso a la superficie. Los termómetros de inversión son generalmente usados en pares, en donde unos de ellos está protegido a los incrementos de la presión del agua. Este termómetro registra la temperatura real. El otro, que no está protegido, registra una lectura de temperatura mayor debido a la presión del agua que fuerza al mercurio a subir más por el tubo capilar. La diferencia entre estas dos lecturas es usada para conocer la altura de la columna de agua que existía sobre los termómetros a la hora de hacer la inversión. Este tipo de termómetro, debido a técnicas especiales de construcción y de lectura, proporcionan una exactitud de $\pm 0.002^{\circ}\text{C}$.

2. CORRENTÍMETROS

Los transductores para medir flujos pueden ser de cuatro tipos básicos: de resistencia, por impulsor, de propela y acústico.

- a) Los correntímetros de resistencia son registradores que impuestos a una estructura fija, las fuerzas cortantes del flujo producen una fuerza de desplazamiento.
- b) Los correntímetros por impulsión atrapan un volumen de agua utilizando la menor energía cinética posible de la corriente para impartir velocidades de rotación

- c) Los de propela utilizan una forma aerodinámica a lo largo del eje de revolución , en forma tal que siempre se oriente en el sentido de la corriente. Los tipos b y c a veces se combinan produciendo un correntímetro más completo.
- d) Los correntímetros acústicos miden diferenciales de la velocidad del sonido mandado en direcciones opuestas.

Se pueden reconocer dos aplicaciones principales de los correntímetros en oceanografía. La primera es la medición de la velocidad media de la corriente. El período de tiempo sobre el cual la media es tomada depende del propósito del estudio. La segunda aplicación es para obtener una medición del espectro turbulento de la velocidad.

La velocidad de una corriente en mar abierto puede llegar hasta más de 3 m/seg, con velocidades de corriente de marea en zonas costeras de hasta 6 m/seg. En el índice inferior de la escala es recomendable el poder medir velocidades por debajo de algunos décimos de cm/seg. En el estudio de las corrientes marinas es recomendable el obtener mediciones simultáneas en serie de tiempo y diferentes posiciones. Un poderoso impedimento para poder obtener mediciones de corrientes con cierto éxito, es el costo, pues resulta demasiado costoso el tener diez o más correntímetros en operación al mismo tiempo. Una de las causas que producen mayor error en la medición de corrientes es la oscilación vertical que produce el cable del que a veces se suspende el correntímetro.

3. OLOGRAFOS Y MAREOGRAFOS

La medición de mareas y oleaje representa uno de los grandes problemas de la instrumentación oceanográfica; no por las técnicas de diseño de los instrumentos, sino por los problemas que representa su instalación en el medio ambiente. En este caso, a diferencia de los demás, se necesita fijar los instrumentos y referirlos a algún punto conocido.

El Instrumento para medir oleaje o marea se puede simplificar tanto como el fijar una estaca graduada o regla y estimar visualmente los desplazamientos del nivel del agua; o se pueden utilizar instrumentos tan desarrollados como celdas de presión electrónica o satélites equipados con radar. El instrumento más generalizado sobre todo para medir mareas, es el limnógrafo. Para registrar las variaciones del nivel del agua utiliza un juego de poleas que son accionadas por un flotador que al subir o bajar produce el registro de las variaciones en un cilindro de papel que gira en función del tiempo. Debido a la poca resolución que tienen estos instrumentos no es posible el registrar oleaje, puesto que este tiene frecuencias mucho mas altas que la marea.

Un instrumento simple y común para registrar el oleaje es un tubo en el que se montan resistencias conectadas a un circuito eléctrico, espaciadas convenientemente, las que al hacer contacto con el agua producen un cambio en el circuito eléctrico. Uno de los instrumentos que más se está generalizando en la medición de oleaje y mareas son los sensores de presión. Generalmente constan de una celda sensible a la presión ubicada

en la parte exterior del instrumento y de un paquete electrónico localizado ya sea en un compartimiento hermético o en una base de operación conectado a través de un cable submarino. Debido a que la mayoría de estos instrumentos electrónicos trabajan por medio de promedios en el período, existe una gran variedad con diferentes rangos de medición. Por esto es importante el definir las características generales de la ola a medir, pues existen con períodos que van desde fracciones de segundo hasta 12 horas.

4. ECOSONDA

El ecosonda es la simplificación más sencilla del sonar, utiliza un rayo direccional con su eje en forma vertical. El principio del sonar es el de medir el tiempo que le toma a un pulso de energía del sonido, el hacer un viaje de ida y regreso a un punto determinado. El ecosonda automáticamente convierte este tiempo a unidades de distancia, puesto que la velocidad de propagación del sonido en el agua es conocida. En general el ecosondas constan de 5 elementos principales: a) Generador de pulsos. b) Transductor transmisor, c) Transductor receptor d) Amplificador y e) Registrador.

El ecosonda es utilizado ampliamente en navegación, industrias pesqueras y trabajos hidrográficos. Existen una gran cantidad de tamaños y modelos, desde los portátiles accionados por batería, con profundidades de operación de 120m, hasta los de instalación permanente que pueden registrar profundidades de 10 Km. Las formas de registro también varían dependiendo del modelo. Existen ecosondas que funcionan solamente por medio de un rayo catódico que se desplaza sobre una escala graduada en el instrumento, los de registro por impresión en papel, hasta sistemas tan sofisticados de grabación digital en cintas magnéticas.

La velocidad del sonido en el agua varía con la temperatura y salinidad. Los ecosondas son operados considerando una velocidad de sonido conocida como la velocidad de calibración (1463 m/seg aprox.) y por lo tanto cualquier sondeo tendrá un error en una cantidad directamente proporcional a la variación de la velocidad considerada. Existen tablas que proporcionan la corrección que se debe aplicar para varias combinaciones de temperatura, salinidad y profundidad. Generalmente los nuevos aparatos vienen equipados con un sistema de calibración de la velocidad del sonido con el que a través de una manivela se ajusta una línea de calibración a las condiciones existentes en el momento del levantamiento.

ANALIZADORES

Los analizadores comprenden a aquellos instrumentos que extienden nuestra capacidad de visión, comparación, evaluación y decisión. Los analizadores son más complejos que los sensores; generalmente están compuestos de sensores, transductores y a veces muestreadores.

Existen tres tipos de analizadores: 1) Lógicos, aquellos que hacen de decisiones deductivas en forma de secuencia y en base a similaridad de decisiones previamente hechas de acuerdo a instrucciones dadas. Un ejemplo son las calculadoras digitales. 2) Comparativos, son aquellos que miden el grado de similaridad con respecto a un standard conocido como por ejemplo los salinómetros. 3) Reactivos, aquellos que forman un material con nuevas características cuando es sujeto a condiciones particulares como por ejemplo la titulación química para determinar concentraciones de oxígeno.

Debido a que este tema es muy amplio, pues existen gran cantidad de analizadores y a que la mayoría no son de aplicación directa a nuestro tema, solamente veremos los salinómetros que son los que por último tendrán una aplicación directa en la ingeniería oceánica.

SALINIDAD

La salinidad es un término oceanográfico relacionado al total de sólidos disueltos en el agua de mar. Su rango puede ser desde casi 0‰ en estuarios, a aproximadamente 40‰, aunque en algunas lagunas costeras con altos índices de evaporación se pueden encontrar hasta 100‰. Sin embargo, aproximadamente el 99% de todo el volumen de agua de los océanos del mundo tienen una salinidad que va de los 33‰ a 39‰ y el 90% del volumen de agua de los océanos del mundo tiene un rango tan corto que va de los 34.33‰ a 35.10‰.

El método clásico para determinar salinidades, es el de obtener una colección de muestras y determinar químicamente uno de los mayores constituyentes del agua de mar; el contenido de sales de cloro. Puesto que las proporciones relativas de los principales constituyentes del agua de mar son casi constantes, la determinación del principal constituyente es suficiente para definir la concentración total de sales con por lo menos $\pm 0.01\%$. En años recientes se ha venido desarrollando el método de medición de salinidades por medio de la determinación de conducción eléctrica.

La determinación de salinidad por el método de conductímetros de inducción puede dar exactitud, dependiendo de la calidad del instrumento de ± 0.02 a 0.002% . Esta última aproximación es recomendable para la obtención de densidades. Existen un sinúmero de propiedades del agua de mar que varían con la salinidad. Su determinación podría servir para definir el contenido de sales. Así el índice de refracción decrece con un incremento de la salinidad que también varía con la temperatura por lo cual se requiere una determinación muy exacta de este parámetro. La velocidad del sonido también varía con la temperatura y la salinidad, pero

más que el desarrollo de nuevos principios, se está presentando mayor atención al perfeccionamiento del salinómetro de inducción.

CONCLUSIONES

Un mejor entendimiento de los océanos es previsto por un continuo refinamiento de teorías cada vez más comprensibles que tratan de dar una explicación integrada de las muchas características que se han observado en los océanos.

La teoría y la observación en la ciencia trabajan juntas; cada una por separado pueden causar error. Una teoría después de todo es una simple explicación basada en la observación, medición y razonamiento. Mejores medios de observación proveen la información básica para el desarrollo de nuevas teorías; nuevas teorías sugieren nuevas formas de improvisación para hacer observaciones.

El laboratorio para oceanografía son los océanos.

APENDICE

Se presentan una serie de tablas recolectadas y publicadas en 1965 por la oficina de Oceanografía de la UNESCO, Paris. Estas enumeran en la forma mas completa posible, los diferentes tipos de instrumentos oceanográficos y sus características principales. Al final se presenta una lista con los nombres y direcciones de los principales fabricantes. (Tomada del Handbook of Ocean and Underwater Engineering).

3-98

UNDERWATER FIELDS AND INSTRUMENTATION

TABLE 3-10. Bottom Samplers, Dredges

BOTTOM GRAB				
Manufacturer	Type	Size	Total weight, kg	Approx. price, U.S. \$
Hagen	Van Veen			
Hydro-Bios	Van Veen	0.1/0.022 m ²	25/12	172/166
Hydrow	Van Veen	0.1 m ²	40/60	146/178
Kelvin	Van Veen	14.2 liters		180
Lab. Oceanogr.	Van Veen	0.1/0.2 m ²	32/70	138/210
GM	Emery dredge (lever type)	2 liters	5	
Bergen Nautik	Petersen	0.1/0.2 m ²	41/53	133/168
Lab. Oceanogr.	Petersen	0.1/0.2 m ²	46/118	138/210
GM	Modified Petersen	0.023 m ²	4	
Kahl	Modified Petersen	0.023 m ²	4	
Mashpribor	Modified Petersen	0.025 m ²	18	115
Rigocha	Modified Petersen	0.5 liters	5.2	49
Hydro-Bios	Ekman-Birge	25 × 25 × 30 cm	3.1/5.6	89/90
GM	Ekman-Birge	15 × 15 × 15 cm	5.4	
Kahl	Ekman-Birge	15 × 15 × 15 cm	5.4	96
Rigocha	Ekman-Birge	15 × 15 × 20 × 20 cm	5.2/9.2	61/104
Hydro-Bios	Ekman-Birge-Lenz	25 × 25 × 40 cm	5.6	169
Rigocha	Ekman-Birge-Lenz	15 × 15 × 22 cm	7.8	99
GM	Rectangular box sediment B.S.	0.025/0.1 m ²	40/70	
Kahl	Rectangular box sediment B.S.	0.025/0.1 m ²	40/70	
Ballant	Mud snapper			
GM	Mud snapper		1.5	
Kahl	Mud snapper		1.5	55
Rigocha	Snapper (Marukawa)	300 cm ³	9	42
T.S.K.	Snapper (Marukawa)	300 cm ³	16	37
	Snapper		9	24
Hydro-Products	Shipek	20 × 20 cm	70	575
Lab. Oceanogr.	Knudsen	0.1 m ²	140	348
Sepins	Heavy duty		27	106
GM	Heavy duty (Diets-Lafond)		27	
Kahl	Diets-Lafond Heavy Duty		27	280
GM	Orange Peel Dredge	1.65/4.9 liters	20/-	395/-
Hayward	Dwarf Orange Peel Bucket	1.6/3.0/4.9/24.5/28.3 liters		
Hytech	Dwarf Orange Peel Bucket	1.6/3.0/4.9/24.5/28.3 liters	16/18/20/86/95	495/510/525/-/-
Mécabolier	Benne preneuse à griffe	0.1 m ²		175
GM	Bacterial bottom sampler (Emery)	14 cm diam		85
Kahl	Bacterial bottom sampler (Emery)	14 cm diam	11	
EG & G	Photo-grab system (combined with underwater camera)	60 × 100 cm	340	

PLUMMET BOTTOM SAMPLERS				
Manufacturer	Type	Size	Total weight, kg	Approx. price, U.S. \$
Rigocha	Single-bowl plummet	60 m liters	5.3	18
T.S.K.	Single-bowl plummet			

DREDGE					
Manufacturer	Type	Size		Total weight, kg	Approx. price, U.S. \$
		Mouth	Length		
GM	Pipe dredge	15 cm diam	45 cm	25	
Kahl	Pipe dredge	15 cm diam	45 cm	25	
GM	Rectangular with net and canvas	25			
Hydro-Bios	Rectangular Lubek (silk net)	30 × 40	25	1.3	41
Kahl	Rectangular with net and canvas	28	48	11	85

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-89

TABLE 3-10. Bottom Samplers, Dredges (continued)

Manufacturer	Type	Size		Total weight, kg	Approx. price, U.S. \$
		Mouth	Length		
Mécabotier.....	Rectangular with net	62 X 31.5	22	130
GM.....	Triangular dredge	38/60	69/120	20/45	
Kahl.....	Triangular dredge	38	69	20	19
Mécabotier.....	Cone	
Rigosha.....	Conical tube with net	24 diam	6	40
Rigosha.....	S.K. type	9	51
T.S.K.....	S.K. Nakai type	15.5 diam	87	11.3	16
GM.....	Power dredge	15-60	90/107/168
Kahl.....	Power dredge	15-60	
Rigosha.....	All metal for biology	45/60/90	30/50/70	90/107/168
T.S.K.....	Niino type	38/45/60/90	30/45/60/120	80/90/107/168
	For rocky bottom	90 X 18	260	148	
	For rocky bottom	48 X 11.5	210	48	
	For rocky bottom	38 X 9.5	170	35	
	For biological sample	63 X 32	190	94	

GRAVITY CORERS

Manufacturer	Tube		Weight, kg	Inner tube	Approx. price, U.S. \$	Remarks
	Length, cm	Inner dia, mm				
Alpine.....	011	35	Plastic	188	Lead weights of 45 kg are attached
Askania.....	200	45	Brass	
Bergen Nautik.....	100	45	Glass	176	Similar to GM/Kahl Moore-free corer, expendable unit \$85
GM.....	30.5/61	40	Plastic	
Hydro Products.....	
	127 (Phleger type)	65	71	580	
Hydrow.....	100/150 (in 2 ps)	60	125/130	Brass	800/900	For underway coring
	202	45	70	Brass	535	
Kahl.....	30.5/61 (Phleger type)	40	Plastic	245	
Mashpribor.....	100/150	14.5/19	
	100	19.0/25.5	
Mécabotier.....	100/200/300	430/470/510	
Rigosha.....	150	35	100	Plastic	280	
T.S.K.....	100	42	45	
	200	40	150	Plastic	

GUN-BED BOTTOM CORER

Manufacturer	Type	Tube		Weight (total)	Approx. price, U.S. \$
		Length	Diam		
T.S.K.....	Rocket core sampler

UNDERWAY BOTTOM SAMPLER (SCOOPFISH)

Manufacturer	Size	Total weight, kg	Approx. price, U.S. \$
Askania.....	5 (dia) X 110 cm	10.5	185
GM.....	- X 90 cm	6.8	
Hydrow.....	20 X 110 cm	20	
GM.....	Capacity 75 cm ³	5	202
Rigosha.....	Capacity 50 cm ³	3	
T.S.K. (No. 611).....	18 X 30 cm	17.5	
T.S.K. (No. 612).....	15.5 X 50 cm	49.7	
T.S.K. (No. 613).....	13.0 X 50 cm	23.5	
T.S.K. (No. 614).....	15.5 X 50 cm	38	

TABLE 3-10. Bottom Samplers, Dredges (continued)

SAMPLING TUBES				
Manufacturer	Type	Tube length, cm	Total weight, kg	Approx. price, U.S. \$
Hydro-Bios.....	Naumann	50/80	1.7/2.2	24/34
	Ohle	50	2.6	43
	Apstein	45	8.5	43
	Sediment-slime sampler	80		
Kelvin Hughes.....	Binkley silt sampler			330
Rigосha.....	Nauman	50	3.5	28
	Kitahara	15	5	
T.S.K.....	Iwamiya	18	16	24

BOTTOM SAMPLERS (FOR MARINE GEOLOGY AND BIOLOGY): PISTON CORES

Manufacturer	Tube		Weight, kg	Inner tube	Approx. price, U.S. \$	Remarks
	Length, m	Inner dia. mm				
Alpine.....	2.4	35	(150 lb)	Plastic	475	Nominal weight; can be supplied without lead weights
	3.6	35	(300 lb)	Plastic	725	
	24.0 (in 4 pts)	63	(1,200 lb)	None	2,795	
GM.....	1.8	Plastic	Nominal weight; can be supplied without lead weights
	3.6	135	
	23	680	
Hytech.....	2.7 (in 3 pts)	89	Plastic	Lead weights of 50 to 200 lb attached
Kahl.....	1.8	Plastic	618	
	3.6	135	
	23	680	
Mécabolier.....	2.5/5	920/1,530	
Rigосha.....	1.8	60	120	Plastic	420	
	4.0	60	500	Plastic	1,355	
T.S.K.....	0.8	76 (OD)	Plastic/brass	Load weights of 40 kg attached
	1.0	50 (OD)	68	Plastic/brass	225	
	3.5	75 (OD)	280	Plastic	
	8	110 (OD)	570	Plastic	

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-91

TABLE 3-11. Current Meters

CURRENT METERS (INDICATOR OR RECORDER ON INSTRUMENT)								
Manufacturer	Type/name	Mode of use	Max. depth	Max. duration	Method of recording		Price, U.S. \$	Remarks
					Speed	Direction		
Bergen Nautik	Ekman C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	440	
Rigocha	Ekman-Mera C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	182	
T.S.K.	Ekman-Mera C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	152	
GM	Gemware C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	Modified Ekman type
Kahl	Gemware C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	Modified Ekman type
Mashpribor	BM-M Modernized C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	425	Modified Ekman type
T.S.K.	T.S. Multiple C.M.	From ship	No limit	No limit	Dials	Balls & cabinet	For serial observation
Bergen Nautik	Fjeldstad C.M.	From ship	No limit	No limit	Printed on tinfoil		730	Messengers excluded
GM	Fjeldstad C.M.	From ship	No limit	No limit	Printed on tinfoil			
Kahl	Fjeldstad C.M.	From ship	No limit	No limit	Printed on tinfoil			
Askania	Bohnecke C.M.	From ship	No limit	25 hr	Printed on tinfoil			
Kyowa Shoko	Ono C.M.	From buoy	300 m	15 days	Printed on paper			
Rigocha	Ono C.M.	From buoy	50 m	3 days	Printed on paper		420	
Mecabolier	Currentograph, Type E (No. 1031)	From buoy	1,000 m	8 days	Printed on paper		1,850	
	Currentograph, Type B (No. 1203)	From buoy	1,000 m	20 days	Photographed on 2 X 8-mm film		3,050	
T.S.K.	T.S. Self-Direction-Recording C.M.	From ship/buoy	200 m	30 hr	Printed on paper			
Geodyne	Woods Hole C.M. A850	From buoy	6,000 m	1 year	Photographed on 16-mm film		1,800	
		From buoy	6,000 m	No limit	Digital on magnetic tape		3,000	Data-processing service available
Plessey	Recording C.M. M1021	From buoy	2,000 m	60 days	Binary signal on magnetic tape		Acoustic link permits monitoring
Marine Adviser	Data Acquisition System Q-122	From buoy	6,100 m	1 year	Binary signal on magnetic tape		Temperature also
Mashpribor	Alexejev C.M. Type 2-r	From ship/buoy	250 m	1 month	Printed on paper		6,200	
	Alexejev C.M. Type 2	From ship/buoy	2,000 m	1 month	Printed on paper		6,200	
Braincon	Recording C.M. Type 183	From ship/buoy	6,000 m	90 days	Photographed on 16-mm film			
T.S.K.	Nanniti C.M. Type 2	From ship			Indication aboard	Balls & cabinet at the equipment		
	T.S.-N1 Type C.M.	From ship	1,000/3,000		On smoked glass			

3-02

UNDERWATER FIELDS AND INSTRUMENTATION

TABLE 3-11. Current Meters (continued)

SAVONIUS ROTOR CURRENT-MEASURING SYSTEMS								
Manufacturer	Speed sensor		Price, U.S. \$	Direction sensor		Mode of recording	Unit price, U.S. \$	Price of complete set, U.S. \$
	Max. depth	Range, cm/sec		Principle	Price, U.S. \$			
Marine Advisers	No limit	2-300	375	Voltage variation with potentiometer	675	Meter readout/dc recording	.475	1,550
Geodyne	7,000	1-350	...	Digital	...	Digital/analog		
Hytech	No limit	2-300	...	Pulse duration modulated	...	Meter readout/dc-recorder/digital/magnetic tape		
Hydro Product "400"	More than 5,000	2-350	395	Voltage variation with potentiometer	750	Meter readout/dc-recorder	.485	1,670
Hydro Product "500"	6,000	0.5-250	...	Voltage variation with potentiometer	...	<i>In situ</i> recording	...	2,460
Braincon	6,000	2.5-250	...	Photographic picture	...	Photographs on 16-mm film		
Plessey	150 6,000	2.5-300 5-500	...	? Digital	...	Recording at buoy Digital, magnetic tape		

GEOMAGNETIC ELECTRO-KINETOGRAPHS (G.E.K.)

Manufacturer	Electric supply	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Leeds and Northrup	120 V 50-60 c/s	3,070	Excluding cord and electrodes
Mashpeibor	2,620	Complete set
O.R.F.	120 V 60 c/s	Neutrally buoyant cord and fish
RIKEN	3,000	Complete set

NEUTRALLY BUOYANT FLOATS

Manufacturer	Type	Approx. life, day	Max. depth, m	Approx. price, U.S. \$
Hytech	Regular	8	175
	Adjusting ping-rate	8-12	250
	Transponder	12	600
O.R.F.	Adjustable ping-rate	10	6,600	
Res. Man.	Regular	8-21		
	Transponder	7-12		

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-93

TABLE 3-11. Current Meters (continued)

CURRENT METERS (INDICATOR OR RECORDER ABOARD OR ASHORE)									
Manufacturer	Type/name	Mode of use	Max. depth, m	Max. duration		Telemetric system	Method of recording		Approx. price, U.S. \$
				Sensor and recording device			Speed	Direction	
Askaniis	Bifilar C.M., Model A	From ship	50	No limit		Electric cable	Indicator		
	Bifilar C.M., Model B	From ship	50	No limit		Electric cable	Recorded on wax paper		
Geodyne	A520	From buoy/ship	No limit	No limit		Cable/radio	Digital or analog		3,000
Kelvin-Hughes	Direct Reading C.M.	From ship	1,000		Electric cable	Indicator	Indicator	2,500
	Roberts C.M. No. 1	From 1 buoy	1,000	6 wk		Radio	Analog	Analog	7,900
	Roberts C.M. No. 2	From 2 buoys	1,000	6 wk		Radio	Paper	Paper	13,600
	Roberts C.M. No. 3	From 3 buoys	1,000	6 wk		Radio	Tape	Tape	19,000
	Roberts C.M. No. 4	From buoy	1,000	14 days		In the buoy		11,800
Marine Adviser	Q-8 Ducted C.M.	From buoy/ship	No limit	No limit		Electrical cable	Indicator or digital		700
	Improved Roberts C.M.	From buoy/ship	No limit		Single core	Recorded on paper		1,675
Micabohier	C.M. No. 1230	From ship	810
T.S.K.	T.S. Electric C.M.	From ship	1,000	No limit		Electric cable	Indicator	Indicator	2,344
	T.S.-R.B.T.-C.M., Type A	From ship/buoy	No limit		Electric cable	Recorded on paper		970
	T.S.-R.B.T.-C.M., Type B	From buoy	20 days		Radio telemetering	Recorded on paper		2,500
Plessey	T.S. Digital C.M.	From ship	200	No limit		Electric cable	Digital		
	Direct Reading C.M., MO22	From ship		Series of units for various types			

TABLE 3-12. Echo Sounders

ECHO SOUNDER AND FISH FINDER, VERTICAL							
Manufacturer	Type/model	Max. range	Phase scale	Frequency, kHz	Recorder or indicator	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Apelco	MS-253 A	240 ft	1 240 ft	200	Ind.	215.00	12, 24, 32 V
	MS-602	360 ft/ 120 fms	1 360 ft, 120 fms	125	Ind.	335.00	12, 24, 32 V
	MS-254	60 ft/ 60 fms	1 60 ft/ 60 fms	200	Ind.	235.00	12 V /24/32 V available with VA-200 voltage adapter)
	MR-201	360 ft 240 fms	1 360 ft 1 240 ft	200	Ind. Rec.	249.50	12 V (12/110 V dc and 115-V ac accessory inverters)
	MR-603	310 ft 155 fms	1 160 ft 80 fms 2 310 ft/ 155 fms	40	Rec.	1,125.00	White line 32/24 V
ATLAS	Navigation						
	Monotype B	100/1,000 m	1 100/1,000 m	30	Ind.		
	Monotype C	100/1,000 m	1 100/1,000 m	30	Ind.		
	Duotype	100/1,000 m	1 100/1,000 m	30	Rec./ind.		
	Nereus	100/1,000 m	1 100/1,000 m	30	Rec.		
	Neptun/Filia	100/1,000 m	1 100/1,000 m	30	Rec./ind.		
	Pilot	16 m	1 16 m	200	Ind.		
	Survey						
	672 a	33/66 m	1 15/36 m	80	Rec.		
	672 str	33/66 m	1 15/36 m	60	Rec.		Portable
	Echolog 672	33/66 m depth 5 km distance	1 15/36 m	60	Rec.		
	Isobathrecorder	Various steps		200	Rec.		
	AN 601 c	500/1,000 m	4 200/1,000 m	15	Rec.		
	AN 601 a	500/8,000 m	4 200/2,000 m	10	Rec.		
	AN 601	5,000/12,000 m	4 200/2,600 m 300/3,000 m	10	Rec.		
	Fishery						
	Monograph 58	600 m	3 50/100/200 m	30	Rec.		
	Pelikan	600 m	4 200 m	30	Rec.		Black/grey indie.
	Pinguin	2,000 m	4 200 m 2 1,000 m	30	Rec.		Black/grey indie.
	Duotype	1,000 m	2 200/100 m 3 200 m 1 1,000 m	30	Ind.		
Fishfinder EgK	1,000 m	3 200 m 1 1,000	30	Rec.		For fish detection up to 300 m black/grey indie.	
		1 25 m obs. range		Electron.			
Fishfinder Eg	1,000 m	3 200 m 1 1,000 m	30	Rec.		For fish detection up to 600 m black/grey indie.	
		1 25 m obs. range		Electron.			
Monoscop	600 m	3 200 m 1 20 m. obs. range		Electron.		Only as suppl- ment for recorder	
Phoenix	400 m.	2 50/100/200 m	30	Rec.			
Netzsonde 681g/1200	300 m below trans- ducer	2 50/100 m	30	Rec.		Up to 1,200 m cable Trawl depth up to 200 m	
Netzsonde 681g/2000	300 m below trans- ducer	2 50/100 m	30	Rec.		Up to 2,000 m cable Trawl depth up to 400 m	

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-95

TABLE 3-12. Echo Sounders (continued)

Manufacturer	Type/model	Max. range	Phase scale	Frequency, kHz	Recorder or indicator	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Bendix	DR-12	50/200 fms		25	Rec. L		
EDO	Fish Scope	400 fms					
	Model 185	100-ft/100/6,000 fms	100 ft/100 fms/600 ft/6,000 fms	12	Ind. & rec. L	7,500	Continuous Continuous; on indicator
	Model 555	230 ft/fms	4 65 ft/fms	37.5	Rec. L		
	Model 578	233 ft/fms	4 65 ft/fms	37.5	Rec. L		
	Model 9004	460 ft/fms	4 130 ft/fms	22	Rec. L	4,000	Towing transducer
	Depth integ.	6,250 fms	- 250 fms	12	Rec. L		
ELAC	Pre. sound. Miniscope	150 m	1 5/15/50/150 m	50	Ind.		
	Fishlupe	68/164/328 fms	C 2 8/8/10.5 fms		Ind.		Can be combined with echograph
	Anniga echograph	155/310/465/620 m	3 55/110/155/220 m	30	Rec. L		
	Echomat II	90/120/165/240 fms	3 33/40/55/60 fms				
	Castor	40/80/160/320 m	2 21/46/96/192 m	50	Rec. L		
	Bellatrix	125/250/500/600 m	2 75/150/300/600 m		Rec. L		Depth indicator available
	Atair	125/250/500/1,000 m	2 75/150/300/600 m		Rec. L		Depth indicator and CRT display (fish detector) available
	Arcturus	125/250/500/1,000 m	2 75/150/300/600 m		Rec. L		CRT display available
	Atair-Special	175/350/700/1,400 m	3 75/150/300/600 m		Rec. L		Depth indicator and CRT display available
	Denes	500/1,000/2,000/4,000 m	4 300/600/1,200/2,400 m		Rec. L		
	Enif	1,500/3,000/6,000/12,000 m	4 900/1,800/3,600/7,200 m		Rec. L		
	Netzonde	Similar to above					
Fisher	Sea Ranger				Ind.	125	
NEC	SD-150	10/100 m	1 10/100 m	200	Rec. L		
	BG-130	200/400/500/1,000 m	8 50/100/125/250 m	50/200	Rec. L		White line
	CG/130	200/400/500/1,000 m	8 50/100/125/250 m	24/200	Rec. L		White line
	SF-1005	320/1,250 m	3 120/450 m	23.5	Rec. L		White line
	SF-1006	320/1,250 m	3 120/450 m	23.5	Rec. L		
	SD-1100	320/1,920 m	3 120/720 m	23.5	Rec. L		
	SD-1002	320/1,250 m	3 120/450 m	23.5	Rec. L		
	Pre. Deep Sea Echo Sounder	13,000	- 200/2,000 m	10	Rec. L		
Kelvin	MS 26E	2,250 fms	8 40/400 fms	10	Rec.		
Hughes	MS 26H	4,500 m	8 75/750 m	10	Rec.		
	MS 26J	4,500 fms	8 80/800 fms	10	Rec.		
	MS 26K	9,000 m	8 150/1,500 m	150/1,500 m	Rec.		
	MS 26F	120/240/360/450 fms	C 30/60/90/120 fms	30/50	Rec.		White line
	MS 26M	220/440/660/850 m	C 55/110/165/220 m	30/50	Rec.		White line
	MS 26F	120/240/360/460 fms	C 30/60/90/120 fms	30/50	Rec.		White line

3-08

UNDERWATER FIELDS AND INSTRUMENTATION

TABLE 3-12. Echo Sounders (continued)

Manufacturer	Type/model	Max. range	Phase scale	Frequency, kHz	Recorder or indicator	Approx. price, U.S. \$	Remarks
	MS 29M	220/440/660/ 880 m	C 33/110/165/ 220 m	30/50	Rec.	White line
	MS 33F/A	60 fms	3 30 fms	50	Rec.	White line
	MS 33F/B	160 fms	3 60 fms	50	Rec.	White line
	MS 33F/C	320 fms	3 120 fms	50	Rec.	White line
	MS 33M/A	145 m	3 55 m	50	Rec.	White line
	MS 33M/B	250 m	3 110 m	50	Rec.	White line
	MS 33M/C	560 m	3 220 m	50	Rec.	White line
	MS 35F	540 ft/270 fms/ 1,080 fms	C 90 ft/45 fms/ 150 fms	30/50	Rec.	White line
	MS 35M	150/540/ 2,160 m	C 30/90/360 m	30/50	Rec.	White line
	MS 37F/A	93 fms	C 30 fms	50	Rec.	White line
	MS 37F/B	190/380 fms	C 60/120 fms	50	Rec.	White line
	MS 39M/A	170 m	C 55 m	50	Rec.	White line
	MS 39M/B	310/620 m	C 110/220 m	50	Rec.	White line
	MS 3sF	1,200 2,000/ 4,500 fms	- 200/400/800	10	Rec.	Precision Recorder
	MS 3sM	2,400 4,800/ 9,600 m	- 400 500/ 1,600	10	Rec.	Precision Recorder
Marconi Marine	Seagraph III	630 ft. fms	4 180 ft. fms	24	Rec. L	2,060	Depth indicator available
	Fishgraph	1,300 fms	5 60/300 fms	24	Rec. L	2,060	Black line recorder; depth indicator available
	Offshore Rec. E.S.	320 ft	3 120 ft	150	Rec. e	251	
	Inshore Echo Sounder	100 ft	150	Ind.	132	
	Seamarc	440 fms	2 60/240 fms	50	Rec. L	
Simrad	Skipper Sounder	100/240/ 320 fms, 620 m	3 40/80/120 fms, 220 m	Rec. L	820	White line
	Model 510-6	260/650 fms	4 110/275 fms	Rec. L	1,530	White line; depth indicator available
	Model 513-2	260/650 fms	4 110/275 fms	Rec. L	1,920	White line; depth indicator available
	Master Sounder	100/240/320/ 620 fms, 620 m	3 40/80/120/ 220 fms, 220 m	Rec. L	
	Master Sounder	80 fms, 500 m	1 -	

HORIZONTAL SOUNDER (INCLUDING COMBINED HORIZONTAL-VERTICAL SOUNDER)

Manufacturer	Type	Training, deg	Tilting, deg	Max. frequency range, kHz	Recorder or indicator	Approx. price, U.S.	Remarks
ATLAS	Periphon F4	22 1,500/ 3,000 m	Rec.	Also with vertical scanner
ELAC	Lodar	300	0-90	4,000 m	Rec. & ind.	
	Mittelodar	300	0-90	2,400 m	Rec. & ind.	
	Minilodar	260	0-90	1,000 m	
Kelvin Hughes	Asdic	320	5 & 30 fixed	50 2,000 m/ 2,000 yd	Rec.	6,200	
	Asdic	30/120	5 & 30 fixed	50 800 m/ 960 yd	Rec.	3,300	
SIMRAD	Basdic	360	0-90	550	To be used with Simrad Master or Skipper Sounder
	Asdic	360/175	30 1,500 m	Rec.	6,000	360° man., 175° auto.; 135 fms as vertical sounder
	Research sonar	11 & 30 13,000 m 6,500 m	Rec.	120,000	On horizontal with 11 kHz L CRT display For horizontal and vertical with 30 kHz

TABLE 3-13. Photometers, Cameras, Television

UNDERWATER PHOTOMETERS					
Manufacturer	Underwater cell	Flux collector	Readout	Approx price, U.S. \$	Remarks
GM	Weston 836-YR	Flat opal glass	One microammeter with cell and range selector; two microammeters with range selector		
Hydro Products	Photocell	Flat/ hemi-spherical	Ratio-meter (null balance read-out); xy plotter available with a depth sensor and deck module	1,500 2,000	Single or dual irradiance meter up to 200 m with 100 m cable and neutral filters, without microammeter
Int. Ag. C-14	Selenium-photocell	Flat opal glass	One microammeter with cell and range selector	188	
Kahl	Weston 836-YR	Flat opal glass	One microammeter with cell and range selector; two microammeters with range selector		
Lab. Oceanoz	Selenium photocell	Flat opal glass	One microammeter with cell and range selector	93	With 100-m cable, without neutral filters or microammeter
Marine Advisers	Up-and down-welling cells	Flat/spherical	Ratio-meter (null balance read-out)	2,550	With depth indicator, without cable
	Up-welling cell	Flat/spherical	Ratio-meter (null balance read-out)		
Rigobha	Photronic cell	Flat opal glass	One microammeter with cell and range selector	420	With 50-m cable and filters
Tinsley			Ratio-meter (null balance read-out); balance-by-depth method		With 100-m cable, with opal glasses of different transmission
Whitney	Weston 845-RR		One microammeter with cell and range selector	170	With 30-m cable and neutral filters
T.S.K.	Selenium photocell	Flat opal glass	One microammeter with cell and range selector		With 60-m cable and filters

UNDERWATER TELEVISION

Manufacturer	Type	Max. depth of operation, m	Length of cable, m	No. of lines	Light source, w	Approx. price, U.S. \$
Fenjohn		50	(Housing only)			
IBAK	SP50A	200	200	625	500	3,000
	MK1	400	400	625/875	2 x 1,000	9,900
	50B	500	500	625	2 x 500	12,000
	50C	1,000	1,000	625	2 x 500	15,000
	50D	2,000	2,000	625	2 x 500	19,000
	TF83A	100	100	625	2 x 500	18,000
	TF83B	500	500	625	2 x 500	22,000
	TF83C	1,000	1,000	625	2 x 500	25,000
	TF83D	2,000	2,000	625	2 x 500	35,000
	TF83E	3,000	3,000	625	2 x 500	47,000
	TF83F	4,000	4,000	625	2 x 500	56,000
D.E.C.	Hydro-eye	300	500	600	Mercury vapor	3,000-5,000
		1,780/8,500/17,000	460/1,500	600	1,000	10,515-22,500
Marconi		90	150	405/525/625	150 x 2	6,600
SEREL						

3-98

UNDERWATER FIELDS AND INSTRUMENTATION

TABLE 3-13. Photometers, Cameras, Television (continued)

TURBIDITY METERS						
Manufacturer	Length of light path	Light filter	Electricity	Readout	Cable length, m	Approx. price, U.S. \$
Askania.....	1-10 cm adj.	RG1 & BG12	12-V battery	Reading microammeter; recording microammeter; null-balance readout; towed transmissionmeter	30	
	1 m/2m	RO1 & BG12	24-V battery	Reading microammeter; recording microammeter; null-balance readout; towed transmissionmeter	100	
	1-50 cm/1 m adj.	RG1 & BG12	24-V battery	Reading microammeter; recording microammeter; null-balance readout; towed transmissionmeter	100	
GM.....	Up to 1 m	On request	12-V battery	Reading microammeter; null-balance readout; towed transmissionmeter	10/95	
Hydro Products	1 m	On request	6-V battery and 115-V 60 Hz	Reading microammeter; recording microammeter	66	1,435
	10 cm/1 m	On request	6-V battery and 115-V 60 Hz	Reading microammeter; recording microammeter	66	1,230
Kahl.....	Up to 1 m	On request	12-V battery	Reading microammeter; null-balance readout; towed transmissionmeter	10/95	
Marine Advisers.....		Built-in Wratten filter	115-V 60 Hz	Null-balance readout; towed transmissionmeter	2,570
Tinsley.....	1 m	Built-in filter, Chance OB2	20-V battery	Null-balance readout; towed transmissionmeter		
Whitney.....				Reading microammeter	300

SCATTER METERS

Manufacturer	Light beam	Light source	Electricity	Readout	Cable	Price
Tinsley.....	Collimated	45-W lamp	30 V	Null balance	3 cored	

DEEP-SEA UNDERWATER CAMERA (EXCLUDING UNDERWATER CAMERA OPERATED BY DIVER)

Manufacturer	Picture size/film, mm	Max. no. of pictures	Exposure	Shutter	Max. depth operation, m	Approx. price, U.S. \$
Alpine.....	38 X 32/35	100	By bottom contact, with trigger weight	No X synch.	7,000/1,000	4,000/-
EG & G.....	35	500	Bottom contact, remote control, or automatic	X synch.	12,000	8,350
GM.....	-/35	18	By bottom contact, with trigger weight	Yes	3,000	900
Kahl.....	-/35	18	By bottom contact, with trigger weight	Yes	3,000	900
OEC.....	64 X 57/70	400	Bottom contact, remote control, or automatic	X synch.	6,000	
IBAK.....	17 X 24/35	72	By remote control	X synch.	4,000	2,500

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-00

TABLE 3-14. Thermographs, Salinometers

IN SITU SALINITY, TEMPERATURE, AND DEPTH-MEASURING INSTRUMENTS							
Manufacturer	Salinity, ‰	Temperature, °C	Depth, m	Indicator or recorder	Cable length, m	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Beckman RS 5-3	0-40 ± 0.3	0-40 ± 0.5	None	Digital readout	400	1,090	Temperature-corrected 12-point electrodeless salinity recorder
Beckman RS 6	0-40 ± 0.2	0-30 ± 0.2	0-130 ± 2.5	Digital readout	130	3,325	
Beckman RS 3*	32-39.4 ± 0.05	None	None	Recording	30 ea. sensor		
Geodyne	30-40 ± 0.02	-2-35 ± 0.05	0-9,000 ± 0.25%	Digital tape, XY plot			Sound velocity optional
GM	0-40 ± 0.3	0-40 ± 0.5	None	Dial	15	1,500	
Hydro-Bas	0-40 ± 0.3	-1-30 ± 0.03		Indicator	200		
Hytech model 5006/f	30-40 ± 0.01	-2-35 ± 0.05		X-Y-Y recorder			
Karl	0-40 ± 0.3	0-40 ± 0.5	None	Dial	15	800	Sound velocity also
Koeler	30-40 ± 0.3	-2-35 ± 0.02	0-2,500	Meter readout	Up to 2,000	28,700	
Hosaldawerke			0-2,500	X-Y recorder, magnetic tape recorder, digital readout, digital printer			
			0-500 0-200 ± 1.5%				
O.S.K.	27.2-34.3 ± 0.1	0-40 ± 0.2	None	Indicator	20		
Plessey				Digital, magnetic tape, punched card			
T.S.K.	29-36 ± 0.03	-2-32 ± 0.2	0-100 ± 3%	XY recorder		11,600	
	0-40 ± 0.3	0-40 ± 0.5	None	Indicator	30	970	
Whitney				Meter readout		300	

BATHYTHERMOGRAPH* (STANDARD MODEL)

Manufacturer	Temperature range, °C	Depth, m	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Belfort	-1-30	60/135/250	506	Fahrenheit-feet scale is available
	-2-32	55/137/274	520	Fahrenheit-feet scale is available
GM	-2-33	60/137/274		Fahrenheit-feet scale is available
Jules Richard	-2-30	50/150/300		
Kahl	-2-30	60/137/274		Fahrenheit-feet scale is available
Mashprib	-2-30	200	1,000	
Micaboli	-	1,000	1,225	
Wallace and Tiernan	-1-30	60/135/270	600	
T.S.K.	-2-32	75/150/270		

TEMPERATURE-DEPTH RECORDER (EXCLUDING STD)

Manufacturer	Model	Temperature, °C		Depth, m		Recording system	Approx. price, U.S. \$	Remarks
		Range	Accuracy, ‰	Range	Accuracy, ‰			
Askania	6481	0-30	0.2	0-100	1.5	Portable temp.-indicating instrument		Mechanical
	6433	0-30	0.15	0-300	5	Dots on chart		Battery 6 V, 6.5 amp-hr
Francis	Expendable BT	-2-30	0.2	0-460	2/5	Analog/digital	32.50	Ship speed 0-30 knots; price is for single probe; launcher and recorder on-board cost approx. \$5,000

3-100

UNDERWATER FIELDS AND INSTRUMENTATION

TABLE 3-14. Thermographs, Salinometers (continued)

Manufacturer	Model	Temperature, °C		Depth, m		Recording system	Approx. price, U.S. \$	Remarks
		Range	Accuracy, %	Range	Accuracy, %			
Hydro-Products		0-40	1	6,500	1	XY rec.	Special depth and temperature range available Excluding cable
	Model 4015	0-40	0.8(max.)	0-350	1	Ind.	625	
Geodyne	A 119-6	0-30	0.2	0-4,000	1	Strip chart	650	Including recorder
	A 775	0-40	0.01	6,000	Tape rec./XY rec.	6,000	
		0-30	0.1	1,500	Tape rec.	Moored-buoy temp.-depth profiles
Hytech	No. 432	0-40	0.1	1,700	0.5	Speedomax G	
	No. 473	0-30	0.01	3,400	1.5	Type XY rec.	7,000	Recording on board
Marine Adviser		Thermistor/platinum		3,000	1	Charts	
Sippican	Expandable BT	-2-30	0.2	0-500	2/5	Analog/digital	32.50	Electronic recording on board
T.S.K.	Deep-sea BT	0-35	0-1,000	On smoked-glass plate	Ship speed 0-30 knots Mechanical
	E.B.T.	2-32	0.1	0-200/500/1,000	0.5	Ind., XY rec.	

SALINOMETER (CONDUCTIVE TYPE)

Manufacturer	Salinity		No. of measuring cells	Sample size, ml	Bath temperature, °C	Approx. price, U.S. \$
	Range	Accuracy, %				
Atlantic R. Co.	20-43	0.003	8	50	15 ± 0.003
Rigosha	5	4,200
Jayco	20-40	0.01	25	10 ± 0.01	3,700

SALINOMETER (INDUCTIVE TYPE)

Manufacturer	Salinity		Temp. compensation	Sample size, ml	Approx. price, U.S. \$	Remarks
	Range	Accuracy, %				
Auto-Lab	27.8-42	0.003	Dial setting	55	1,300	Extended range 0-42 available
Beckman (Cedar)	0-49	0.003	Automatic	2,885	
GM	0-49	0.003	Automatic	50	Extended range 0-42 available
Hytech	0-49	0.003	Automatic	50	3,000	
Industria	27.8-42	0.003	Dial setting	50	1,100
Kahl	0-49	0.003	Automatic	50	Transistorized, built-in battery, or ac 100 v
Plessey	0-49	0.003	Automatic	50	1,500	
T.S.K.	9-33	0.005	Automatic	50	900
	28-38	0.06	Automatic	80

* Metal-coated staballoy BT slides are supplied by Hytech at \$12.50 per box of 50 slides.
 † Including accessories (grids, viewer, etc.) and 200 smoked-glass slides.

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-101

TABLE 3-15. Water-sampling Bottles

CLOSING WATER BOTTLES (NO THERMOMETER FRAMES ATTACHED)							
Manufacturer	Name/type	Capacity, liters	Weight, kg	Material of tube (inside)	Approx. price, U.S. \$	Remarks	
<i>For serial sampling:</i>							
Hytech	Frantschy	0,5/1		Polyvinyl chloride	24/35	With valves	
Rigsha	Doty's transparent	0,5	2,5	Plastic	42		
Hydro Products	Van Dorn	1/2/4	1,6/1,8/2,6	Plexiglass	50/60/75		
	Van Dorn	6/8	3,1/3,4	Plastic	105/120		
GM	PVC Water Bottle	2/3, 6	2,7/3,1/4	Plastic transp.			
Kahl	PVC Water Bottle	2/3/6	2,7/3,1/4	Plastic transp.			
<i>For single sampling:</i>							
Hydro-Bios	Ruttner	0,5/1/2		Plexiglass	58/63/85		
Valco	Van Dorn	5		Plastic	81		
T.S.K.	Van Dorn	50	70	Plastic	291		
Int. Ag. 14	Insulating W.B.	0,3/5	10	Plexyglass/Sanyl	140	Modified Pettersen Nansen bottles	
	Insulating W.B.	1	14,5	Plexyglass/Sanyl	225		
Kahl	Closing W.B.	0,35	2,3	Tin-plated			
G.M.	Closing W.B.	0,35	2,3	Tin-plated			
Mécabolier	Closing W.B.	4	8	Plastic chromed			
Rigsha	C.W.B.	10/20	15/18	Brass	126/140		
T.S.K.	C.W.B.	5/10/20		Plastic	87/116/181		
Lab Océanogr.	Plankton Sampler	8	18	Nickel-plated	150		
	Stecman-Nielsen	100		Nylon & PVC	135		
Valco	Jitta Twin Sampler	0,35 X 2		Plastic	123		Transparent and brass-sheathed
T.S.K.	T.S. "TOMEI" T.R.W.B.	0,5/2	3,5/6,7	Plastic		With frame for re- versing therm	
	T.S. "TOMEI" Kitahara W.B.	1		Plastic			
<i>Horizontal closing water bottle:</i>							
Hydro-Bios	Horizontal C.W.B.		16,8		163		
Mécabolier	Horizontal C.W.B.	1/2/4	12/24/48		185/305/450		
Rigsha	Horizontal W.B.	0,5	4	Brass	70		Open and close with 2 meas. up to 50 m
T.S.K.	Horizontal W.B.	0,7/1,2	7,3/10		82		Open and close with piston by 1 meas.

STERILE WATER SAMPLER

Manufacturer	Name/type	Capacity, ml	Material of ampule	Approx. price, U.S. \$	Remarks
GM	Zo Bell sampler	230/250	Rubber/glass	105	For Kit, including 1 mechanism and clamp assembly, 12 flint- sealed capillary tubes, one 4-oz bulb and inlet tube, one 8-oz bulb and inlet tube
Kahl	Zo Bell sampler	230/250	Rubber/glass		
T.S.K.	Zo Bell type	200	Rubber		
Mécabolier	Reversing	250			
Hytech	ABC sampler	100	Pyrex		
Hydro Products	Cobet sampler	110/230	Neoprene	34,50	

TABLE 3-15. Water-sampling Bottles (continued)

WATER BOTTLES WITH FRAMES FOR REVERSING THERMOMETERS							
Manufacturer	Name/Type	Capacity, liters	Weight, kg	No. of frames for rev. therm.	Material of tube (inside)	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Ballant.	Nansen	1,25	2/3	Teflon-coated	
Belfort.	Nansen	1,25	5,5	3	Tin-plated	225	
Bergen	Nansen	1,25	4,0	2/3	73/80	
Hans. W.	Nansen	1,25	4,5	2	155	
Hydro-Bios	Nansen	1,25	5,5	2/3	Tin-plated	
GM	Nansen	1,25	5,5	2/3	Tin-plated	177	
Kahl	Nansen	1,0	4,5	2	Brass	75	
Mashpribor	Nansen	1,1	2/3	Brass /	34/62	
Rigosha	Nansen	1,3	7,5	2/3/4	Plastic-coated	52/-	
T.S.K.	Nansen	1,3	2/3	Polyethylene	50	
Valco	Nansen	1,1	1/2/3	Chromed	130	
Kelvin	Ekman R.W.B.	3	Silver-plated	214	
Hughes	Ekman R.W.B.	1,0	7,5	2	Nickel-plated	98	
Rigosha	Ekman R.W.B.	0,6	3,5	1/2	Plastic	63	
T.S.K.	Ekman, frameless	0,8	3,5	1	Brass	54	For single sampling
Rigosha	Ekman, frameless	0,8	4,5	1	Plastic	63	For single sampling
T.S.K.	Ekman, frameless	0,6	3,2	1	Plastic	For single sampling
GM	Fjarlie W.B.	1,3	4,5	2/3	Noncontaminating	For serial sampling
Kahl	Fjarlie W.B.	1,3	4,5	2/3	Noncontaminating	For serial sampling
Lab.	Knudsen, frameless	1,2	3,3	2/3/4	Nickel-plated & araldite-coated	105/117	For serial sampling
Oceanogr.	Reversing W.B.	1,0	3,5	2/3	Chromed	125	Reversing thermometer frame and accommodations for serial sampling available
Micabiol.	Reversing W.B.	2,0	6,5	2/3	Chromed	Reversing thermometer frame and accommodations for serial sampling available
	Reversing W.B.	4,0	3	Plastic	205	Reversing thermometer frame and accommodations for serial sampling available
N I O.	Plastic R.W.B.	1,35	3,5	2/3	Polypropylene	189	For serial sampling
Hydro-Bios	Universal W.B.	3/3	2	Plastic	250	For serial sampling
Geodyne	Niakin	2	2/3	Polyethylene	270	For serial sampling
	Nonmetallic	1,7/4/8/30	2/3	PVC	140	For serial sampling
T.S.K.	Vertical	0,7	2	For sampling bottom water
	Vertical	1,2	2	

MULTIPLE WATER SAMPLER (EXCLUDING COMBINED WITH BT)

Manufacturer	No. of tubes	Capacity of a tube, liters	Total weight, kg	Material of tube (inside)	Approx. price, U.S. \$	Remarks
Hydro-Bios	5	1/2/5	40	Plexiglass	438/593/673	Closed by messengers
Rigosha	8	0,14	14	Tin-plated	447	Closed by bellows at preset depth
T.S.K.	6/8/12/16	0,15	20/23/33/50	Brass	Operated aboard by keying electromagnet at any depth; depth indicator available
	8	0,15	22	Brass	Closed by bellows at preset depth

OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION

3-103

Following are names and addresses of the manufacturers listed in the UNESCO tables. Asterisks denote firms which responded to a request for up-to-date information on their products; "coup" denotes firms which indicated acceptance of payment in Unesco Coupons.

ACCO*	ACCO Equipment, American Chain & Cable Company Inc., 1110 E. Princess Street, York, Pennsylvania 17403, U.S.A.
Alpine	Alpine Geophysical Associates Inc., 55 Oak Street, Norwood, New Jersey, U.S.A.
Apelco*	Apelco, 313 East Grand Avenue, South San Francisco, California, U.S.A.
Askania*	Askania-Werke GMBH, Offenbach am Main, Taunusstrasse 47, West Germany
Atlantic R.C.	Atlantic Research Corporation, Henry G. Shirley Memorial, Highway at Edsall Road, Alexandria, Virginia, U.S.A.
Atlas-Werke*	Atlas-Werke GMBH, Department of Electronics, P.O. Box 8545, 2-8 Bremen 2, West Germany
Auto-Lab.	Auto-Lab. Industries Pty. Ltd., 364 Eastern Valley Way, Chatswood, Sydney, N.S.W., Australia
A. Wuttke*	Adolf Wuttke, 2000 Hamburg 22, Humboldtstrasse 33, Germany
Ballant.	D. Ballant, Manufacturing Co. Ltd., 619-21 H Street, N.W., Washington 1, D.C., U.S.A.
Belfort*	Belfort Instrument Co., 4 North Central Avenue, Baltimore 2, Maryland, U.S.A.
Bendix	The Bendix Corporation, Bendix International Division, 20 East 42nd Street, New York 17, N.Y., U.S.A.
Bergen Nautik	Bergen Nautik, Bergen, Strandgaten 18, Norway
Boursier	Société Boursier & Fils & Cie, 2 rue Charles-Laisant, Nantes, France
Braincon coup.	Braincon Corporation, Box 312, Marion, Mass., U.S.A.
Brown	S. G. Brown Ltd., Shakespeare Street, Watford, Hertfordshire, England
Carl Zeiss* coup.	Carl Zeiss, 7082 Oberkochen, Württemberg, West Germany
Cedar Beckman* coup.	Beckman Instruments Inc., Cedar Grove Operations, 89 Commerce Road, Cedar Grove, Essex County, New Jersey 07009, U.S.A.
EDO	Edo Corporation, College Point 56, L.I., New York, U.S.A.
EG & G	EG & G, Inc., 160 Brookline Ave., Boston, Mass., U.S.A.
ELAC*	Electroacoustic GMBH, Kiel, Westring 425, Germany
Fenjohn	Fenjohn Co., 90 Cricket Avenue, Ardmore, Pennsylvania, U.S.A.
Fisher	Fisher Research Laboratory Inc., 1975 University Avenue, Palo Alto, California, U.S.A.
Francis	Francis Associates, c/o Sippican Corp., Marion, Mass.
Geodyne*	Geodyne Corporation (see EG & G)
GM coup.	G.M. Manufacturing Co., 2417 Third Avenue, New York, N.Y. 10451, U.S.A.
Hans. W.	Hanseatische Werkstätten, Friedrichs & Co., Hamburg-Schnelsen, Oldeslör Strasse 97/99, West Germany
Hayward coup.	The Hayward Company, 90 West Street, New York, N.Y. 10006, U.S.A.
Hydraulik* coup.	Hydraulik A/S, Brattvag, Norway
Hydro-Bios* coup.	Hydro-Bios Apparatebau GMBH, Kiel, Wismarerstrasse 14, West Germany
Hydro Products*	Oceanographic Engineering Corporation, Hydro Products Division, P.O. Box 10766, San Diego, California, U.S.A.
Hydrow.	Hydrowerkstätten GMBH, Kiel-Hasse, Uhlenkrog 38, Germany

3-104

UNDERWATER FIELDS AND INSTRUMENTATION

- Hytech*
coup. The Bissett-Berman Corporation, Hytech, G Street Pier, San Diego, California 92101, U.S.A.
- IBAK*
coup. IBAK Helmut Hunger, 23, Kiel, Fischereihafen-Gebäude 12, West Germany
- Industria*
coup. Industria Manufacturing Engineers Pty Ltd., 23 Waratah Street, Sutherland, Australia
- Int. Agency C-14*
coup. The International Agency for 14C Determination, Measurements of Primary Production in the Sea, Charlottenlund Slot, Charlottenlund, Denmark
- Jayco Jayco Instruments (Pty) Ltd., P.O. Box 23, Plumstead, Cape Town, South Africa
- Jules Richard* Jules Richard, 25 rue Mélingue, Paris 19e, France
- Kahl*
coup. Kahl Scientific Instruments, 737 West Main Street, El Cajon, California, U.S.A.
- KDK Kaijo Denki Co. Ltd., (Marine Instruments Co. Ltd.), 10 1-chrome, Kanda-Nishikicho, Chiyoda-ku, Tokyo, Japan
- Kelvin Hughes* S. Smith & Sons (England Ltd.), Kelvin Hughes Division, St. Clare House, Minories, London E.C.3, England
- Kieler
Howaldtswerke*
coup. Kieler Howaldtswerke AG, Abt. Apparatebau, 23 Kiel-N.D., West Germany
- Kyowa Shoko Kyowa Shoko Ltd., 1804 Shiinamachi 1-chrome, Toshima-ku, Tokyo, Japan
- Lab. Oceanogr.*
coup. Laboratoire Océanographique, Bolbrovej 49, Rungsted Kyst, Denmark
- Ledcen Ledcen Inc., Gilman Road and Garvey Avenue, El Monte, California, U.S.A.
- Leeds & Northrup*
coup. Leeds & Northrup Company, 4901 Stenton Avenue, Philadelphia 44, Pa., U.S.A.
- Leitz Ernst Leitz GMBH, Wetzlar a/Lahn, West Germany
- Marconi Marconi's Wireless Telegraph Co. Ltd., Marconi House, Chelmsford, Basildon, Essex, England
- Marconi Marine* Marconi International Marine Co. Ltd., Elehra House, Chelmsford, Essex, England
- Marine Advisers*
coup. Marine Advisers Inc., P.O. Box 1963, La Jolla, California, U.S.A.
- Mashpribor V/O Mashpriborintorg, Moscow, G-200, Smolenskaya 32/34, U.S.S.R.
- MBA Marine Biological Association, Citadel Hill, Plymouth, Devon, England
- Mécaboliér*
coup. La Société Mécaboliér, 17 rue de Juvigny, Ablon (S. & O.), France
- NEC* Nippon Electric Company Ltd., 7-15 Shiba Gochome, Minato-ku, Tokyo, Japan
- N.I.O.
coup. National Institute of Oceanography, Wormley, Godalming, Surrey, England
- Norwinch The Norwinch Group, Sales Department, A.S. Bergen Mekariske Verksteder, P.O. Box 858, Bergen, Norway
- Oceanographic Laboratory Oceanographic Laboratory Scottish Marine Biological Association, 78 Craighall Road, Edinburgh 6, Scotland (att. Dr. R. S. Glover)
- OEC Oceanographic Engineering Corporation, P.O. Box 1560, La Jolla, California, U.S.A.
- O.R.E.*
coup. Ocean Research Equipment Inc., Falmouth, Mass. 02541, U.S.A.
- O.S.K. Ogawa Seiki Co. Ltd., No. 184, 2-chrome, Hyakumin-cho, Shinjuku-ku, Tokyo, Japan
- Plessey* The Plessey Co. Ltd., Marine System Division, Ilford, Essex, England
- Pneumo Dyn. Pneumo Dynamics Corporation System, Engineering Division, 4930 Fairmont Avenue, Bethesda, Maryland, U.S.A.

REFERENCES

3-105

Res. Man. <i>corp.</i>	Research Manufacturing Corporation, P.O. Box 6050, San Diego 6, California, U.S.A.
Rigosha* <i>corp.</i>	Rigosha & Co. Ltd., 2 Kajicho, 1-chrome, Kanda, Chiyoda-ku, Tokyo, Japan
Riken	Rikagaku Kenkyujo. No. 31, Komagome, Kamifujimaccho, Bunkyo-ku, Tokyo, Japan
SEREL	Société d'exploitation et de recherches électroniques, 26 rue de Londres, Paris 9e, France
SIMRAD*	Simonsen Radio A.S., Ensjøveien 18-20, Oslo, Norway
Smallwood <i>corp.</i>	A. W. Smallwood Ltd., Pomeroy Street, New Cross, London S.E. 14, England
Sub. Cab.*	Submarine Cables Ltd., Greenwich, London S.E. 10, England
Tacoma Boat	Tacoma Boat-building Co. Inc., 132 Sitcum Waterway, Tacoma, Washington, U.S.A.
Tinsley* <i>corp.</i>	H. Tinsley & Co. Ltd., Werndee Hall, South Norwood, London, S.E. 25, England
T.S.K.* <i>corp.</i>	Tsurumi Seikikosaku-sho Co. Ltd., 1506 Tsurumi-machi, Tsurumi-ku, Yokohama, Japan
Union*	Union Optical Co. Ltd., No. 21-1, 2-chrome, Shimura-cho, Itabashi-ku, Tokyo, Japan
Valco	Valco Products Pty. Ltd., 180 Taren Point Road, Taren Point, Australia
Wallace & Tiernan*	Wallace & Tiernan GmbH, SS7 Günzburg-Donau, Postfach 149, West Germany; or Wallace & Tiernan, Inc., Belleville, N.J.
Whitney	The Whitney Underwater Instruments, 1987 Corralitos, San Luis Obispo, California, U.S.A.
Wildlife Supply <i>corp.</i>	Wildlife Supply Co., 2200 S. Hamilton Street, Saginaw, Michigan, U.S.A.

BIBLIOGRAFIA

Myers J. John, et. al.
HAND BOOK OF OCEAN AND UNDERWATER ENGINEERING
Mc Graw Hill Book Company, 1969

INSTRUCTION MANUAL FOR OBTAINING OCEANOGRAPHIC DATA
U.S. Naval Oceanog. Office
Pub. No 607 3ed, 1968

INGHAM A.E.
Sea Surveying
John Wiley & Sons, New York, 1975

Yasso, E. Warren, E
OCEANOGRAPHY
Holt, Reineheet and Winston, I.A. New York, 1965

Pritchard D.W.
PROBLEMS IN OCEANOGRAPHIC INSTRUMENTATION
Oac. Inst. Amer. Aero-Space Instrumentation
Symposium, preprint I-6, 1961

Pierson, W.J., et. al.
OBSERVING AND FORECASTING OCEAN WAVES
U.S. Naval Oceanographic Office
H.O. Pub. No 603

HANDBOOK OF OCEANOGRAPHIC TABLES.
U.S. Naval Oceanographic Office
Special Publication SP-68., 1966

Neumann, G. and Pierson, W.J.
PRINCIPLES OF PHYSICAL OCEANOGRAPHY
Prentice-Hall, Inc., 1966

15
24

ESCALAS DE MEDICION, DE OBSERVACION Y PROMEDIOS

El problema de promediar se encuentra relacionado con el problema de la observación. El propósito de esta ponencia es el recordarles algunas cosas que ya todos sabemos.

En nuestra época es de lo mas común que científicos o investigadores discutan sus observaciones en términos de la escala del instrumento. Por ejemplo, si se está trabajando con un correntímetro de rotor, tipo savonius, con un contador standard de 12 pulsos por revolución, se podrá percibir un elemento volumétrico de agua de a lo mejor, 1 pie cúbico y, dependiendo del flujo de la corriente, del orden de 0.1 segundos. Fluctuaciones espaciales o temporales mas pequeñas que esta escala no podrán ser detectados debido a la naturaleza del instrumento.

Siempre existen dichas limitaciones en los sensores de todos los instrumentos y es recomendable el especificar cuales son cuando se discuten los datos obtenidos. Estos, fijan los límites inferiores.

Entre los oceanógrafos y meteorólogos, algunas veces es la escala del instrumento la que determina la característica mas pequeña que puede ser observada, pero comúnmente los instrumentos son muy sensibles por lo que frecuentemente se promedia como por ejemplo, con un filtro de paso lento para suavizar el detalle. Dicha habilidad deliberada de engrosar las cantidades registradas se puede denominar escala de medición. Cuando los instrumentos se usan a su sensibilidad máxima la escala de medición será la misma que la

escala del instrumento.

Lo que generalmente no se aplica muy seguido - esto es particularmente aplicable a los oceanógrafos-es que existe una obligación de especificar explícitamente la escala de observación que fija los límites superiores. Las escalas de observación son el máximo elemento volumétrico y el mayor período de tiempo sobre el cual se lleva a cabo la observación.

Las escalas de medición y observación deben de ser relacionadas y es muy recomendable escogerlas en forma tal que se optimize el esfuerzo que se efectúa para obtener la información deseada. Obviamente la escala de medición debe de ser menor que la escala de observación de lo contrario no se habría obtenido ninguna medición. Pero, una vez que esta restricción sea cumplida, la decisión de escoger una escala de observación depende del observador.

Ilustrativamente, un investigador trabajando con un hilo caliente puede percibir el volumen de la sección de trabajo de su tunel de viento, digamos 12 pies cubicos y un período de por lo menos 3 horas; definitivamente no es el universo en su totalidad ni toda la eternidad. Como comparación, el meteorólogo trabaja con su "red de estaciones". Su escala de observación en tiempo es del orden de una hora puesto que las observaciones en cada estación de la red son tomadas cada hora. Cambios que puedan suceder en tiempos menores de una hora no podrán ser percibidos. El espaciamiento de las estaciones de observación determinan la escala en el espacio definiendo la partícula del fluido con la que el meteorólogo puede trabajar. La escala del volumen de observación cubre la superficie del globo terrestre, extendiendose a las alturas de rutina que usan los globos radio sonda.

La obligación de definir tanto la máxima como la mínima escala aplicable a cualquier discusión es ineludible dado que las propiedades - y aún las leyes que los gobiernan - pueden cambiar radicalmente con un cambio de escala. Cuando se establecen las leyes físicas que gobiernan un fenómeno se deben dar las escalas o el enunciado resultará sin sentido. Como un ejemplo, considerese el estudio de la atmósfera terrestre. (una discusión similar se podría efectuar para los océanos pero podrá resultar menos clara dado que el estudio de los océanos no está tan desarrollado como los estudios del aire). Existe toda una jerarquía de escalas a la cual la atmósfera es estudiada.

La mayor escala, la escala planetaria, es dimensionada a la tierra, a esta escala, la atmósfera es una concha delgada comparada con el radio de la tierra. Los gradientes horizontales de sus propiedades son pequeños pero sus gradientes verticales son grandes. A esta escala el tamaño de una partícula en estudio podría ser de digamos 5,000 km x 5,000 km (horizontalmente) por 1 km (verticalmente). El máximo volumen es el volumen de la tierra y su atmósfera. Para la escala del tiempo un mínimo razonable puede ser de uno a dos años, mientras que el máximo es, el total del tiempo desde que se empezaron a tomar registros confiables - que pueden ser del orden de un siglo o poco menos dependiendo de que propiedad se quiera estudiar.

A estas escalas las propiedades de la atmósfera terrestre son simples. La atmósfera es una delgada capa rotando con la tierra a una velocidad orbital constante. Esta tiene grandes gradientes verticales de temperatura y pre-

sión. Para un sistema de coordenadas fijo con respecto a la tierra la ley que gobernaría el movimiento resultaría simplemente $\dot{y} = 0$.

Ahora consideremos una escala un poco menor, una que sea apropiada para estudiar la circulación general de la atmósfera. Un tamaño de partícula razonable puede ser de 1,000 km por 1,000 km por 100 m. En la escala del tiempo deberemos de tener un mínimo de un mes y como máximo se puede continuar con los 100 años o menos de registros. A esta escala se pueden observar movimientos de la atmósfera relativos al sistema de coordenadas fijo a la tierra y que sería lo que comúnmente se denomina "circulación general". La ley para la velocidad establecida previamente es falsa o mejor dicho inaplicable, debido simplemente al cambio en escala. Ahora tenemos que $V_H \neq 0$. Sin embargo, para la componente de la velocidad vertical todavía tenemos $V_V = 0$.

Vayamos ahora a una escala todavía mas fina, la escala meteorológica. Dejemos que sea la mas pequeña posible que se haya realizado en la red de la asociación meteorológica internacional. La partícula seguirá siendo todavía plana con dimensiones de 10 km por 10 km por 10 m. por lo menos. El tiempo mínimo es de una hora. El tiempo máximo puede ser de aproximadamente 40 años, período desde el cual las observaciones horarias comenzaron. En estas escalas se puede ver la atmósfera en la misma forma que la ven las personas que predicen el tiempo. Existen otros tipos de movimientos de las masas de aire. En particular, el viento, el cual era invisible en las escalas previas aparece. El viento es horizontal de manera que todavía se tiene $V_V = 0$ pero por primera vez aparece la turbulencia horizontal. Las leyes han cambiado nuevamente.

Nuevamente reduzcamos las escalas; esta vez a una escala aereológica de observación. A esta escala, la partícula, al fin comienza a ser mas cúbica y es del orden de unos cuantos metros por lado. Esta puede ser todavía un paralelepípedo pero al menos ya no es definitivamente plana. El máximo volumen para la escala aereológica puede ir de 100 a 200 kilómetros cúbicos. El tiempo mínimo está alrededor del minuto. Este es el tipo de intervalo de tiempo mas corto en el cual la formación de nubes por, lo general, muestran movimientos perceptibles. Para tiempos mas cortos no existen muchos cambios.

El tiempo máximo es el tiempo que le tomaría al observador el cansarse de observar, generalmente unas cuantas horas. Cuando se observa la atmósfera a la escala aereológica, la cual, siendo una escala "tamaño del hombre" es como uno y la vé directamente, por lo que no vemos nada mas que turbulencias. El movimiento parece ser tan complejo que la perspectiva de tratar de formular leyes para este es de lo más desalentador. El movimiento parece ser aleatorio y los tres componentes de la velocidad V_1, V_2, V_3 no pueden ser cero.

El siguiente tamaño es la escala aereodinámica. Sus escalas mínimas son pequeñas comparadas con las partículas de polvo y están controlados por tamaños y respuestas en tiempo de los mejores alambres calientes. Los volúmenes mínimos tienen dimensiones lineales como 0.01 mm. Para la escala del tiempo se puede conseguir respuesta hasta de 0.00001 segundos y menos.

El volumen máximo sería el tamaño del tunel de viento y el tiempo máximo

algunas horas. En la escala aereodinámica tenemos los fenómenos que aparecieron en las escalas anteriores más interacciones no lineales y las pequeñas estructuras vorticosas (eddy vorticity).

Conceptualmente, aún existe una escala todavía más fina, la escala molecular, la cual todavía no ha sido captada por ningún observador. Para su observación se necesitarán mediciones con escalas de volumen del orden de 10^{-9} a 10^{-7} mm y escalas de tiempo del orden de 10^{-4} a 10^{-9} segundos. Si alguna vez se llegará a obtener esto se encontraría que las leyes derivadas para la continuidad de un fluido no se podrían utilizar. Sin embargo y afortunadamente, esto es algo que no debe preocuparnos. Las escalas de medición de cualquier instrumento es lo suficientemente grande que nuestras observaciones serán representadas adecuadamente por continuidad con respecto a la estructura molecular.

En síntesis, vemos que las leyes físicas apropiadas a la organización de una serie de observaciones son críticamente dependientes de las escalas a las cuales las observaciones son hechas. En el caso del estudio de los océanos o la atmósfera, particularmente donde las turbulencias juegan un papel importante se deberá formular claramente - al menos para uno mismo - las escalas de medición y observación.

RECAPITULANDO:

ESCALAS DE MEDICION

El volumen mínimo determina el tamaño y forma de la partícula del fluido con

la que se trabaja.

El tiempo mínimo es, ya sea la menor respuesta en tiempo a la cual el instrumento es capaz de percibir o el período de tiempo mas pequeño que ha pasado por el proceso de promedio.

ESCALAS DE OBSERVACION

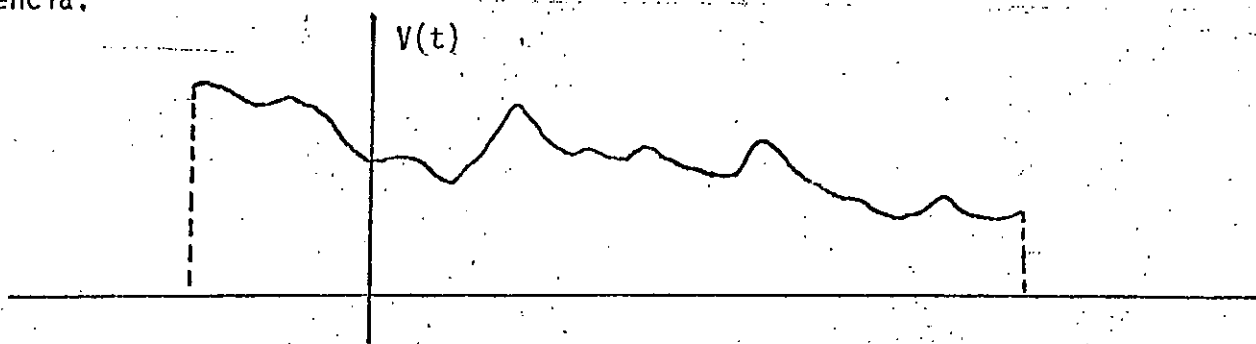
El volumen máximo define la región en el espacio sobre la cual se extiende la observación. El tiempo máximo es la duración de la observación.

Es aconsejable que una vez escogida la escala, o al menos se sepa cuales son, se trate de optimizarlas en términos del fenómeno que se quiera estudiar. Obviamente, sería de poca utilidad el tratar de efectuar una observación de fluctuaciones a 100 cps con un sensor que no responde mas que a fluctuaciones de 1 cps. Por otro lado, si la escala de observación no es lo suficientemente grande, el fenómeno que se desea ver puede que no quede incluido en los datos obtenidos. Por ejemplo, no se puede conseguir mucha información sobre los componentes de la marea con período de 19 años a partir de un año de registros. Por economía, en cualquier sentido, es una buena idea el escoger un rango de escalas que incluyan lo que se está interesado y nada más. Este concepto se puede ver cualitativamente.

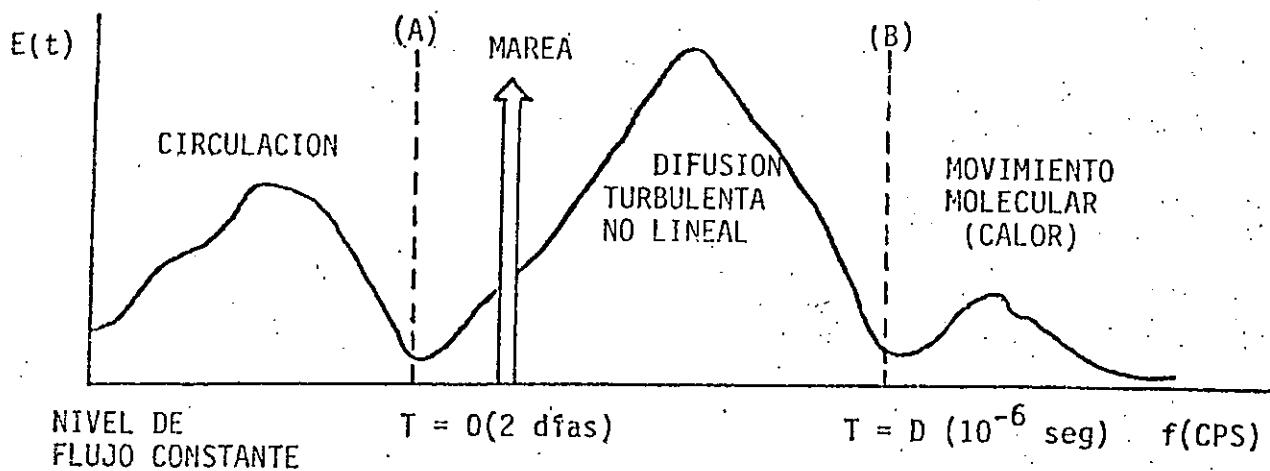
Supongamos que se tiene un registro de cualquier parámetro, digamos, $V=V(t)$. Siempre se puede realizar un análisis de Fourier; del cual se obtendrá una expresión que es una alternativa del registro en términos de una suma de senosoides puras con amplitudes particulares y cambios de fase. Así gran

variedad de estadísticas de V , y en particular V^2 , pueden siempre pensarse como un surgimiento de las contribuciones hechas por muy diferentes y simples osciladores armónicos.

Si V es una velocidad, entonces V^2 es proporcional a la energía cinética. El análisis de Fourier la descompone en una función de densidad espectral del cual la energía surge a partir de un simple oscilador armónico; esta, compone el registro y puede caer dentro de cualquier banda de frecuencia dada. Si $V = V(x)$, $x = (x_1, x_2, x_3)$, entonces la misma rutina se lleva a través de tres dimensiones y las funciones del espectro de densidad son distribuidas por el número de onda ($k=2\pi/L$) en vez de la frecuencia.



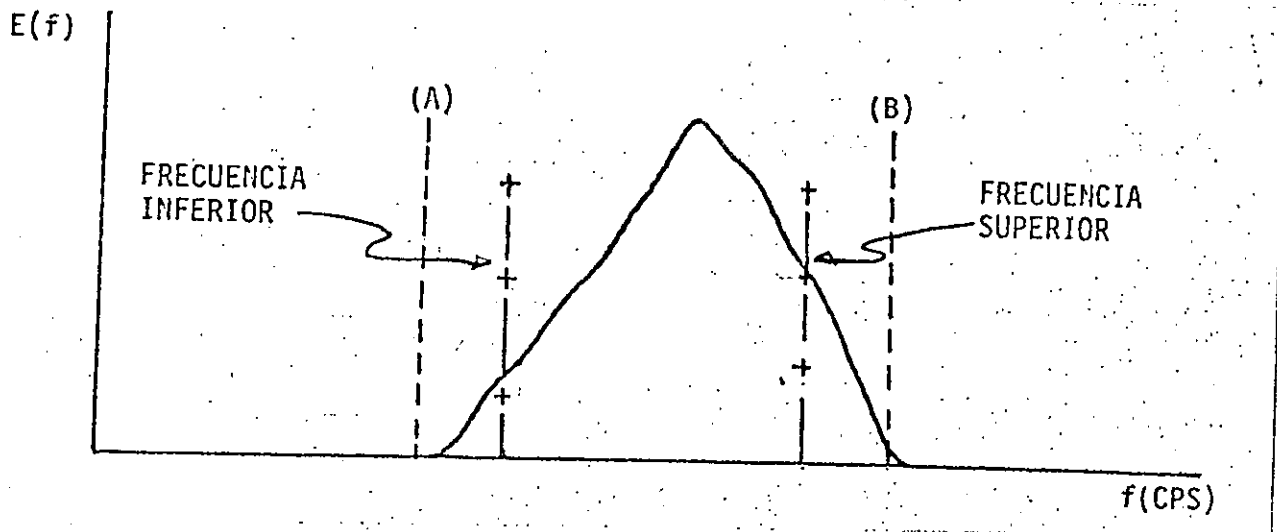
Los registros, tomados en un estuario, de la componente longitudinal de la velocidad, V , pueden, resultar muy complicado en su análisis y mas aún estos son función tanto del tiempo como del espacio. Pero si se puede conseguir un registro decente y arreglarselas para trabajar sus transformadas de Fourier, se podrá obtener algo parecido al dibujo de abajo. (Solamente el factor dependiente a la frecuencia tiempo se muestra).



Diferentes procesos, por lo común, muestran bandas espectrales también definidas como las del ejemplo. El Dr. Munk llama a las regiones de baja energía que separan a las otras regiones bandas "tranquilas".

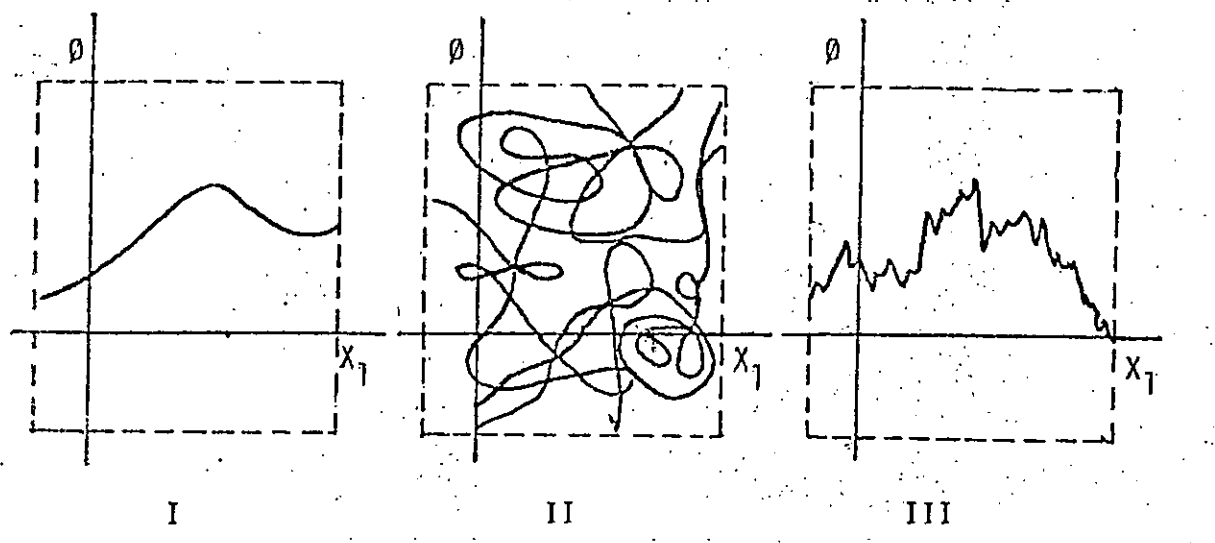
Si se tiene alguna noción de la forma de un espectro y si, el espectro tiene bandas "tranquilas", se pueden usar para definir las escalas. Mucho de lo que podríamos querer hacer en un estuario sería el trazar una línea en A y observar solamente su circulación. Investigadores en turbulencia estarán interesados en la banda que sea de A a B. Los ingenieros trabajando en problemas de descargas térmicas tendrán que analizar el espectro a la altura de A y tratar de encontrar una relación de sus resultados aplicada a ambas regiones.

Ahora, supongamos que se desea estudiar la turbulencia. Aquí el único rango que se necesita considerar es de A a B. Si las escalas escogidas abarcan una banda más amplia, entonces se ha escogido material de más y se tendrá que desacer de él por medio de un filtrado. Si las escalas se escogen propiamente se podrá obtener un espectro como el que aparece en la figura en vez de ser como el de la figura anterior.



A continuación supongamos que ya ha definido un problema específico para tr
bajar y se les ha arreglado para escoger unas escalas confiables. Se desea
medir y analizar algo del orden de, digamos, $\emptyset = \emptyset (x_1, x_2, \dots, x_k)$.
Primero dejemos que \emptyset sea función de una sola variable, x_L , manteniendo las
demás como constantes. Esto no podrá ser una restricción real pero nos ayu
da a ver en forma mas simple el problema que queremos tratar. Lo que queda a
continuación es salir al campo y conseguir los registros del parámetro en que
estamos interesados.

El efecto que produce el escoger una escala es el de poner un marco en la gráfica obtenida del registro y el de decir con que grueso de lápiz se desea trazar la curva obtenida. Lo que pasa está ilustrado en las tres gráficas de la figura. La línea punteada representa el marco que se utilizaría para la escala de observación.



En el caso I la curva observada es simple y puede estar representada por un polinomio de bajo grado. Aquí se tiene un problema clásico de hidrodinámica con el que se puede trabajar con los métodos clásicos. El registro del caso II se parece a un plato de spaghetti. Con este no hay mucha esperanza de poder trabajar y lo mejor sería abandonar la investigación y dedicarse a comerciante.

En el caso III la curva es complicada. Un polinomio de bajo orden no resolvería el problema. Pero al menos éste muestra una tendencia que puede ser separada sacando los promedios apropiados, lo que es simplemente otra forma de denominar a un filtro de paso lento. Por la tendencia que se observa se puede pensar en tratarse a la curva como un caso clásico de hidrodinámica. Los residuos que se obtengan se podrán trabajar estadísticamente. El caso

III no es lo mejor que se desearía pero al menos se puede hacer algo con él; aún cuando no se pueda esperar encontrar una solución exacta.

El punto de partida será el que todos nuestros parámetros deberán ser formulados como si fueran variables aleatorias, para las cuales, las ecuaciones que gobiernan el proceso deben de ser escritas en términos estadísticos. Lo que se desea es promediar de alguna forma para simplificar la curva representada por los datos obtenidos. Cuando esto se consigue, ganamos simplicidad pero perdemos información de detalle; lo que en muchos casos no es muy importante si lo que se quiere es trabajar con los registros obtenidos.

Considerese una función típica para el caso III; w , y representese como la suma de dos partes,

$$w \approx W + w'$$

Hacemos a w una función que varíe lentamente y la cual se le denominará el valor macroscópico de w . El residuo de w a w' se denominará la fluctuación de w . Se puede definir W usando algún proceso de promedio y denotar a este por la clásica barra sobre w , por ejemplo: $\bar{w} \equiv W$.

Cada vez que se introduce una separación de esta clase se tiene que establecer una ecuación adicional que defina la formación de la parte separada W .

Separaciones de este tipo fueron usadas por BOUSSINESQ y REYNOLDS afines del siglo 19. Estos separaron solamente los componentes de la velocidad y trataron a los demás como constantes (densidad, viscosidad, temperatura, etc).

27
41

Sus resultados produjeron lo que ahora se conoce como la ecuación de Reynolds para flujo turbulento.

Cada parámetro debe ser formulado como variable aleatoria, separada e identificada en las ecuaciones. En una aplicación particular, si un parámetro, digamos la densidad, se puede considerar que está representada solamente por sus propiedades macroscópicas, será sencillo el desechar términos innecesarios de las ecuaciones. Sería un error hacerlo en el sentido contrario.

Los métodos que se seleccionen para efectuar los promedios pueden ser muy particulares, pero para poder definir \bar{W} se tendrán que aceptar algunas restricciones. Específicamente cualquier método que se escoga, deberá de conformarse a las siguientes reglas.

REGLAS PARA PROMEDIAR DE REYNOLDS

Donde f y g son cualquier función y c es constante.

$$1) \quad \overline{f + g} = \bar{f} + \bar{g}$$

Puesto que los valores promedio de cualquier clase son comunmente integrales y en general las integrales se comportan de esta forma.

$$2) \quad \overline{cf} = c\bar{f}$$

Nuevamente esta es una propiedad común de las integrales.

$$3) \quad \overline{\bar{f} \times g} = \bar{f} \times \bar{g}$$

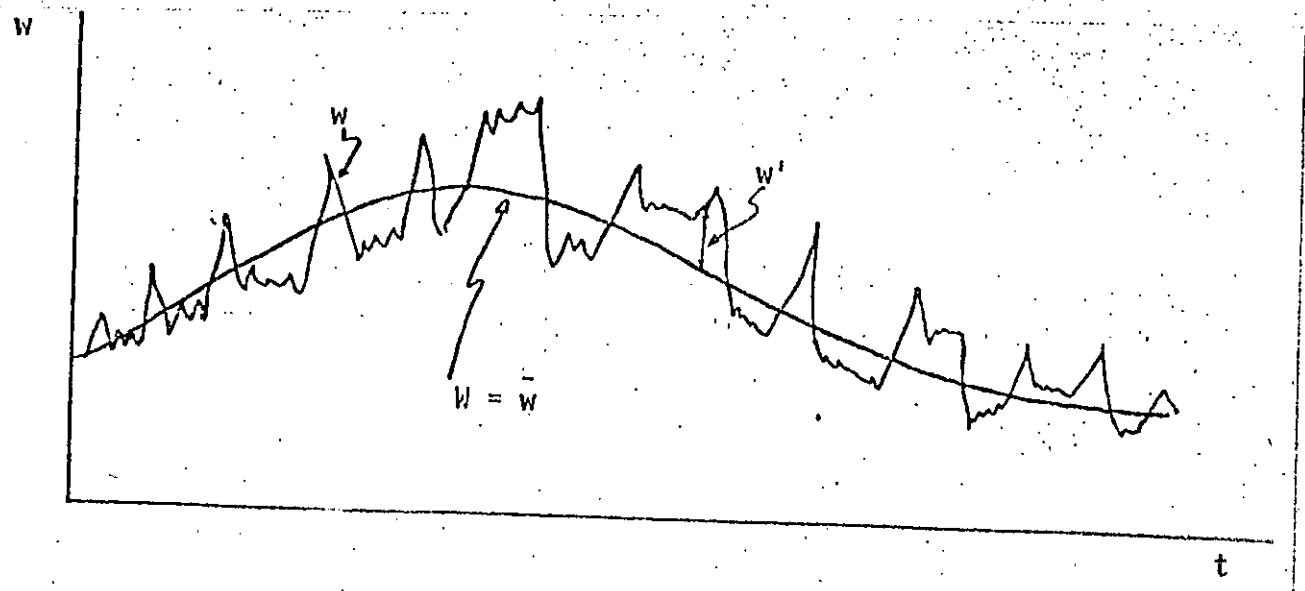
Esto no es muy obvio. Significa que si f ha sido primero integrado con respecto a la variable sobre la cual el promedio ha sido tomado y a continuación

un producto es formado con otra función después de que el producto ha sido nuevamente integrado con respecto a las mismas variables, el resultado sería el mismo si se integrará cada función por separado con respecto a las mismas variables y se multiplicaran. En otras palabras, \bar{f} es una constante con respecto a la segunda integración en el lado izquierdo de la relación.

No se confunda la tercera regla de Reynolds con $\overline{f \times g}$ que en general no es igual a $\bar{f} \times \bar{g}$ a menos de que f y g resulten no estar correlacionados.

4) $\overline{\delta f / \delta x_L} = \delta \bar{f} / \delta x_L$

Si f es una función continua con una derivada continua, se está en lo seguro. Pero se debe considerar que en algún caso f sea una variable aleatoria y aún puede que sea discontinua. ¿"Que le pasa entonces a las derivativas? Lo que se necesitaría es una definición estadística de las derivativas de una función aleatoria. Existe una, pero no es muy común su uso. Las definiciones mas comunes de los promedios fallan en la 4a. regla de Reynolds. Afortunadamente los promedios aleatorios (probabilidades) se pueden aplicar en forma conveniente.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam.



CURSO DE ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

U. N. A. M.

MODELOS HIDRAULICOS MARITIMOS

M. en C. Miguel Angel Vergara Sánchez.

Junio - 1979.

INTRODUCCION A LA INGENIERIA EXPERIMENTAL1.1.- Generalidades.

La investigación es una combinación de trabajos analíticos y experimentales; encaminados los primeros a encontrar los modelos matemáticos en base a principios físicos fundamentales que expresen el comportamiento de los fenómenos, y los segundos, a reproducir dichos fenómenos y verificar la validez, o en su caso encontrar las relaciones de las variables que intervengan en ellos sin que en la primera parte de la investigación haya sido posible ligarlas en forma explícita.

En el campo de la hidráulica, como en otras ciencias, la combinación analítica y experimental caminan siempre paralelas a causa de la complejidad del establecimiento teórico de las leyes de comportamiento del agua, por lo que, la experimentación se hace indispensable ya sea sobre el sistema natural llamado -- prototipo o sobre un sistema construido en semejanza a áquel, -- llamado modelo físico, a través del cual, se puede extrapolar al prototipo con un alto grado de certidumbre y predecir cualquier funcionamiento inadecuado que pueda afectar a elementos del sistema, originando en algunos casos cuantiosas pérdidas económicas, y humanas en otros.

En este curso, se tratarán exclusivamente los aspectos más importantes de la experimentación con enfoque hacia problemas hidráulicos fundamentales.

Partiendo de la necesidad de ejecutar trabajos experimentales sobre algún problema en particular, es recomendable establecer una planeación de dicha experimentación, en la cual se determina, ordena y analiza en forma adecuada todos los aspectos que integran esta actividad en favor del cumplimiento de los objetivos en el menor tiempo, con la máxima exactitud y el menor costo, lo cual elimina, como ha ocurrido en muchas ocasiones, gastos infructuosos, porque al final el experimentador se da por enterado que los datos no cumplen satisfactoriamente con la información esperada, o bien, que la metodología empleada fue la apropiada o en su defecto que algunos factores fueron ignorados.

El conjunto de aspectos a tratar aquí normalmente se ordenan en los siguientes puntos:

- a) Identificación del problema.- Aquí se establece el conjunto de factores que intervienen en el problema y se pregunta sobre la forma de su participación; ¿qué factores son constantes y cuales son variables? ¿cuáles son sus límites?, no se cuenta con la información suficiente y por supuesto con el método o criterio apropiado para resolver el problema, entonces,
- b) Decisión del experimento.- Este concepto se considera eminentemente financiero, pues, el tiempo de duración del experimento, las limitaciones de financiamiento, el alcance del experimento y la disponibili-

dad de recursos humanos, instalaciones y equipo, determinarán la decisión de realizar el propio experimento.

c) Selección de equipo e instrumentación. Después de tratar en forma analítica las variables que intervienen en el fenómeno de establecer los rangos y exactitud de valores de datos de cada variable, tamaño y número de mediciones a realizarse para cada variable tanto en campo como en laboratorio, se selecciona el tipo de instalación y el equipo de medición necesario que pudiera encontrarse en el mercado o construirlos en caso contrario. Se especifican también las precauciones de seguridad durante la operación del equipo así como el control de los registros de datos y del experimento en general.

d) Análisis de la información.- Aquí se establece los métodos de procesamiento de información y el análisis de los resultados; combinando teoría con la experiencia, correlación de datos, creación de nuevas teorías, etc.

Finalmente, se organiza, discute y publica las condiciones del experimento resultados, y conclusiones.

1.3.- Desarrollo de la experimentación.

La experimentación, de acuerdo a su planeación se desarrolla bajo tres etapas; ejecución, análisis y reporte.

1.3.1.- Ejecución.

0. 4

Esta etapa consiste en realizar en forma física las actividades de análisis teóricos, los trabajos de campo y de laboratorio, pudiendo incluir esto último desde el establecimiento de campañas de medición en la naturaleza hasta la construcción de las instalaciones (modelos) mecanismos y equipo necesario, -- así como la operación de los mismos.

1.3.2.- Análisis

Aquí los datos recopilados son procesados de acuerdo a los métodos ya establecidos en la primera etapa de la planeación y analizados en forma matemática, estadística y/o gráfica, de manera que la relación entre las variables del fenómeno sea explícita y fácil de utilizar.

1.3.3.- Reporte

El reporte es la publicación parcial y/o total de los trabajos sucesivos de la experimentación puntualmente terminados según el tiempo estimado, conteniendo finalmente los resultados y conclusiones del experimento. Es importante, que el reporte, sea escrito con un lenguaje técnico accesible y explícito sin -- dar lugar a establecer un entendimiento distinto de lo que se de sea decir.

ANALISIS DIMENSIONAL

Es una herramienta muy poderosa en la experimentación y trata de las relaciones matemáticas de las dimensiones de las magnitudes físicas, de manera tal que cualquier ecuación que exprese un fenómeno físico a través de la relación entre las magnitudes, esta ecuación será dimensionalmente homogénea.

El análisis dimensional, es un concepto de gran aplicación sobre todo cuando se necesita relacionar causas y efectos de diversos fenómenos por medio de los ocurridos en una estructura semejante, así también en situaciones físicas en que las variables (magnitudes físicas) que intervienen en un fenómeno físico, son conocidas, pero no así las relaciones entre ellas, sin embargo, con el uso del análisis dimensional, se puede representar el fenómeno como una relación entre un conjunto de grupos adimensionales de las variables.

2.1.- Magnitudes físicas, cantidades y dimensiones.

En la investigación de un fenómeno, se requiere un ordenamiento adecuado de observaciones sucesivas de magnitudes físicas; distancia, tiempo, velocidad, aceleración, fuerza, área, etc, de modo que las características generales correspondientes a las observaciones son: Cualitativas y Cuantitativas.

Las Cualitativas, identifican y describen adecuadamente el fenómeno, de tal manera que puedan distinguirse de cualquier otro. Estas características cualitativas, pueden escribirse en-

##

función de entidades definidas, llamadas magnitudes físicas fundamentales, principales o básicas, o de magnitudes físicas derivadas o secundarias.

El número de magnitudes consideradas como fundamentales, es el mínimo que se necesita para dar una descripción coherente y sin ambigüedades del fenómeno. De hecho, cualquier magnitud medible puede considerarse como fundamental, así por ejemplo; en mecánica, es muy común considerar como magnitud fundamental la fuerza F, aún cuando ésta, es una magnitud derivada ya que de acuerdo con la segunda Ley de Newton, se establece que la fuerza es igual al producto de la derivada de la cantidad de movimiento (mv; m igual a la masa, v igual a la velocidad), con respecto al tiempo (t) por una constante K, llamada constante universal.

$$F = K \frac{d(mv)}{dt}$$

y tomando como sistema de magnitudes fundamentales; la longitud L, la masa M, y el tiempo T, se establece que la magnitud de fuerza F tiene una fórmula dimensional igual a $[M L T^{-2}]$, llamando a los exponentes de cada una de las magnitudes, DIMENSIONES.

Las características Cuantitativas, permiten conocer la extensión o grado de ocurrencia del mismo, y hacer comparaciones con elementos de la misma especie, en base a otros más precisos llamado unidades. Las unidades de magnitudes principales son las Unidades Principales, las de magnitudes secundarias son las Unidades Derivadas.

Un conjunto de unidades de magnitudes diferentes constituyen un sistema, cuyas propiedades deben ser homogéneas y cohe-

A continuación se presenta el cuadro de algunas unidades correspondiente al sistema internacional de medidas.

2.2.- Homogeneidad de ecuaciones.

Una ecuación dimensionalmente homogénea, es aquella en que la ecuación dimensional de cada uno de los miembros de la ecuación en tratado son iguales, esto es, que la misma ecuación no depende de algún sistema de unidades en especial.

Por ejemplo, la ecuación del período de oscilación de un péndulo simple $T = 2 \pi \cdot (L/g)^{1/2}$ es válida para cualquier sistema de unidades, puesto que ambos miembros tienen la misma ecuación dimensional $[T] = [L T^2 L^{-1}]^{1/2} = [T]$. Ahora, si la misma ecuación para el período de oscilación se expresa como $T = 1.11 (L)^{1/2}$, ésta es válida únicamente para el sistema de unidades inglesas, donde el valor de g es medido en pies/seg², L , en pies y T en segundos, por lo tanto, no es una ecuación dimensionalmente homogénea.

El problema anterior ha permitido en forma sencilla distinguir una ecuación dimensionalmente homogénea de otra que no lo es para el mismo problema, y cuando dicha ecuación es ya de forma conocida; mientras que la dificultad es mucho mayor cuando se opera en forma inversa, es decir, cuando se plantea la premisa de que en un cierto fenómeno a tratar, la ley o ecuación que lo gobierne deba ser una ecuación dimensionalmente homogénea la cual hay que establecer en base al conjunto de variables o magnitudes que intervienen en dicho fenómeno.

Para este último caso, existen métodos que permiten en forma matemática establecer dicha ecuación dimensional; tales -- como el criterio de Rayleigh y criterio del Teorema Pi entre --- otros.

2.2.1.- Criterio de Rayleigh.

Supóngase la existencia de un cuerpo cilíndrico fijo de sección circular de diámetro D , sumergido en un fluido de peso específico $\gamma = \rho g$ (siendo ρ la masa específica y g la aceleración de la gravedad), de viscosidad dinámica μ que fluye con una velocidad V , por lo que es necesario conocer la ecuación para calcular la fuerza de arrastre F_D producida por el fluido en movimiento alrededor del cilindro.

En principio, se puede establecer que la fuerza F_D , es una función del resto de las variables, o sea:

$$F_D = f(D, \rho, g, \mu, V) \quad (1)$$

y que de acuerdo a la condición de homogeneidad de una ecuación, puede expresarse en forma general como

$$F_D = C D^a \rho^b g^c \mu^d v^e \quad (2)$$

en donde C es una constante sin dimensiones que puede existir en la ecuación y que por supuesto el valor de ésta no puede conocerse por análisis dimensional, a, b, c, d, e , son las dimensiones de las magnitudes físicas las que podrán expresarse en función de magnitudes físicas fundamentales, por lo que, considerando el sistema de magnitudes físicas fundamentales, masa M , longitud L , y tiempo T , y representando la ecuación (2) en su forma dimen --

sional se tiene:

$$[M L T^{-2}] = [L]^a [M L^{-3}]^b [L T^{-2}]^c [ML^{-1}T^{-1}]^d [LT^{-1}]^e$$

o también

$$[M] [L] [T]^{-2} = [M]^{b+d} [L]^{a+3b+c+d+e} [T]^{-2c-d-e}$$

Ahora, dado que las dimensiones de cada uno de los lados deben ser iguales, entonces:

$$\text{Para la condición de M: } 1 = b + d$$

$$\text{Para la condición de L: } 1 = a - 3b + c - d + e$$

$$\text{Para la condición de T: } -2 = -2c - d - e$$

que resultó un sistema de tres ecuaciones con cinco incógnitas; de donde $b = 1 - d$; $e = 2 - 2c - d$; $a = 2 + c - d$

que sustituyendo en la ecuación general

$$F_D = C D^{(2+c-d)} \rho^{(1-d)} g^c \mu^d v^{(2-2c-d)}$$

$$F_D = C (\rho D^2 v^2) (Dg v^{-2})^c (D^{-1} \rho^{-1} \mu v^{-1})^d$$

$$F_D = C (\rho D^2 v^2) \left(\frac{Dg}{v^2}\right)^c \left(\frac{\mu}{\rho D v}\right)^d \tag{4}$$

donde C, c y d son determinados por análisis físico o en forma experimental. Generalmente F_A es expresada como

$$F_D = C_D \rho D^2 v^2 \tag{5}$$

llamando a C_D coeficiente de arrastre e igual a $f' \left(\frac{v^2}{Dg}, \frac{v D}{\mu \rho}\right)$

que es función adimensional.

El resultado anterior, es el tipo de resultados de que tiene objeto el análisis dimensional aplicando el método o técnica de Rayleigh. Sin embargo, el teorema Pi o de Buckingham ofrece un método más eficiente y más completo.

FORMULAS DIMENSIONALES DE MAGNITUDES FISICAS

	MAGNITUD FISICA		FORMULA DIMENSIONAL	U N I D A D	
	Nombre	Simb.		Nombre	Simb
Magnitudes Fundamentales	Longitud	L, l	[L]	Metro	m
	Masa	M, m	[M]	Kilogramo	Kg
	Tiempo	T, t	[T]	Segundo	s
	Intensidad eléctrica	I, i	[I]	Amperio	A
	Temperatura	t	[O]	Grado Kelvin	°K
	Intensidad Luminosa	I	[I]	Candela	cd
Magnitudes Geométricas. (magnitudes derivadas)	Longitud	L, l	[L]		m
	Area Superficie	A S	[L ²]	Metro cuadra do.	m ²
	Volumen	V	[L ³]	Metro cúbico	m ³
	Momento de superficie	Is	[L ⁴]	(Metro) ⁴	m ⁴
	Momento de volumen	Iv	[L ⁵]	(Metro) ⁵	m ⁵
	Angulo plano α, β, θ		Sin dimensión (cociente de dos -- áreas).	Radián	rd

	MAGNITUD FISICA		FORMULA DIMENSIONAL		U N I D A D	
	Nombre	Simb.			Nombre	Simb.
Magnitudes cinemáticas (magnitudes derivadas)	Velocidad lineal	v, q	$[LT^{-1}]$		Metro por se - gundo.	m/s
	Velocidad angular	ω	$[T^{-1}]$		Radián por se - gundo.	rd/s
	Aceleración lineal	a, γ	$[LT^{-2}]$		Metro por se - gundo	m/s ²
	Aceleración angular	α	$[T^{-2}]$		Radián por se - gundo	rd/s ²
	Frecuencia	$f,$	$[T^{-1}]$		Hertz	H _z
	Viscosidad cinemática.	ν	$[L^2T^{-1}]$		Metro cuadrado por segundo	m ² /s
Magnitudes estáticas (magnitudes derivadas)	Fuerza	F	$[L M T^2]$		Newton	N
	Peso	P	$[L M T^2]$		Newton	N
	Masa específica	ρ	$[L^{-3} M]$		kilogramo por metro cúbico.	kg/m ³
	Peso específico	γ	$[L^{-2}MT^{-2}]$		Newton por me tro cúbico	N/m ³
	Momento de fuerza o par	M_F	$[L^2 MT^{-2}]$		Metro-Newton- o Julio por - radián.	M.N.
	Momento de Inercia	I	$[L^2 M]$		Kilogramo me tro cuadrado.	kg-m ²
	Presión estática	p	$[L^{-1} MT^{-2}]$		Pascal	Pa

	MAGNITUD FISICA		FORMULA DIMENSIONAL	U N I D A D	
	Nombre	Simb.		Nombre	Siml
Magnitudes dinámicas (Magnitudes derivadas)	Variación de masa	$Q_m = \frac{d_m}{d_t}$	$[M T^{-1}]$	Kilógramo por segundo.	kg/s
	Variación de peso	$Q_p = \frac{d_p}{d_t}$	$[L M T^{-3}]$	Newton por <u>se</u> gundo	N/s
	Variación de volu <u>men</u> o gasto	$Q_v = Q = \frac{d_v}{d_t}$	$[L^3 T^{-1}]$	Metro cúbico-por segundo	m ³ /s
	Impulso de una fuer <u>za</u>	I	$[L M T^{-1}]$	Newton-segun <u>do</u> .	NS
	Trabajo Energía	\mathcal{E} E	$[L^2 M T^{-2}]$	Newton-metro- o Julio	J
	Potencia	P	$[L^2 M T^{-3}]$	Julio por se- gundo-vatio	W
	Cantidad de movi <u>miento</u> .	Q	$[L M T^{-1}]$	Kilogramo-me- tro por segun <u>do</u> .	kg.m/s
	Coefficiente de roza <u>miento</u> o fricción	$f = \text{tg } \phi$	Sin dimensio <u>nes</u> .	Cociente de 2 fuerzas	
	Angulo de rozamiento	$\phi = \text{arc. tg } f$	Sin dimensio <u>nes</u> .		
	Presión dinámica	Pd	$[L^{-1} M T^{-2}]$	Pascal	Pa
Viscosidad dinámica	μ	$[L^{-1} M T^{-1}]$	Poiseville	Pi	
Tensión superficial	σ	$[M T^{-2}]$	Julio por me- tro cuadrado o Newton por metro.	N/m	

	MAGNITUD FISICA		FORMULA DIMENSIONAL	U N I D A D	
	Nombre	Simb.		Nombre	Simb
Magnitudes Termodinámicas (Magnitudes Derivadas)	Calor	Q	$[L^2 M T^{-2}]$	Julio	J
	Energía Interna	U	$[L^2 M T^{-2}]$	Julio	J
	Entalpia	H	$[L^2 M T^{-2}]$	Julio	J
	Entropia	S	$[L^2 M T^{-2} O^{-1}]$	Julio por gra do Kelvin	J/°K
	Resistencia Térmica	R	$[L^2 M^{-1} T^3 O]$	Grado por vatio	°K/W
	Conductividad - térmica	H	$[L^2 M T^{-3} O^{-1}]$	Vatio por gra do	W/°K
Magnitudes eléctricas (Magnitudes derivadas).	Densidad de corriente	Δ	$[L^{-2} I]$	Amperio por - metro cuadra- do.	A/m ²
	Cantidad de - - electricidad o- carga de corrien te	q	$[T I]$	Colombio	C
	Potencial	V	$[M L^2 T^{-3} I]$	Voltio	V
	Fuerza electromo triz	\bar{E}	$[M L^2 T^{-3} I]$	Voltio	V
	Diferencia de Po tencial.	U	$[M L^2 T^{-3} I]$	Voltio	V
	Campo eléctrico	E	$[M L T^{-3} I]$	Voltio por me tro.	V/m
	Momento eléctrico	P	$[L T I]$	Metro-Colombio	m.c
	Resistencia	R	$[L^2 M T^{-3} I^{-2}]$	Ohmio	Ω
	Resistividad	ρ	$[L^3 M T^{-3} I^{-2}]$	Ohmio-metro	$\Omega \cdot m$
Conductividad	γ	$[L^3 M^{-1} T^3 I^2]$	(Ohmio-metro)	$1/\Omega m$	

2.2.- Teorema Pi

El teorema Pi o de Buckingham, establece que en un fenómeno físico donde intervengan m variables (magnitudes físicas), estas se relacionan mediante una ecuación (Ley física) homogénea de la forma:

$$\phi (A_1, A_2, A_3, \dots, A_m) = 0 \text{ -----(6)}$$

donde cada una de las variables A_m , son expresables en términos de n magnitudes fundamentales ($B_1, B_2, B_3, \dots, B_n$), de manera tal que dicha ley física puede ser reducida a otra nueva función que relacione Z productos adimensionales de la forma.

$$f (\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_Z) = 0 \text{ -----(7)}$$

donde $Z = m - r$, siendo m valor conocido y r el rango de la matriz dimensional del sistema (se verá más adelante), y $\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_Z$ los parámetros adimensionales definidos de la forma siguiente:

$$\pi_i = A_1^{x_{1i}} A_2^{x_{2i}} A_3^{x_{3i}}, \dots, A_m^{x_{mi}} \text{ -----(8)}$$

$i = 1, 2, 3, \dots, Z$

cuya ecuación dimensional es:

$$[\pi_i] = [A_1^{x_{1i}} A_2^{x_{2i}} A_3^{x_{3i}}, \dots, A_m^{x_{mi}}]$$

$$= [A_1]^{x_{1i}} [A_2]^{x_{2i}} [A_3]^{x_{3i}}, \dots, [A_m]^{x_{mi}} = 0 \text{ -----(9)}$$

Ahora como $A_j = \phi (B_1, B_2, B_3, \dots, B_n) \text{ -----(10)}$

entonces $[A_j] = [B_1^{y_{1j}} B_2^{y_{2j}} B_3^{y_{3j}}, \dots, B_n^{y_{nj}}] \text{ -----(11)}$

$j = 1, 2, 3, \dots, m$

Sustituyendo ahora en (8) resulta que

$$[\pi_i] = [B_1^{y_{11}} B_2^{y_{21}} B_3^{y_{31}} \dots, B_n^{y_{n1}}]^{x_{1i}} [B_1^{y_{1m}} B_2^{y_{2m}} B_3^{y_{3m}} \dots B_n^{y_{nm}}]^{x_{mi}} \text{ -----(12)}$$

#.....2

Ahora ordenando los exponentes de $B_1, B_2, B_3, \dots, B_n$ resulta:

$$[\pi_i] = [B_1]^{y_{11}x_{1i} + \dots + y_{1m}x_{mi}} [B_2]^{y_{21}x_{1i} + \dots + y_{2m}x_{mi}} [B_3]^{y_{31}x_{1i} + \dots + y_{3m}x_{mi}} \dots [B_n]^{y_{n1}x_{1i} + \dots + y_{nm}x_{mi}} \quad (13)$$

Puesto π_i es un parámetro adimensional, esto implica - que

para B_1 ; $y_{11} x_{1i} + \dots + y_{1m} x_{mi} = 0$

para B_2 ; $y_{21} x_{1i} + \dots + y_{2m} x_{mi} = 0$

para B_3 ; $y_{31} x_{1i} + \dots + y_{3m} x_{mi} = 0$ ----- (14)

para B_n ; $y_{n1} x_{1i} + \dots + y_{nm} x_{mi} = 0$

Teniendose de este sistema de ecuaciones, que las únicas incógnitas son $x_{1i}, x_{2i}, x_{3i}, \dots, x_{mi}$ dado que las "y" son las dimensiones de las magnitudes fundamentales y por tanto conocidas.

Del sistema de ecuaciones (14), $m \leq n$ entonces este es determinado o compatible, mientras que, cuando $m > n$ el sistema tendrá un grado de indeterminación -- igual a $m - n$, lo que implica que para resolver dicho sistema habrá que proporcionar valores arbitrarios a $m - n$ incógnitas, situación ésta difícil de aceptar, -- pues el número de combinaciones posibles para proporcionar a $m - n$ incógnitas sería muy grande.

Por otra parte, si el mismo sistema de ecuaciones homogéneas lineales (como es el sistema (14), se expresa en forma matricial e igual al producto de la matriz de coeficientes "y" por la matriz de las incógnitas "x". -----



$$\begin{bmatrix}
 y_{11} & y_{12} & y_{13} & \dots & y_{1m} \\
 y_{21} & y_{22} & y_{23} & \dots & y_{2m} \\
 y_{31} & y_{32} & y_{33} & \dots & y_{3m} \\
 \cdot & \cdot & \cdot & & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & & \cdot \\
 \cdot & \cdot & \cdot & & \cdot \\
 y_{n1} & y_{n2} & y_{n3} & \dots & y_{nm}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 x_{1i} \\
 x_{2i} \\
 x_{3i} \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 \cdot \\
 x_{mi}
 \end{bmatrix}
 = 0 \text{-----} (15)$$

y de acuerdo a la teoría matricial que establece que si en la matriz coeficiente (matriz dimensional) el rango "r" de ésta (igual al orden del determinante diferente de cero) es menor que m, entonces se asegura la existencia de soluciones distintas a la trivial (una solución trivial existe cuando $x_1 = x_2 = x_3 = \dots = x_m = 0$) y por tanto, el sistema tiene m - r soluciones linealmente independientes, lo que significa entonces, que se asigna arbitrariamente valores a m - r incógnitas, determinando el valor del resto de las incógnitas (r) por la regla de Cramer.

Este método matricial, es sin duda más expedito que el proponer, valores a m- n incógnitas con un gran número de combinaciones, ya que el determinante que permite conocer el rango r de la matriz dimensional fija las r incógnitas dependientes de las m - r soluciones linealmente independientes; sin embargo, no deja de existir problema en la solución de las r incógnitas, ya que dentro de la matriz dimensional pueden existir más de un determinante de orden r diferente de cero.

Para complementar la exposición anterior y aclarar conceptos se tratará el mismo problema correspondiente a la obtención de la expresión de la fuerza de -

arrastré sobre una esfera sumergida.

Las magnitudes físicas que intervienen en el problema son; F_D , D , ρ , g , μ , V , las cuales son función de las magnitudes fundamentales L, M y T, por tanto, el parámetro π_i estará definido como

$$\pi_i = F_D^{x_{1i}} D^{x_{2i}} \rho^{x_{3i}} g^{x_{4i}} \mu^{x_{5i}} V^{x_{6i}} \quad (16)$$

cuya ecuación dimensional será

$$[\pi_i] = [F_D]^{x_{1i}} [D]^{x_{2i}} [\rho]^{x_{3i}} [g]^{x_{4i}} [\mu]^{x_{5i}} [V]^{x_{6i}}$$

en la que

$$[F_D] = [MLT^{-2}]$$

$$[D] = [L]$$

$$[\rho] = [ML^{-3}]$$

$$[g] = [LT^{-2}]$$

$$[\mu] = [ML^{-1}T^{-1}]$$

$$[V] = [LT^{-1}]$$

que al sustituir y ordenar exponentes resulta

$$[\pi_i] = [M]^{x_{1i} + x_{3i} + x_{5i}} [L]^{x_{1i} + x_{2i} - 3x_{3i} + x_{4i} - x_{5i} + x_{6i}} [T]^{-2x_{1i} - 2x_{4i} - x_{5i} - x_{6i}} \quad (17)$$

Dada la condición de edimensionalidad de π_i , implica que:

$$\text{para } M; \quad x_{1i} + x_{3i} + x_{5i} = 0$$

$$\text{para } L; \quad x_{1i} + x_{2i} - 3x_{3i} + x_{4i} - x_{5i} + x_{6i} = 0 \quad (18)$$

$$\text{para } T; \quad -2x_{1i} - 2x_{4i} - x_{5i} - x_{6i} = 0$$

de donde se deduce que la matriz dimensional resulta ser

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & -3 & 1 & -1 & 1 \\ -2 & 0 & 0 & -2 & -1 & -1 \end{bmatrix} \text{-----(19)}$$

a la cual le corresponde un rango $r = 3$, ya que el determinante de mayor orden distinto de cero es precisamente 3.

Por otra parte de acuerdo con el teorema Pi, la función homogénea \emptyset , (ecuación (6)), para este problema será

$$\emptyset (F_D, D, \rho, g, \mu, V) = 0 \text{-----(20)}$$

la cual depende de 6 magnitudes físicas (m), mismas que dependen de 3 magnitudes fundamentales (n) y puede ser reducida a otra función f de tres parámetros adimensionales, ya que $z = m - r = 3$.

$$f (\pi_1, \pi_2, \pi_3) = 0 \text{-----(21)}$$

donde cada parámetro adimensional π_i tienen la forma -- que la ecuación (17).

De la matriz dimensional (19), se observa que existen varios determinantes de orden 3 disotinto de cero, por lo que se crea un problema establecer el grupo de soluciones dependientes e independientes del sistema de ecuaciones (18), respectivo a cada parámetro π_i , ya que estos son diferentes entre si.

Para resolver el problema anterior y sin olvidar el objetivo de las funciones $\emptyset = f (\pi_i) = 0$, se ha establecido un criterio de solución en base a las siguientes observaciones:

- a).- Todas las variables en mecánica de fluidos -



se clasifican en los tres grupos siguientes; las que describen las fronteras geométricas, las que describen el flujo y las que describen el fluido; Al primer grupo corresponden las longitudes, áreas y volúmenes; al segundo grupo, tiempo velocidad, aceleración, gastos, fuerzas, cantidad de movimiento, energía y potencia entre otros, al tercer grupo, la densidad, peso específico, viscosidad, tensión superficial, elasticidad y presión de vapor entre otros.

B).- Si cada uno de los parámetros adimensionales π_i , de una función homogénea $f(\pi_i) = 0$ correspondientes a un fenómeno específico incluyeran todas las variables, entonces, la función homogénea no tendría sentido, dado que en cada uno de dichos parámetros aparecerían las mismas variables pero con distinto exponente, por lo tanto, cada parámetro debe incluir un cierto número de variables comunes y por lo menos una distinta.

c).- El número de parámetros adimensionales es $z = m - r$ e igual al número de soluciones linealmente independientes, lo cual implica que deben ser $m - r$ las variables que serán distribuidas entre todos los parámetros adimensionales, sin repetirse, para que los parámetros sean precisamente distintos, mientras que las r variables restantes serán comunes.

De las observaciones anteriores, se desprende la necesidad de seleccionar a las r variables comunes o repetitivas, para lo cual el criterio establece que estas deben cumplir con las siguientes características:

1ero.- Entre todas ellas se incluirán las n magnitudes fundamentales.

2do.- Por lo menos una de ellas debe corresponder a la geometría del medio sobre el cual se establece el flujo, otra debe corresponder al fluido y otra el flujo de modo que todas ellas sean completamente independientes.

3ero.- Si una variable es necesaria despejar de la función $f(\pi_i) = 0$ este no deberá seleccionarse como variable repetitiva.

4a.- Las variables repetitivas deben, conservar su respectivo exponente x_{mi} ($m = 1, 2, 3, \dots, m; i = 1, 2, 3, \dots, z$) y las soluciones linealmente independientes deberán ser iguales a uno, es decir el exponente x_{mi} respectivo a la variable que hará diferente a cada π_i será igual a la unidad.

En base al criterio anterior y continuando con el ejemplo de la fuerza de arrastre sobre una esfera sumergida, se tendrá que las r variables repetitivas deben ser 3 y de las cuales, la correspondiente a la geometría será D , para el flujo la velocidad V y para el fluido la masa específica, mismas que en conjunto incluyen las magnitudes fundamentales L, M y T . Como en este caso se desea conocer el valor de F_D , es decir se tendrá que despejar de $f(\pi_i) = 0$, entonces no conviene que ésta sea una variable repetitiva, luego, los parámetros adimensionales resultan ser:

$$\pi_1 = D^{x_{21}} \rho^{x_{31}} V^{x_{61}} F_D$$

$$\pi_2 = D^{x_{22}} \rho^{x_{32}} V^{x_{62}} g$$

$$\pi_3 = D^{x_{23}} \rho^{x_{33}} V^{x_{63}} \mu$$

El sistema de ecuaciones para cada π_i (18) se reduce a:

$$\begin{aligned} \text{Para } \pi_i; \quad & 1 + x_{31} = 0 \\ & 1 + x_{21} - 3x_{31} + x_{61} = 0 \\ & -2 - x_{61} = 0 \end{aligned}$$

cuya solución es: $x_{21} = -2; x_{31} = 1; x_{61} = 2$ por tanto π_i resulta ser:

i

$$\Pi_1 = D^{-2} \rho^{-1} V^{-2} F_D$$

Para π_2 ; $x_{32} = 0$

$$x_{22} - 3 x_{32} + 1 + x_{62} = 0$$

$$- 2 - x_{62} = 0$$

cuya solución es: $x_{22} = 1$; $x_{32} = 0$; $x_{62} = - 2$

y por tanto π_2 , resulta ser.

$$\pi_2 = D V^{-2} g$$

Para π_3 ; $x_{33} = 0$

$$x_{23} - 3 x_{33} - 1 + x_{63} = 0$$

$$- 1 - x_{63} = 0$$

cuya solución es: $x_{23} = - 1$; $x_{33} = -1$; $x_{63} = -1$

y por tanto π_3 , resulta ser:

$$\pi_3 = D^{-1} \rho^{-1} V^{-1} \mu$$

Ahora sustituyendo π_1, π_2 y π_3 en (21)

$$\phi = f (F_D / D^2 \rho V^2, Dg/V^2, \mu / D \rho V) = 0$$

de donde

$$F_D = D^2 \rho V^2 f_1 (Dg/V^2, \mu/D\rho V)$$

o bien $F_D = D^2 \rho V^2 f_2 (V^2/Dg, D\rho V/\mu) \text{ -----(22)}$

Siendo esta ecuación exactamente igual a la ecuación (4) donde $f_2 (V^2/Dg, D\rho V/\mu)$ resulta ser igual al coeficiente de arrastre C_D , que como se observa es función de dos parámetros adimensionales denominados; Números de Froude ($F_r = V^2/Dg$) y de Reynolds ($R_e = VD/\nu$) -- respectivamente, significando F_r , una relación de fuerzas de inercia a la de gravedad, R_e , una relación de --

fuerzas de inercia a la de viscosidad y que en algunos casos uno u otro parámetro es más importante; así es - el caso de cuerpos inversos en fluidos incompresibles y homogéneos de gran extensión o confinados entre fronteras fijas, donde C_D es función solamente de R_e y de la geometría del cuerpo, o sea $C_D = f (R_e, \text{Geom})$, ver figura N° 1

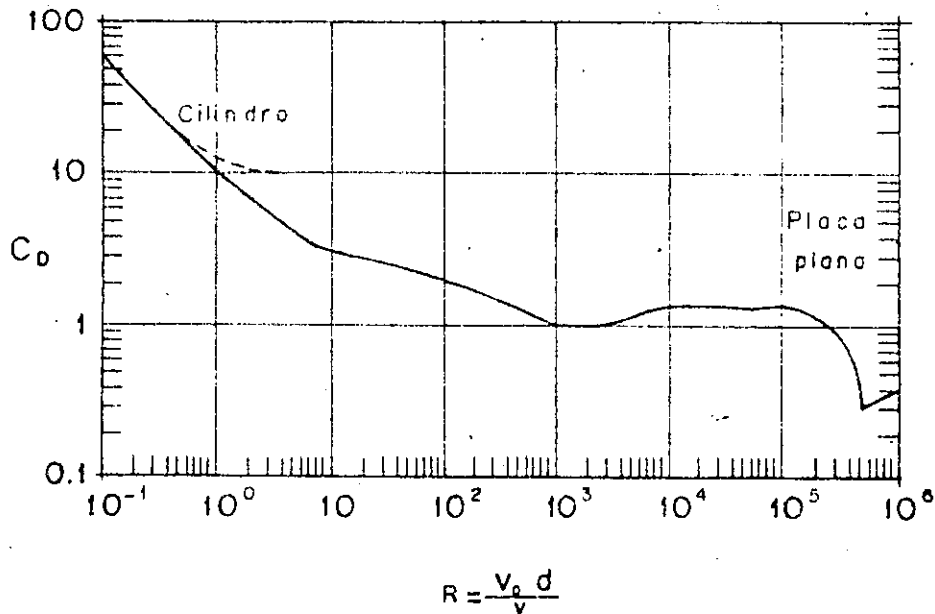


Figura N° 1 Número de Reynolds $V_s C_D$

Para cuerpos que se mueven sobre o cerca de una superficie interfacial líquido-líquido ó líquido-gas, el coeficiente C_D es función de las fuerzas de inercia, viscosas y gravitación a las debidas a la propagación de energía por movimiento ondulatorio en la superficie interfacial, así entonces $C_D = f (R, F, \text{Geometría})$.

El efecto gravitacional disminuye conforme la profundidad aumenta, finalmente se llega al caso en que C_D vuelve a ser función únicamente de R_e y de la geometría.

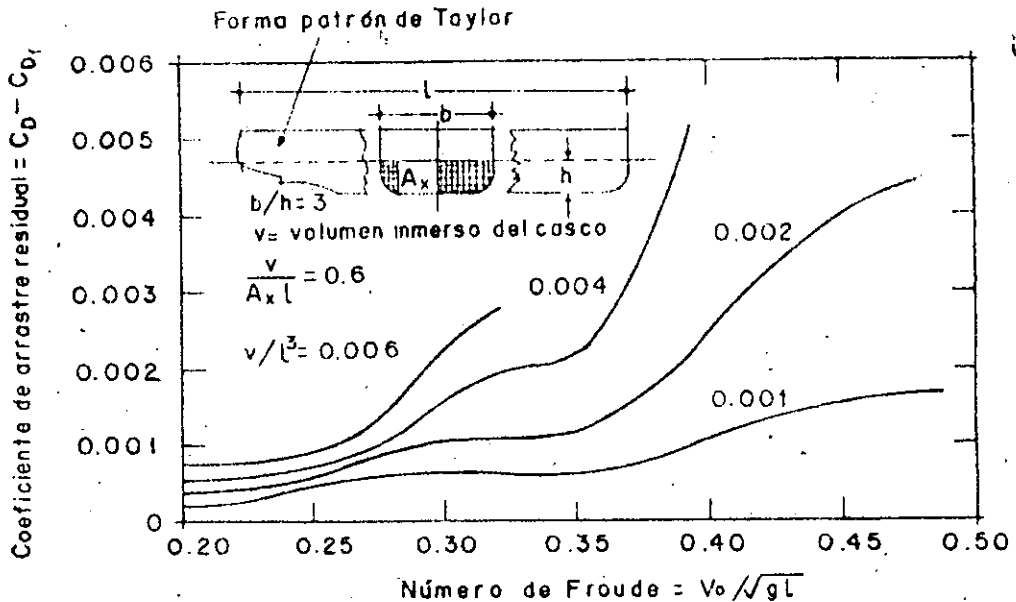


Figura N° 2 Número de Froude - C_D

2.3.- Números Adimensionales de importancia en la Mecánica de los fluidos.

La ecuación general que gobierna el movimiento de un fluido cualquiera dentro de un conducto de forma arbitraria y sin considerar transferencia de calor, puede ser obtenida mediante la aplicación del teorema "Pi" sobre las variables físicas que intervienen en el fenómeno y que son las siguientes:

- Variables Geométricas:

Magnitudes transversales de la sección Y

Otras magnitudes lineales, K_1, K_2, \dots

- Variables del flujo.

- Presión p
- Velocidad del flujo. v
- Aceleración de la gravedad, g .

- Variables del fluido

- Viscosidad, μ
- Tensión superficial, σ
- Módulo de elasticidad volumétrico, E
- Masa específica, ρ

Todas estas variables se considerarán función de las magnitudes fundamentales longitud(L), masa(M), y tiempo(T); de manera tal que las ecuaciones dimensionales de cada una de las variables físicas serán:

$$\begin{aligned}
 [Y] &= [L] \\
 [k_i] &= [k_2] = \dots = [L] \\
 [p] &= [M L^{-1} T^{-2}] \\
 [v] &= [L T^{-1}] \\
 [g] &= [L T^{-2}] \\
 [\mu] &= [M L^{-1} T^{-1}] \\
 [\sigma] &= [M T^{-2}] \\
 [E] &= [M L^{-1} T^{-2}] \\
 [\rho] &= [M L^{-3}]
 \end{aligned}$$

Conociendo, tanto el número de magnitudes físicas, las ----- magnitudes fundamentales, y aplicado el teorema "Pi" tal como se hizo en el ejemplo anterior, se arriba a la siguiente función homogénea.

$$f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7 \dots) = 0 \quad (23)$$

donde:

$$\pi_1 = \rho v y / \mu = Re$$

$$\pi_2 = v^2 / y g = Fr$$

$$\pi_3 = \frac{v^2 \rho}{E} = C$$

$$\pi_4 = \frac{v^2 \rho}{P} = E$$

$$\pi_5 = \frac{v^2 \rho y}{\sigma} = W$$

$$\pi_6 = \frac{y}{k_1}$$

$$\pi_7 = \frac{y}{k_2}$$

25

denominando respectivamente a R_e , F_r , C , E , W , Números Adimensionales de; Reynolds, Froude, Cauchy, Euler y Weber, donde cada uno de ellos son independientes entre sí y cuyo significado físico es el siguiente:

Número de Reynolds, R_e , relaciona las fuerzas de inercia a las fuerzas de viscosidad.

Número de Froude, F_r , (es costumbre utilizarlo como $v/(gy)^{1/2}$ en vez de v^2/gy), relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas de gravedad.

Número de Cauchy, C , relaciona las fuerzas de inercia contra fuerzas elásticas. si en este número, el módulo de elasticidad volumétrica es puesto en función de la velocidad del sonido (c) ---

asociada a cada estado del fluido ($\epsilon = \frac{c}{\rho}$), entonces se tiene -
 que la relación $\frac{v^2 \rho}{E}$ se transforma en $\frac{v}{\nu}$, denominándose
 a esta relación (que también es un parámetro adimensional). *Número*

~~de Mach~~ de Mach, el cual también relaciona fuerzas de inercia
 con fuerzas elásticas.

Número de Euler, E, relaciona las fuerzas de inercia a las -
 fuerzas de presión. En trabajos de orden práctico el valor de E es
 igual a $v / \left(\frac{2}{\rho} p \right)^{1/2}$.

Independientemente a los parámetros antes mencionados, en ---
 otras ocasiones de carácter particular, intervienen otras varia---
 bles en el comportamiento del flujo de un fluido lo cual dá origen
 además a otros parámetros o números adimensionales, tales como:

Número de Rossby, $R_o = \frac{v}{\Omega r}$ el cual relaciona las fuerzas -
 de inercia con las fuerzas de Coriolis (originada por la rotación
 de la tierra; Ω , es la velocidad de la tierra y r, el radio del
 paralelo del lugar).

Número de Richardson, $R_i = \frac{g_y}{v^2} \left(\frac{\Delta T}{T} \right)$, que relaciona --
 fuerzas de inercia con las fuerzas termodinámicas, originadas és--
 tas por el cambio de temperatura $\left(\frac{\Delta T}{T} \right)$.

Número de Strouhal, $S = n y / v$ el cual relaciona fuerza de i--
 nercia con fuerza originadas por fenómenos periódicos de frecuen--
 cia n dentro del flujo.

Número de Karman, $K = \frac{\epsilon v_s}{\nu}$, el cual relaciona las fuerza
 viscosas con las fuerzas producidas por el fluido al entrar en con-
 tacto con l. frontera, ϵ_s es el tamaño absoluto se la rugosidad -
 v , la velocidad de corte es igual a $(\tau_o / \rho)^{1/2}$, ν , la visco--
 cidad cinemática, τ_o , el esfuerzo cortante en la frontera y ρ ,
 la masa específica del fluido.

Número de Prandtl, $P_r = \frac{C_p \mu}{k}$, el cual se utiliza en estudios sobre transferencia de calor, donde C_p es el calor específico a presión constante, μ la viscosidad del fluido y k la conductividad térmica del fluido.

Número de Schmidt, $S = \nu/D$, el cual frecuentemente es usado en problemas de difusión molecular, el cual relaciona la viscosidad cinemática y el coeficiente de difusión molecular.

CAPITULO IV

MODELOS HIDRAULICOS

4.1.- Generalidades

En el capítulo primero, se mencionó que la experimentación, tiene por objeto verificar la validez de -- las soluciones análíticas o modelo matemático de un -- problema dado, o si es preciso afectarlos de coeficientes de corrección, y en tal caso, fijar el valor de -- los mismos; lo cual implica establecer un programa definido de observaciones de todas las variables que intervienen en el problema, en forma particular o de conjunto, empleandose para la ejecución de éste el ente -- real, ya sea natural o artificial, denominado prototipo, u otra entidad que represente a aquella y que generalmente es mas pequeña, denominada modelo físico, resultando en mucho, más barato que aquel y más fácil de alterar en alguna o algunas de sus partes cuando no se cumplan con el fin deseado, lo que justifica ampliamente la utilización de éste o estos, los modelos físicos.

La aplicación de cualquiera de los dos tipos de -- modelos, evidentemente tienen sus limitaciones, mismas que van a depender de la complejidad del problema que se traduce en la intervención de las variables y sus -- fronteras a tratar, siendo en algunos casos, los modelos matemáticos (basados en cálculos numéricos) los -- más apropiados; tal es el caso de flujos transitorios, sin embargo, es cada vez mas interesante el uso combinado de los dos, pues uno proporciona mejor información que el otro en zonas específicas en el interior -- de la región a estudiar.

La construcción de un modelo matemático como de un modelo físico, son de estructuración filosófica --- igual, es decir, ambos deben reproducir de una manera adecuada el o los fenómenos involucrados en el problema, de modo de asegurar que la solución obtenida del modelo no sea válida únicamente en él, sino que pueda ser extendida al prototipo, lo que implica que el modelo deba ser altamente confiable para así también contar con una mayor facilidad de interpretación y en consecuencia una buena predicción hacia el prototipo.

Para lograr un alto índice de confianza del modelo, es necesario calibrarlo y verificarlo, es decir; - ajustar el modelo mediante mediciones hechas en prototipo, de tal manera que los valores de las mediciones del modelo concuerden (calibración) lo suficiente con los hechos en prototipo para una situación específica. Una vez calibrado, se procede a reproducir otra situación conocida sin ningún otro ajuste, de esta manera se ha verificado que el modelo se esté comportando como el prototipo, luego de cualquier nueva situación propuesta en el modelo y de la información obtenida de éste, podrá transportarse al prototipo con la confianza ya establecida.

4.2.- Teoría de la Similitud.

4.2.1.- Concepto de similitud.

Si disponemos de una fotografía correspondiente a un instante y a un lugar dado, podríamos decir, que esta imagen impresa en papel será tan fiel a aquel instante y lugar real cuanto mejor el aparato fotográfico lo sea (asumiendo que la operación de éste es óptimo); de otro modo, encontraremos diferencias que harán de ésta malhumorosamente aceptable.

De manera parecida, la fidelidad de un fenómeno hidráulico en modelo con respecto al prototipo y la predicción del comportamiento de éste en base a observaciones ejecutadas en aquel, va a depender de una herramienta o aparato denominado similitud, la cual definirá a ambos sistemas como geoméricamente y/o mecánicamente semejantes.

4.2.2. Similitud geométrica.

Sean dos sistemas A_1 y A_2 mostrados en la figura 4.1 - mismos que tienen un centro común de proyección lineal denominado "Centro homólogo", de modo que cada rayo pasará por puntos semejantes denominados también homólogos, por ejemplo:

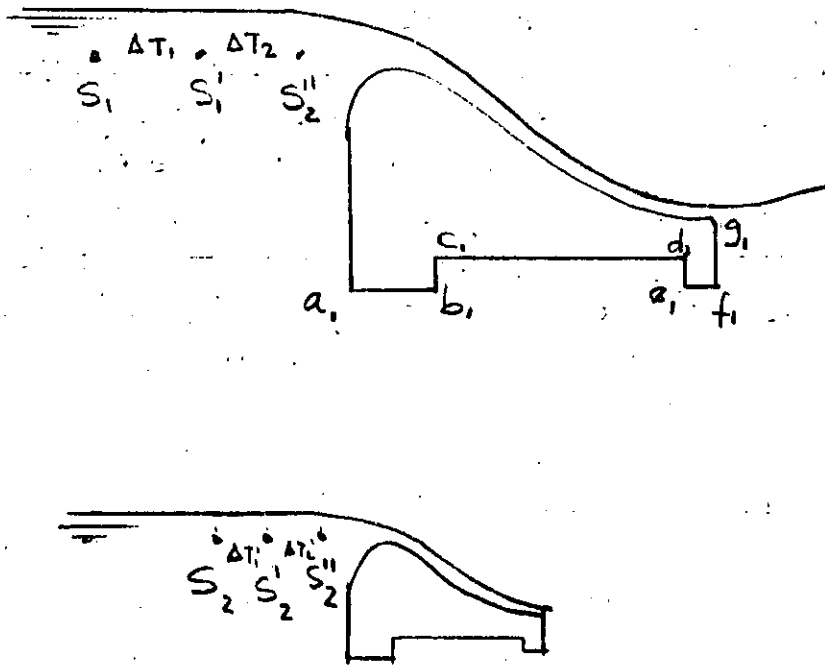


Figura 4.1.

Centro homólogo . . .

##

(29)

De esta proyección lineal, es claro que la relación de longitudes $\overline{a_1 b_1} / \overline{a_2 b_2}$ es igual a las relaciones $\overline{b_1 c_1} / \overline{b_2 c_2}$, $\overline{c_1 d_1} / \overline{c_2 d_2} \dots$, es decir que la relación entre magnitudes lineales homólogas de ambos sistemas es constante, la que definida en forma general resulta ser $\frac{L_1}{L_2} = K_L$ -- condición denominada "Similitud Geométrica", la que a su vez establece que los sistemas son similarmente geométricos.

4.2.3. Similitud Cinemática.

En base al sistema anterior se infiere que las trayectorias seguidas por las partículas líquidas deben ser también semejantes pero además, si la relación de los tiempos empleados por las partículas en recorrer las distancias respectivas es constante $\Delta t_1 / \Delta t_2 = \Delta t'_1 / \Delta t'_2 = \dots = T_1 / T_2 = K_T$, entonces los sistemas serán controlados por las relaciones --- constantes K_L y K_T que en conjunto definen la " Similitud cinemática ", misma que establece que los sistemas sean similarmente cinemáticos.

4.2.4. Similitud Dinámica.

Por otra parte, si en secciones homólogas tales como S_1 y S_2 , S'_1 y S'_2 , S''_1 y S''_2 las masas del fluido que pasan en un instante t son respectivamente M_1 y M_2 , M'_1 y M'_2 , M''_1 y M''_2 de modo que las relaciones M_1 / M_2 , M'_1 / M'_2 , M''_1 / M''_2 -- sean iguales y constantes en el tiempo ($K_M = M_1 / M_2$); entonces

###

se dice que los sistemas son controlados por relaciones constantes K_L , K_T y K_M las que a su vez definen a esta condición como "Similitud Dinámica" misma que establece que los sistemas sean similarmente dinámicos.

De acuerdo a lo establecido anteriormente, se concluye que la existencia de una similitud completa entre los sistemas A_1 llamado prototipo y el A_2 llamado modelo será cuando se cumpla con la similitud dinámica, de modo que cualquier relación de magnitudes homólogas, deberán ser constantes y definidas en base a las relaciones fundamentales K_L , K_T , K_M .

Las relaciones constantes antes mencionadas se denominan escalas (E) que aquí se definirán siempre como el cociente de la magnitud en prototipo a la magnitud homóloga en el modelo, así:

$$\frac{A_p}{A_m} = E_A \quad (24)$$

siendo A, una magnitud cualquiera que cuando corresponda al prototipo se señalará con el índice p y para el modelo con el índice m. E_A , la escala de la magnitud A, misma que puesta en función de las escalas básicas será:

$$E_A = E_L^{x_1} E_T^{x_2} E_M^{x_3} \quad (25)$$

siendo x_1 , x_2 , x_3 las dimensiones correspondientes a las dimensiones de las magnitudes fundamentales de la ecuación dimensional de A. Ejemplo:

Para la velocidad V; $[V] = [LT^{-1}]$

luego, la escala de velocidades es $E_V = E_L E_T^{-1}$

para la fuerza F; $[F] = [MLT^{-2}]$

luego, la escala de fuerza es $E_F = E_M E_L E_T^{-2}$

Ahora bien, al satisfacerse la ecuación dimensional de una magnitud dada, en ambos sistemas, se puede extender esta propiedad de la forma siguiente: que en modelo y prototipo se satisfacen todas las ecuaciones-homogéneas que gobiernen el fenómeno en tratado.

4.2.5.- Criterios de similitud.

En base a lo anteriormente expuesto, se puede establecer que la ecuación que rige el comportamiento -- del flujo de un fluido en prototipo, debe cumplirse -- también en modelo, siendo esta ley o ecuación, deducida de un análisis dimensional o algún otro análisis matemático, por ejemplo la ecuación N° 23 y la obtenida por Navier - Stokes (ec. N° 28).

Haciendo la inspección sobre esta ley, se llega a criterios de similitud importantes, por ejemplo, en la ecuación N° 23, puede considerarse en principio, que ninguna otra fuerza es de verdadero interés que las de inercia y de viscosidad, resultando entonces que la función homogénea dependerá únicamente del número de Reynolds (R_e), mismo que por ser un parámetro adimensional, deberá ser igual para el prototipo y para el modelo, de modo que:

$$\frac{R_{ep}}{R_{em}} = \frac{\left(\frac{\rho V^2}{\mu} \right)_p}{\left(\frac{\rho V^2}{\mu} \right)_m} = 1. \quad (26)$$

de donde

$$E_V \cdot E_\mu^{-1} \cdot E_y^{-1} \cdot E_\rho = 1$$

Con esta consideración se dirá que el sistema modelo prototipo será tratado bajo el criterio de Reynolds.

Antes bien, al analizar la ecuación de movimiento de un elemento de un medio elástico, se puede observar que la condición de presencia únicamente de las fuerzas de inercia y de gravedad, resultará que en este caso número de Froude, (Fr), quien debe ser igual en el modelo y prototipo, obteniéndose que

$$\frac{F_{rp}}{F_m} = \frac{(v^2/gy)p}{(v^2/gy)m} = 1 \quad (27)$$

En base a lo anterior, se puede establecer que la ecuación que rige el comportamiento del fluido en prototipo debe cumplirse también en modelo, siendo estas las ecuaciones de movimiento y la ecuación de continuidad, por tanto el sistema modelo-prototipo se regirá bajo el criterio de similitud de Froude.

Al considerar la inercia y la elasticidad, se debe considerar solamente la existencia de las fuerzas de inercia y de elasticidad, las de inercia y de tensión superficial, las de inercia y de presión, el sistema modelo-prototipo se regirá bajo el criterio de Cauchy y de Euler respectivamente, resultando que (R) debe ser igual para el prototipo y para el modelo

$$E_v = (E_p^{-1} E_E)^{1/2}, \text{ para el criterio de similitud de Cauchy.}$$

$$E_v = \left(\frac{E_p}{\rho} \right)^{1/2} \text{ para el criterio de similitud de Weber.} \quad \text{donde } E_p = \frac{R}{L}$$

$$E_v = (E_p^{-1} E_E)^{1/2} \text{ para el criterio de similitud de Euler.}$$

Con estas relaciones se puede obtener el criterio de similitud de Reynolds del prototipo para el modelo

La ecuación de Navier - Stokes, que expresa con otras palabras el comportamiento del flujo de un fluido incompresible y viscoso, es escrita como

$$a = \left(u \frac{du}{dx} + v \frac{dv}{dy} + w \frac{dw}{dz} \right) = g \nabla h - \frac{1}{\rho} \nabla P + \nu \nabla^2 q \quad (28)$$

siendo

a , la aceleración de las partículas fluidas.

g , la aceleración de la gravedad.

h , el potencial de fuerzas de gravedad.

ρ , masa específica del fluido.

p , potencial de presiones.

u , velocidad componente de q en la dirección X.

q , velocidad total de las partículas

v , velocidad componente de q en la dirección Y.

w , velocidad componente de q en la dirección Z.

∇ , vector diferencial operacional e igual a

$$\left(\frac{\partial}{\partial x} \bar{i} + \frac{\partial}{\partial y} \bar{j} + \frac{\partial}{\partial z} \bar{k} \right)$$

Los términos de la ecuación, asociados a una masa unitaria dá por resultado lo siguiente:

a = fuerza de inercia por unidad de masa.

$g \nabla h$ = fuerza de gravedad por unidad de masa.

$\frac{1}{\rho} \nabla p$ = fuerza de superficie por unidad de masa.

$\nu \nabla^2 q$ = fuerza de viscosidad por unidad de masa.

Dado que esta ecuación como anteriormente se anotó, debe satisfacerse en prototipo y modelo, luego, si se hacen -- las consideraciones de que la fuerza de inercia es primeramente asociada con las fuerzas de gravedad porque los otros no existan o son suficientemente pequeñas que puedan despreciarse, se tendrá:

$$u \frac{du}{dx} + v \frac{dv}{dy} + w \frac{dw}{dz} = -g \nabla h = -g \left(\frac{\partial h}{\partial x} \bar{i} + \frac{\partial h}{\partial y} \bar{j} + \frac{\partial h}{\partial z} \bar{k} \right)$$

Ahora tomando la componente de esta ecuación en la -- dirección del eje y (orientando verticalmente) resulta

$$v \frac{dv}{dy} = -g \frac{\partial h}{\partial y}$$

que dimensionalmente equivale a

$$\left[\frac{v^2}{L} \right] = [g]$$

Luego, si esto se hace cumplir en prototipo y modelo se tendrá

$$\frac{\left[\frac{v^2}{L} \right]_p}{\left[\frac{v^2}{L} \right]_m} = \frac{[g]_p}{[g]_m}$$

o bien

$$\frac{\frac{v_p^2}{\rho}}{\frac{v_m^2}{\rho}} = \frac{g_p}{g}$$

$$\frac{L_p}{L_m}$$

haciendo el siguiente arreglo resulta;

$$\frac{v_p^2}{g_p L_p} = \frac{v_m^2}{g L_m}$$

que como puede observarse, cada miembro es igual al número de Froude, luego entonces el sistema modelo-prototipo se regirá bajo el cumplimiento del criterio de similitud de Froude, resultando por tanto que

$$E_v = (E_g E_L)^{1/2}$$

De manera semejante, al considerar solamente la asociación de fuerzas de inercia y de viscosidad por una parte, y las de inercia y de superficie por otra, se obtendrá que el modelo se regirá bajo el criterio de similitud de Reynolds y de Euler respectivamente, dando por resultado que

$$E_v = E_\mu^{-1} E_\nu, \text{ para el criterio de similitud de Reynolds.}$$

$$E_v = (E_\rho^{-1} E_p)^{1/2}, \text{ para el criterio de similitud de Euler.}$$

como se observa, estos criterios de similitud, son los mismos obtenidos a través de la ecuación homogénea No. 23, sin embargo, es obvio para ambos casos, cuestionar en el sentido de cumplirse simultáneamente los criterios anteriores, pues anteriormente se estableció que las ecuaciones (23) y (28) se satisfacen en su totalidad en el modelo y en el prototipo.

Contestando a tal cuestionario, se procederá a continuación -

a considerar lo que ocurriría al cumplirse al unisolo los criterios de similitud de Froude y Reynolds.

Así, igualando las escalas de velocidad respectivas se obtiene:

$$E_v = (E_g E_L)^{1/2} = E_L^{-1} E_v$$

Ahora, si se estima que el valor de g_p es igual a g_m , es decir, que el modelo y el prototipo se localizan en el mismo campo gravitatorio, esto implica que $E_g = 1$, de donde entonces,

$$E_L^{1/2} = E_L^{-1} E_v$$

y por tanto

$$E_L = E_v^{2/3}$$

lo cual manifiesta que si $E_v \neq 1$, entonces el fluido en modelo y prototipo deberán ser diferentes, de otro modo si $E_v = 1$, ($v_p = v_m$), la escala de líneas es igual a la unidad, por lo que $L_p = L_m$, y por lo tanto no existe modelo.

De lo anterior, se puede concluir, que para satisfacerse simultáneamente los criterios de Froude y Reynolds es necesario que los fluidos sean de viscosidades diferentes.

En forma semejante a lo anterior, a continuación se compara el comportamiento del sistema modelo prototipo al cumplirse simultáneamente los criterios de similitud de Froude, Euler, Weber y Cauchy.

De esta tabla se concluye lo siguiente; los criterios de similitud de Froude, Euler, Weber y Cauchy si son satisfechos simultáneamente cuando en el sistema modelo prototipo el fluido es el mismo situación que no es compatible con el criterio de similitud de

Reynolds.

Independientemente del criterio de similitud a cumplir, es --- importante hacer notar que cualquier escala a obtener, ésta puede - ser derivada de las escalas básicas E_M , E_L , E_T , y en consecuencia se tendrán tres grados de libertad, sin embargo, por razones prácti-- cas de construcción y operación de modelos, la escala de masas E_M , - podrá considerarse como una escala derivada función de la escala de masa específica E , ya que los fluidos en prototipo son conocidos - y en modelos son factibles a seleccionarse, lo que implica que ρ_p y ρ_m sean también conocidos y en consecuencia E_p . De modo semejante al considerarse el mismo campo gravitatorio, ó sea, que $g_p = g_m$, -- resulta que $E_g = 1$, y por tanto $E_g = E_L E_T^{-2} = 1$, de donde $E_T = E_L^{1/2}$. Por lo anterior se puede establecer que el sistema se reduce a un -- solo grado de libertad, E_L .

Es importante indicar que además de las condiciones anteriores, - existen otras que en el momento de que parámetros no tomados en con- sideración en las ecuaciones (23) y (23) ejercen una influencia impor- tante, tal como se señaló en el inciso 2.2.3, estableciéndose enton- ces, las condiciones de Rossby, Richardson, Strouhal, Karman, ----- Prandtl, Smidt, etc, condiciones que en capítulos posteriores serán tratados.

<i>Cond.</i> Ley de similitud de Froude	<i>Cond.</i> Ley de similitud de Euler	<i>Cond.</i> Ley de similitud de Weber	<i>Cond.</i> Ley de similitud de Cauchy
$E_V = (E_g E_L)^{1/2}$	$E_V = (E_\rho^{-1} E_p)^{1/2}$	$E_V = (E_\rho^{-1} E_L^{-1} E_\sigma)^{1/2}$	$E_V = (E_\rho^{-1} E_E)^{1/2}$

si $g_p = g_m \Rightarrow E_g = 1$

si el fluido en prototipo y modelo son iguales, esto implica que

$\rho_p = \rho_m, \nu_p = \nu_m$, luego, $E_\rho = 1$, y $E_\nu = 1$

sustituyendo estas condiciones se obtiene

$E_V = E_L^{1/2}$	$E_V = E_p^{1/2}$	$E_V = (E_L^{-1} E_\sigma)^{1/2}$	$E_V = E_E^{1/2}$
-------------------	-------------------	-----------------------------------	-------------------

Ahora en base a las escalas básicas $E_M E_L E_T$, tiene que:

$E_L = E_T$	$E_p = E_M E_L^{-1} E_T^{-2}$	$E_\sigma = E_M E_T^{-2}$	$E_E = E_M E_L^{-1} E_T^{-2}$
	y $E_M = E_\rho E_L$		
	como $E_\rho = 1$		
$E_V = E_L^{1/2}$	$E_V = (E_L^2 E_T^{-2})^{1/2}$	$E_V = (E_L^2 E_T^{-2})^{1/2}$	$E_V = (E_L^2 E_T^{-2})^{1/2}$
	como $E_g = 1 \Rightarrow E_T = E_L^{1/2}$		
$E_V = E_L^{1/2}$	$E_V = E_L^{1/2}$	$E_V = E_L^{1/2}$	$E_V = E_L^{1/2}$

4.2.6.- Consideraciones generales para el diseño de modelos

Ya en el capítulo I se trató la forma de la planeación de un experimento, de modo que tomando esto como base y aplicado a un problema específico como es el caso de ejecutar un trabajo experimental sobre un modelo hidráulico, se presenta a continuación las consideraciones principales para el diseño del mismo, iniciándose para ello establecer en forma amplia el tipo de problema a estudiar, que de acuerdo a las limitaciones de espacio, presupuesto, -- instalaciones y equipo, materiales y personal, se determina:

- 1).- El tipo de modelo
- 2).- La selección de escalas.
- 3).- El tipo de rugosidades
- 4).- El material del fondo

4.2.6.1.- Tipos de modelos

El modelo de un río, canal, laguna ó costero, puede ser -- construido con fronteras fijas o móviles, mas comunmente -- llamados; modelos de fondo fijo o modelos de fondo móvil.

Los modelos de fondo fijo, son empleados para reproducir fenómenos en donde la variación de niveles, y las -- velocidades del flujo sean parámetros determinantes, tal -- es el caso de proyectos de control de avenidas, de navegación y de irrigación. En otros casos, fenómenos locales -- sobre estructuras es tambien importante estudiar, asi se-

puede mencionar, el conocer el comportamiento hidráulico de; vertederos, compuertas, obras de toma y de descarga, estructuras sumergidas, etc., en donde el patrón de flujo y niveles del agua son fundamentales.

Los modelos de fondo móvil, son empleados para el estudio de problemas relacionados con la estabilización de cauces de ríos o canales y playas de modo que aquí las variables del fluido y del flujo combinados con los del sedimento y la mecánica del transporte del mismo son importantes a reproducir.

Cuando en un modelo hidráulico las escalas de magnitudes lineales horizontales, verticales e inclinadas son iguales, se dice que el modelo es similarmente geométrico; mientras que, cuando existen por lo menos dos escalas de líneas diferentes, por ejemplo, una para longitudes horizontales (E_x) y otra para longitudes verticales (E_y), el modelo será distorsionado, denominándose a la relación E_x/E_y como distorsión (Δ), la cual será siempre mayor que la unidad, ya que E_x es mayor que E_y .

Las causas que ocasionan la distorsión, son diferentes, entre otras:

a).- Cuando la rugosidad necesaria a representar están pequeña que físicamente es imposible de conseguirla. Por ejemplo, no es posible proporcionar coeficientes de rugosidad de Manning (n) en el modelo inferiores a 0.008.

b).- Cuando el tipo de flujo en el modelo no corres-

ponda al de prototipo. Por ejemplo, se el flujo en prototipo es hidráulicamente rugoso o altamente turbulento, en el modelo aunque no se cumpla cuantitativamente, si se deberá satisfacer cualitativamente.

- c).- Por razones de espacio; es decir, cuando el modelo resulte muy grande con respecto a la superficie disponible, obligando por tanto, a aumentar (numéricamente) la escala de líneas lo que a su vez implica reducir el tamaño de las magnitudes verticales, haciéndose más fuerte la influencia de otros fenómenos, como es el caso de la tensión superficial que en prototipo no sean de consideración.
- d).- Equipo de medición. En el caso de disponer o construir equipo de medición cuyas proporciones no permitan obtener la información correcta, por ejemplo; si en el modelo de la sección transversal de un río o canal se cuenta con un tirante de 4 cm y se desea medir la velocidad puntual en la superficie, y a diferentes profundidades con un micromolineté cuya hélice tenga 2.5 cm de diámetro, esto no será posible.

4.2.6.2.- Selección de escalas

Generalmente la selección de escalas lineales tanto horizontales E_x y verticales E_y , se hace en forma independiente, buscando siempre que el modelo resulte lo más grande posible; siempre y cuando, el presupuesto, el espacio, el

tiempo, la instrumentación, las rugosidades a reproducir y la alimentación de agua lo permitan.

En la tabla N° (X), se anotan los rangos de escalas lineales empleados para problemas diversos, así como las distorsiones máximas admisibles, tanto para modelos de fondo fijo como para modelos de fondo móvil.

En la selección de escalas, es recomendable tomar en consideración, que durante la operación del modelo, el efecto de escala, sea lo más reducido posible.

El efecto de escala, se puede definir, como la diferencia resultante entre las condiciones del modelo y el prototipo, causada por la imposibilidad práctica de modelar simultáneamente todas las fuerzas actuantes en el prototipo. Por ejemplo, cuando un modelo se trabaja con el mismo fluido del prototipo, es imposible cumplir con las condiciones de Froude y de Reynolds (inciso 4.2.5.). Otro ejemplo, es cuando por razones de escalas, la rugosidad de un cauce de un río o canal de un modelo de fondo fijo, resulta ser mayor que la de prototipo, estableciéndose la necesidad en muchas de las veces, en proporcionar una rugosidad adicional (rugosidad artificial), misma que generará otros fenómenos (fenómenos parásitos) que en el prototipo no ocurren.

Cuando los modelos son de escalas lineales, numéricamente grandes de modo que las magnitudes resulten pequeñas, la acción de la tensión superficial crece, situación esta en prototipo no se presenta.

Otro efecto de escala, se presentaría por la presencia de los límites del modelo, si bien estos no pueden evitarse, si deberán ubicarse de tal forma que su efecto sea mínimo, por ejemplo, en el caso de modelos marítimos, los fenómenos parásitos de reflexión y de fricción pueden ser importantes.

Evidentemente, los efectos de escala, causan sobre la información obtenida de los modelos cierta incertidumbre, por lo que los datos deberán ser cuidadosamente interpretados y corregidos si es necesario para hacer una predicción correcta al prototipo. En los incisos subsecuentes se darán recomendaciones sobre como tratar los efectos de escala.

4.2.6.3.- Tipo de Rugosidades.

Quando hay necesidad de establecer en el modelo la condición similitud de fricción entre el fluido en movimiento y las fronteras sólidas del flujo, deberá tomarse en cuenta las rugosidades de la superficie de dichas fronteras. El factor rugosidad es una cantidad que depende del tamaño, de la forma, y de la distribución de la propia rugosidad, de ^{manera} ~~modo~~ que resulta ser variable para cada sección siendo realmente difícil de reproducir en el modelo, así como el valor respectivo del factor de fricción - que puede éste ser traducido en un coeficiente; ya sea el de Chezy, Manning u Otro.

En la generalidad de los casos de incremento de rugosidad en los modelos, se procede a colocar los elementos discretos de tamaño, forma y distribución específica, los cuales consisten en pequeños montículos de cemento - arena de distinta forma ~~parte de~~ (sección rectangular, circular), malla de alambre y grava entre otras.

Normalmente se procede a colocar los elementos seleccionados en un número exagerado o deficiente, y durante la calibración se colocan o se retiran los necesarios; -- operación que implica conocimiento del número de elementos necesarios.

A continuación se presenta un criterio que permite determinar con un grado de aproximación amplio, el número necesario de estos elementos para satisfacer la rugosidad artificial.

Considerese que en el modelo se requiere satisfacer un coeficiente de fricción C_m (coeficiente de Chezy), obtenido del cociente C_p/E_c (C_p es el coeficiente de fricción de Chezy en prototipo y E_c , la escala de coeficiente de fricción), de modo que si el acabado de la superficie del modelo y el flujo en el mismo manifiesta que el coeficiente de fricción es $C'_m < C_m$, entonces habrá necesidad de incrementar C'_m en una cantidad C''_m para satisfacer C_m .

En base a lo anterior, se puede establecer que, la fuerza (F_m) de fricción del flujo asociada a C_m , es igual a la suma de las fuerzas de fricción del flujo asociadas a C'_m y C''_m respectivas.

$$F_m = \frac{\rho_m g_m v_m^2}{(C'_m)^2} + \frac{\rho_m g_m v_m^2}{(C''_m)^2} = \frac{\rho_m g_m v_m^2}{(C_m)^2}$$

de donde

$$C_m'' = \left[(C_m)^2 - (C_1)^2 \right]^{1/2}$$

Por otra parte, al colocarse la rugosidad artificial esta será expuesta a una fuerza de arrastre

$$F_D = \frac{1}{2} N \rho_m C_D A v_m^2$$

donde, C_D , es el coeficiente de arrastre

A , es el área del elemento proyectada normal al flujo.

N , es el número de elementos por unidad de superficie.

Igualando esta fuerza F_D , con la fuerza de fricción que el flujo generaría al incrementar la rugosidad natural del acabado de la superficie del modelo, se tendrá:

$$F_D = \frac{\rho_m g_m v_m^2}{(C_m'')^2} = \frac{1}{2} N \rho_m C_D A v_m^2$$

de donde

$$N = \frac{2g}{C_D A} \frac{1}{\left[(C_m)^2 - (C_1)^2 \right]}$$

4.2.6.4.- Material del fondo.

Para modelos de fondo móvil, es importante emplear material que se comporte similarmente al material del prototipo, para lo cual, (de no ser el mismo material de prototipo), se seleccionarán condiciones de similitud específicas, tamaños y distribución de granos así como densidades de material también específicas. La selección, deberá incluir la facilidad de manipularse y controlarse durante la operación normal del modelo, la disponibilidad en cantidad suficiente y el menor costo.

Como anteriormente se dijo, independientemente de emplear el mismo material de prototipo se usan otros, tales como; arenas, carbón, bakelita, aserrín, cáscara de nuez y plásticos.

4.3.- Modelos de fondo fijo.

4.3.1.- Flujo a superficie libre en ríos y canales.

Recordando que la semejanza completa de un sistema modelo - prototipo, existe cuando los sistemas dinámicos respectivos sean similares (4.2.4.), mismo que implica la satisfacción de la similitud geométrica y cinemática.

Para el estudio del flujo de agua en un río o canal en donde no es interesante tratar el comportamiento del cambio de las fronteras del cauce (taludes, plantilla, trazo longitudinal) sino únicamente el comportamiento hidráulico entre dichas fronteras, la similitud geométrica requiere además de que las estructuras del sistema modelo - prototipo sean similarmente geométricas lo sea también el flujo, o de otro modo el patrón de flujo conformado por las líneas de corriente. Por otra parte, la semejanza de los campos de velocidades y aceleraciones del sistema conduce a satisfacer la semejanza del campo de fuerzas, dinámico o de movimiento que para un flujo unidireccional se expresa como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial d}{\partial x} - \frac{u|u|}{c^2 d} \quad \dots (1)$$

fuerza de inercia. -- fuerza-másica fuerza de fricción.

denominada ésta, ecuación de movimiento, la cual es un caso particular de la ecuación (28)

- u = velocidad en la dirección x
- g = aceleración de la gravedad
- d = tirante
- c = coeficiente de fricción de Chezy.

La similitud geométrica, implicará la necesidad de establecer escalas lineales iguales para todas las magnitudes longitudinales, situación ésta, que en la generalidad de los casos es de selección libre de dichas escalas, o bien establecer cierta distorsión, que dependerá de las causas ya explicadas en el inciso ---- (4.2.6.1.). Así, entonces, aquí siempre se señalará como conocidas la escala de líneas horizontales E_x y la escala de líneas verticales E_y , cuyos valores máximos serán discutidos posteriormente. Las restantes escalas (correspondientes a otras magnitudes) serán deducidas de la similitud dinámica.

En este primer ejemplo se considerará que el flujo es permanente, de modo que la ecuación (1), se reduce a-

$$u \frac{du}{dx} = -g \frac{dd}{dx} - \frac{u|u|}{c^2 d} \dots (2)$$

misma que deberá ser igual en modelo

$$\left(\frac{u \, d \, u}{dx}\right)_m = \left(-g \frac{d \, d}{dx \, m}\right) - \left(\frac{u \, |u|}{c^2 d}\right)_m \dots (3)$$

De acuerdo a la definición de escalas y considerando en el presente ejemplo que el modelo no es distorsionado ($E_x = E_y$), la escala de u , g , x , d y c . son:

$$E_u = \frac{u \, p}{u \, m} ; E_x = \frac{x \, p}{x \, m} ; E_d = \frac{d \, p}{d \, m} ; E_c = \frac{c \, p}{c \, m}$$

que substituidas en (3) se tendrá:

$$\left(\frac{u \, d \, u}{dx}\right)_p \left(\frac{E_u^2}{E_x}\right) = \left(E_g \frac{E_d}{E_x}\right) \left(-g \frac{d \, d}{dx}\right) \left(\frac{E_u^2}{E_c^2 E_d}\right) \left(\frac{u \, |u|}{c^2 d^2}\right)$$

de la cual se deduce que es necesario que

$$\left. \begin{aligned} \frac{E_u^2}{E_x} &= 1 \\ E_g \frac{E_d}{E_x} &= 1 \\ \frac{E_u^2}{E_c^2 E_d} &= 1 \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

para que la ecuación (4) sea igual a (3) como ya se explicó.

combinando las dos primeras ecuaciones del sistema -- (5) se obtiene

$$Eg \frac{E_d}{E_u^2} = 1$$

de donde se llega a la igualdad

$$F_{r_p} = \frac{u_p}{(g_p d_p)^{1/2}} = \frac{u_m}{(g_m d_m)^{1/2}} = F_{r_m}$$

la cual indica que el número de Froude en prototipo debe ser igual al número de Froude en modelo.

Resumiendo, el sistema (5) y dado que $E_x = E_d$ se tiene:

$$E_{F_r} = 1, \quad E_c = 1. \quad \dots\dots\dots (6).$$

que son las condiciones de similitud a cumplir.

Si el fenómeno, éste en especial, no tratado bajo la ley analítica conocida ec. (2), entonces, habría la necesidad de plantear las magnitudes importantes del problema, de modo de tratarlos a través del análisis dimensional para conocer su interrelación; así se dirá que dichas magnitudes son:

- Geométricas:

R = radio hidráulico

S = pendiente

ϵ = rugosidad

- del fluido

ρ = densidad

μ = viscosidad

- del flujo

V = velocidad media

g = aceleración de la gravedad.

mismas que son dependientes de las fundamentales masa (M), longitud (L) y tiempo (T), que bajo el teorema Π se llega a la función:

$$\pi\left(\frac{\xi}{R}, S, \frac{VR}{V}, \frac{V}{(gR)^{1/2}}\right) = 0 \quad \dots\dots (7)$$

que es un caso particular de la ecuación (23), pues - aquí, las ^{de} fuerzas tensión superficial, de presión y - elásticas no se estimaron de importancia en relación - a la de viscosidad y de gravedad.

Dado pues que la ecuación (7) es homogénea, y por tanto debe ser satisfecha en modelo y prototipo, resulta entonces que para la similitud geométrica deberá cumplirse las siguientes condiciones:

$$\left(\frac{\xi}{R}\right)_p = \left(\frac{\xi}{R}\right)_m \quad \dots\dots (8)$$

$$S_p = S_m$$

y para la similitud dinámica,

$$R = \left(\frac{VR}{V}\right)_p = \left(\frac{VR}{V}\right)_m = \dots\dots (9)$$

$$F_r = \left[\frac{V}{(gR)^{1/2}}\right]_p = \left[\frac{V}{(gR)^{1/2}}\right]_m$$

que son las condiciones de similitud de Froude y de Reynolds.

Como se puede observar, en primer plano, al comparar estas condiciones de similitud 8 y 9 con las correspondientes a la ecuación (6) son diferentes; sin embargo, es sabido que para canales abiertos

$$V = c (g S R)^{1/2} = c (R S)^{1/2} \quad \dots\dots (10)$$

donde

$$c = \phi\left(\frac{VR}{V}, \frac{\xi}{R}\right) = \text{coeficiente adimensional de fricción.}$$

y $C = c g^{1/2}$ = coeficiente de Chezy.

y de aquí se puede deducir que para satisfacer la condición de fricción según la ec. 6, debe satisfacerse también que

$$\left(\frac{V R}{\nu}\right)_p = \left(\frac{V R}{\nu}\right)_m$$

$$\left(\frac{\epsilon}{R}\right)_p = \left(\frac{\epsilon}{R}\right)_m$$

al sustituir estas nuevas condiciones en el sistema de ec. 6, y nuevamente comparadas con el sistema de ecuaciones 8 y 9, se observa que estos son semejantes, aun cuando todavía hacerse la consideración de que S , no necesariamente debe ser igual en modelo y prototipo, pues al seleccionarse libremente las escalas de líneas E_x y E_y diferentes hacen que

$$E_S = \frac{E_y}{E_x} = \frac{S_p}{S_m}$$

de donde $S_p = S_m \frac{E_y}{E_x} \neq 1$.

no ocurriendo esto para el caso de ϵ/R , ya que E , es una magnitud lineal vertical igual que R .

Finalmente, se puede concluir, que la similitud dinámica en un modelo de un canal o río con flujo permanente uni direccional, debe satisfacerse al cumplirse las condiciones de Froude y de fricción implicando este último la necesidad de cumplirse la condición de Reynolds.

4.3.1.1.- Condiciones de turbulencia.

En el inciso 4.2.5 se demostró que el cumplimiento simultáneo de las condiciones de similitud de Froude y de Reynolds es imposible para cuando el fluido empleado en el modelo es igual al de prototipo, caso común por lo que, para fenómenos como éste en cuestión en -

donde el flujo es turbulento, se opta por satisfacer la condición de turbulencia en cuanto al régimen, mas no al valor del número de Reynolds Re , que define el grado de turbulencia.

Hay tres posibles tipos de flujo turbulento; el correspondiente a las condiciones de fronteras hidráulicamente lisas, a las condiciones de fronteras hidráulicamente rugosas (flujo turbulento totalmente desarrollado) y el de transición entre los dos anteriores, distinguiéndose uno de otro por el valor del número de Reynolds al corte

$$Re_* = \frac{V_* \epsilon}{\nu} \dots \dots \dots (11)$$

siendo V_* = la velocidad al corte, definida como

$$\left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{1/2} = (g R S)^{1/2} \dots (11a)$$

donde τ_0 , es el esfuerzo tangencial en la frontera.

Para el régimen de flujo turbulento de fronteras hidráulicamente lisas, se tiene que $Re_* < 4$ para el régimen de flujo turbulento con fronteras hidráulicamente rugosas - $Re_* > 100$ y para régimen de flujo de transición

$$4 < Re_* < 100$$

Por otra parte ya se vió en la ec. 10, que C es función de Re , y de la rugosidad, o en otras palabras depende del tipo de flujo y de las rugosidades de la frontera, habiendo sido inferido directamente de la ecuación de Darcy y resultando que

$$C = (8g/f)^{1/2} \dots \dots \dots (12)$$

siendo $f = f(Re, \epsilon/R)$, coeficiente de fricción de Darcy. de modo que para el flujo con fronteras hidráulicamente lisas ($Re < 25,000$), se ha obtenido de los trabajos de Nikiradse, Colebrook y White que

$$f = \frac{0.223}{Re^{1/4}} \dots \dots \dots (13)$$

$$C = 18.76 \operatorname{Re}^{1/8} \dots\dots\dots (14)$$

$$y, \frac{1}{\sqrt{f}} = 2.1 \log (1.5 \operatorname{Re} \sqrt{f}) \dots\dots\dots (15)$$

$$\text{ó } C = 4 \sqrt{2g} \log (1.51 \operatorname{Re} \frac{\sqrt{8g}}{C}) \dots\dots (16)$$

para flujo con fronteras hidráulicamente rugosas ($\operatorname{Re} > 25,000$).

En un flujo con fronteras hidráulicamente lisas, el valor de $\epsilon \ll \delta$, siendo δ , el espesor de la capa laminar, mientras que en un flujo de fronteras hidráulicamente rugosas $\epsilon > \delta$, de donde se desprende la conclusión para el caso primero, que la resistencia-flujo o fricción depende fundamentalmente de la fuerza de arrastre de superficie donde Re es importante con respecto ϵ/R , lo cual concuerda con las ecuaciones 13 y 14; Para el caso segundo, la resistencia del flujo, depende la fuerza de arrastre de forma, en donde el factor ϵ/R es de mayor importancia que Re , por lo que las ecuaciones (15) y (16) se transforman en

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{C}{\sqrt{8g}} = 2 \log \left(\frac{12R}{\epsilon} \right) \dots\dots\dots (17)$$

Para el caso de flujo de transición, las ecuaciones (15) y (16) son los aplicables.

De acuerdo a lo anterior, la condición de $E_c = 1$, solo podrá ser satisfecha para el caso de flujo con --- fronteras hidráulicamente rugosas, ya que $(\epsilon/R)_m$ --- siempre podrá ser igual a $(\epsilon/R)_p$, mientras que para flujo con fronteras hidráulicamente lisas $(\operatorname{Re})_m$ siempre será inferior a $(\operatorname{Re})_p$ y por tanto $C_m \neq C_p$.

4.3.1.2.- Flujo Permanente, gradualmente variado con paredes hidráulicamente rugosas.

a).- Sin distorsión.

La condición de semejanza geométrica permite que las escalas de longitudes horizontales y verticales sean seleccionados libremente. (posteriormente se determinará sus valores) de modo que se establece que $E_x = E_y$.

Se considera también que el fluido a emplear en el modelo es igual al de prototipo, a la misma temperatura, implicando esto que las escalas de viscosidad cinemática E_ν y de densidad E_ρ , sean igual a la unidad. De igual manera se considera que el campo gravitatorio del lugar de ubicación ^{del} prototipo sea ^{ta} prácticamente el mismo al del modelo, lo que conduce a tener que E_g sea también igual a la unidad.

De acuerdo a la similitud dinámica las condiciones de Froude y de fricción (ec 6) deberán ser satisfechas respectivamente.

$$E_{Fr} = \frac{E W}{(E g E_y)^{1/2}} = 1$$

y

$$E_C = 1$$

De la condición de Froude, se deduce que

$$E_v = E_y^{1/2} = E_x^{1/2} \dots\dots\dots (18)$$

como la escala de velocidades (horizontales y verticales) es también igual a

$$E_v = \frac{E_x}{E_t} = \frac{E_y}{E_t} \dots\dots\dots (19)$$

se obtiene que E_t , Escala de tiempos es igual a -----

$$E_t = E_x^{1/2} \dots\dots\dots (20)$$

La escala de gastos (E_Q) resulta ser igual al producto de la escala de velocidades por la escala de áreas de la sección transversal

$$E_Q = E_V E_A = E_X^{1/2} \quad E_X E_Y = E_X^2 \quad \dots\dots\dots (21)$$

La escala de pendientes (E_S) es igual al cociente de escalas de longitudes verticales a la escala de longitudes horizontales

$$E_S = \frac{E_Y}{E_X} = 1 \quad \dots\dots\dots (22)$$

La escala de radios hidráulicos (E_R) es igual a la relación de escalas de áreas hidráulicas a la de escalas de perímetros mojado

$$E_R = \frac{E_A}{E_P} \quad \dots\dots\dots (23)$$

que para este caso siempre será $E_A = E_X^2$ y $E_P = E_X$,

luego $E_R = E_X \quad \dots\dots\dots (24)$

De la condición de similitud de fricción, se deduce - al cumplirse la ecuación (17) que

$$E_\epsilon = E_R = E_X \quad \dots\dots\dots (25)$$

Para este tipo de flujo de fronteras hidráulicamente rugosas, Irishman R. Manning expresa que

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \dots\dots\dots (27)$$

en donde n, es denominada coeficiente de fricción de Manning, que es característica de la superficie rugosa únicamente y cuya relación con el valor ϵ se muestra en la siguiente tabla.

Condición de superficie	Valor de K en mm (según Von Mises)	Valor de n m ^{1/6}
Madera pulida	0.12 - 0.24	0.010 - 0.014
Madera rugosa	0.24 - 0.48	0.011 - 0.015
Concreto liso	0.032 - 0.072	0.011 - 0.013
Concreto rugoso	0.099 - 0.198	0.013 - 0.016
Ladrillo	0.09 - 2.7	0.012 - 0.20
Tierra	1.5 - 18	0.020 - 0.030
Grava	20 - 100	0.022 - 0.035
Tierra con yerba		0.025 - 0.040

De esto y empleando las escalas anteriores, se obtiene que

$$E_n = E_R^{1/6} = E_x^{1/6} \dots\dots\dots (28)$$

de donde se observa que $E_n > 1$, pues $E_x^{1/6} > 1$, deduciéndose de aquí, que el coeficiente n , para el modelo (n_m) vale

$$n_m = \frac{n_p}{E_x^{1/6}} \dots\dots\dots (29)$$

siempre menor que el de prototipo (n_p); situación ésta difícil de cumplir cuando n_m es muy pequeña, lo que obliga a revisar la magnitud de la escala de longitudes y probablemente a cambiarla o admitir distribución.

b).- Con distorsión.

En el inciso 4.2.4 se expusieron las causas que pueden obligar a distorsionar linealmente un modelo, donde $E_x \neq E_y$, y siempre $E_x > E_y$ que en consecuencia

$$\Delta = \frac{E_x}{E_y} > 1$$

siendo

- Δ , la distorsión
- E_x , la escala de líneas horizontales
- E_y , la escala de líneas verticales.

Bajo tal consideración y cumpliendo con la similitud-dinámica de Froude y la similitud de fricción ^{para} un flujo hidráulicamente rugoso, se deduce que:

$$E_{A_x} = E_x^2 \quad (\text{Escala de áreas horizontales})$$

$$E_{A_y} = E_x E_y \quad (\text{Escala de áreas verticales})$$

$$E_R = \frac{E_{A_y}}{E_p} \quad (\text{Escala de radio hidráulico; } E_p, \text{ escala de périmetros mojado).}$$

~~$$E_v = E_x^{3/2} \quad (\text{escala de velocidades horizontales})$$~~

$$E_v = E_y^{1/2} \quad (\text{Escala de velocidades verticales})$$

$$E_t = E_y^{1/2} \dots \underline{\underline{2/2}} \quad (\text{Escala de tiempos hidr\u00e1ulicos})$$

$$E_Q = E_x E_y^{3/2} \quad (\text{Escala de gastos})$$

$$E_s = E_y E_x^{-1} \quad (\text{Escala de pendiente})$$

$$E_n = E_R^{2/3} E_x^{-1/2} \quad (\text{Escala de coeficientes de fricci\u00f3n de Manning}).$$

De la anterior serie de escalas, se observa que todos a excepci\u00f3n de E_R , y los que se relacionan con \u00e9sta quedan definidas en funci\u00f3n de E_x y E_y , supuestamente conocidas.

El valor de la escala de E_R , a su vez ser\u00e1 definida en el momento de conocer la escala de per\u00edmetros mojados (E_p), ya que este va a depender de la geometr\u00eda de la secci\u00f3n, - asi:

Para una secci\u00f3n transversal rectangular; de ancho B y tirante d ; se tendr\u00e1;

$$\text{Area hidr\u00e1ulica } A = Bd.$$

$$\therefore E_A = E_x E_y.$$

$$\text{Per\u00edmetro mejado } P = 2 U + B$$

$$\therefore E_P = \frac{(2 d + B)p}{(2 d + B)m}$$

$$\text{Luego } E_R = \frac{E_A}{E_P} = \frac{E_x E_y (2 d + B)m}{(2 d + B)p}$$

$$\text{com\u00f3 } dm = \frac{d_p}{E_y}$$

$$Bm = \frac{B_p}{E_x}$$

$$\text{se tendr\u00e1 : } E_R = E_x E_y \frac{(2 d_p/E_y + B_p E_x)}{2 d_p + B_p} =$$

$$\text{finalmente } E_R = E_y \frac{1 + 2 \frac{d_p}{B_p} \Delta}{1 + 2 \frac{d_p}{B_p}}$$

Para una sección trapecial, de ancho de plantilla b , tirante de d , y talud t , la escala de radios hidráulicos-- resulta:

$$E_R = E_y \frac{1 + 2 \frac{dp}{bp} (\Delta^2 + t_p^2)^{1/2}}{1 + 2 \frac{dp}{bp} (1 + t_p^2)^{1/2}}$$

Para una sección triangular con taludes t y tirante d , la escala E_R es.

$$E_R = E_y \frac{(t_p + \Delta^{-2})^{1/2}}{(t_p + 1)^{1/2}}$$

Como se puede observar, la escala de radios hidráulicos es diferente para secciones de forma distinta; sin embargo, se demuestra que en canales abiertos donde el valor de $B \geq 15 d$, entonces $R \approx d$, por lo que $E_R = E_y$.

Para este caso de distorsión en escalas lineales, se observa de la lista de escalas, que $S_m > S_p$ y que E_n puede tomar diferentes valores, (para facilidad $E_R = E_y$) tales como:

$$* E_n = 1, \text{ para cuando } E_x = E_y^{4/3}$$

$$* E_n > 1, \text{ para cuando } E_x < E_y^{4/3}$$

$$* E_n < 1, \text{ para cuando } E_x > E_y^{4/3}$$

Para cualesquiera de estas condiciones de E_n , el problema será en fijar físicamente el valor de n_m , ya que unos casos requerirán superficies muy lisas y en otras superficies muy rugosas. En este último caso, que ocurre frecuentemente, el acabado o tersura natural de las superficies de los modelos contienen un coeficiente de rugosidad (n'_m) menor que el requerido (n_m); por lo que habrá necesidad de proporcionar una rugosidad adicional (n''_m), ver inciso ---- 4.2.6.3.

4.3.2.- Modelos de puertos.

Los modelos de puertos, son tendientes a cumplir el -
objetivo siguiente:

Asegurar el acceso y operación de manejo de
carga de embarcaciones para casi todas las-
condiciones de oleaje incidente al puerto.

Para el cumplimiento de este objetivo, es necesario -
estudiar a través de los modelos:

- * Patrón de oleaje a la entrada y dentro del recinto portuario o agitación (refracción, difracción y reflexión de las - olas).
- * Maniobrabilidad de embarcaciones
- * Movilidad de embarcaciones en atraque.
- * Transporte de sedimentos
- * Estabilidad de rompeolas.

4.3.2.1.- Modelos de Agitación.

Estos modelos permiten el estudio fundamental de fenómenos de oleaje, como son; refracción, difracción, transmisión de energía a través de rompeolas y otras estructuras, reflexión de la playa y otras estructuras en la costa, resonancia, reflexiones dentro del puerto, rompimiento del oleaje, corrientes playeras inducidas por oleaje, run up y transporte de masa.

Específicamente dentro de un puerto, los estudios en-
modelos hidráulicos de fenómenos del oleaje pueden ser divi-
didos en dos categorías:

- * Oscilaciones dentro del puerto, (periodos largos) los cuales son aplicables a puer-
tos de gran magnitud (comerciales, petroleros,
industriales).

* Alturas de ola excesivas para oleajes normales (períodos pequeños) incidiendo a puertos para embarcaciones pequeñas (turísticos, pesqueros) y de alguna importancia para puertos que permitan el acceso de embarcaciones medianas. Hay ciertamente otros tipos de problemas hidráulicos en puertos, tales como --- intercambio de agua por marea, efectos de Tsunamis que son tratados bajo las mismas leyes de similitud para oleajes de largos períodos.

En general, para dos categorías de modelos mencionados, las condiciones de similitud a cumplir son:

Similitud dinámica o de movimiento del oleaje y similitud de refracción, difracción y Reflexión del oleaje.

a).- Similitud dinámica ~~o de movimiento~~ del oleaje.

De acuerdo con la ecuación (28) y considerando que las fuerzas de viscosidad son despreciables en modelo y prototipo, resulta que el criterio a cumplir es el de Froude, donde resultan (si se considera conocida $E_x = E_y$) las siguientes escalas:

$$E_v = E_x^{1/2} = E_y^{1/2}$$

$$E_t = E_x^{1/2} = E_y^{1/2}$$

b).- Similitud de reflexión, difracción y reflexión del oleaje.

El efecto de la refracción se traduce en un cambio de la velocidad de propagación del oleaje (celeridad) que de acuerdo a la teoría de amplitud finita, ésta la celeridad, definida a cualquier profundidad se expresa como

$$C = \left(\frac{gL}{2\pi} + \tanh \frac{2\pi d}{L} \right)^{1/2}$$

siendo;

- C , la celeridad de la ola
- g , aceleración de la gravedad
- L , longitud de la ola
- d , profundidad

Asi entonces, si la relación de celeridades C_p/C_m es la misma para todos los puntos homólogos entre el sistema-modelo - prototipo, resulta que

$$C_p/C_m = E_c = \frac{\left(\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}\right)^{1/2}}{\left(\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}\right)_m^{1/2}}$$

además como ya implícitamente en el anterior inciso (b), se consideró $E_g = 1$, resulta

$$E_c = E_L^{1/2} \frac{\left(\tanh \frac{2\pi d}{L}\right)_p^{1/2}}{\left(\tanh \frac{2\pi d}{L}\right)_m^{1/2}}$$

como la función hiperbólica, \tanh , debe ser igual en modelo y prototipo para dichos puntos homólogos (donde la relación d/L debe ser también la misma), entonces

$$E_c = E_L^{1/2} \dots\dots\dots$$

dado que L, es una magnitud lineal, y puesto que existe una sola escala de longitudes, resulta que $E_L = E_x$, luego ----

$$E_c = E_x^{1/2}$$

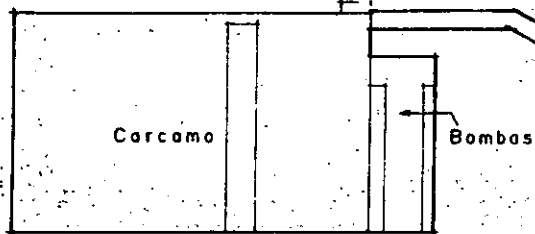
y como C es también una velocidad, concuerda con la E_v , deducida del criterio de similitud de Froude.

Como C también es igual a

$$C = \frac{L}{T}$$

siendo T, el periodo de la ola, se obtiene ahora que

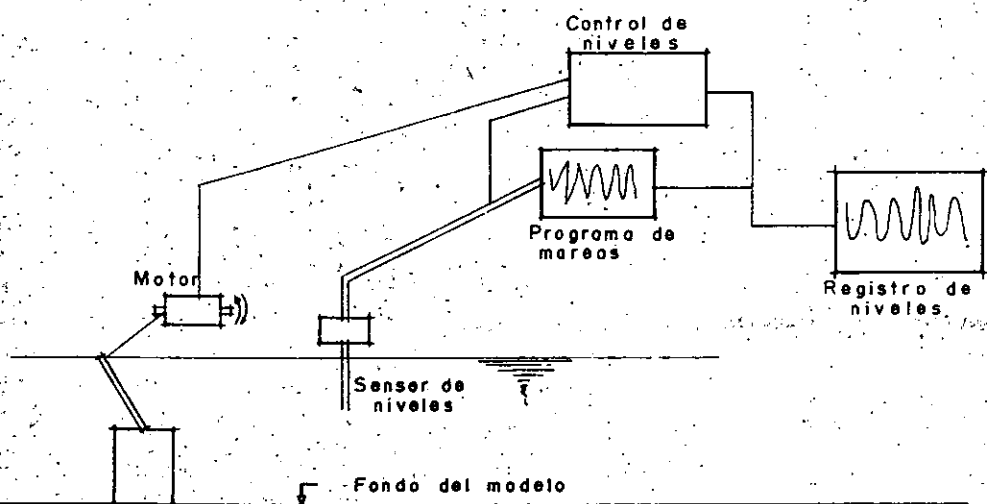
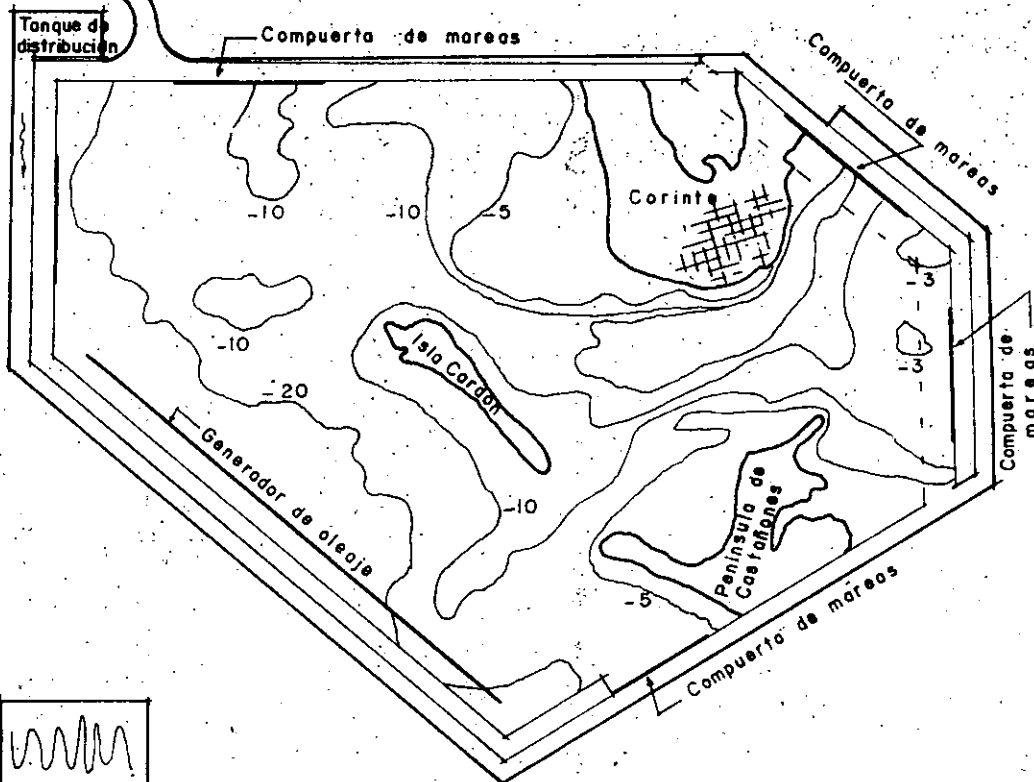
$$E_T = E_x^{1/2}$$



ESCALAS MODELO:

Ex ; 1:100

Ey ; 1:30



ESQUEMA DE REPRODUCCION DE MAREAS

MODELO HIDRAULICO DEL PUERTO DE CORINTO

escala que también concuerda con la escala de tiempos (E_t) obtenida del criterio de Froude.

Respecto a la difracción, que consiste en una transferencia de energía lateral a la dirección de propagación de la ola, su efecto consiste en "generar un nuevo oleaje" atrás de una estructura (rompeolas) al rebasar el oleaje el extremo de dicha estructura, de modo que la variación de la superficie del agua en la zona de difracción deducida de la teoría lineal del oleaje queda expresada para un instante, como

$$\eta = \frac{H}{2} i \frac{R}{g} \frac{C}{g} e^{iKct} \cos h kd F(r/L, \theta)$$

donde

H, es la altura de la ola

C, la celeridad de la ola

g, aceleración de la gravedad

$$k = \frac{2\pi}{L}$$

L, longitud de la ola

$i = \sqrt{-1}$; sin embargo se toma únicamente la parte real.

F, una función

(r, θ , t), coordenadas espacio - tiempo de un sistema bidimensional.

Tomando en consideración las escalas anteriores, que sustituidas para las magnitudes de esta condición de similitud (difracción) y estableciendo además que las funciones hiperbólicas y $F(r/L, \theta)$ deben ser iguales en modelo y prototipo, se llega a obtener que:

$$\begin{aligned}
 E_{\eta} &= E_x \\
 E_H &= E_x \\
 E_t &= E_x^{1/2} \\
 E_r &= E_x \\
 \text{y} \quad E_L &= E_x
 \end{aligned}$$

escalas que concuerdan con las anteriores.

Por último, el efecto de la reflexión, que consiste en superponer dos olas, la incidente y la reflejada da origen a una nueva forma de la superficie del agua en esta zona (de reflexión), que para el caso de mayor reflexión (paramento vertical y liso y dirección normal) la ecuación de la variación de nivel de esta nueva superficie (determinada de la teoría lineal del oleaje) es

$$\eta = H \sin \sigma t \cos kx$$

siendo $\sigma = \frac{2\pi}{T}$

x, distancia horizontal con respecto a la estructura reflectora donde se desea conocer .

Las otras magnitudes son ya conocidas.

Estableciendo, entonces que la relación η_p / η_m y las funciones trigonométrica deben ser igual para cualquier punto homólogo del sistema modelo - prototipo resulta entonces que

$$\begin{aligned}
 E_y &= E_x \\
 E_T &= E_x^{1/2} \\
 E_H &= E_x \\
 E_x &= E_x
 \end{aligned}$$

valores que concuerdan con los ya conocidos.

Analizando cada una de las expresiones, anteriores, se puede concluir lo siguiente:

- 1.- Los efectos de la regracción del oleaje son función de la relación d/L
- 2.- Los efectos de la difracción del oleaje son función de la relación r/L
- 3.- Los efectos de la reflexión del oleaje son función de la relación x/L

Por lo que, si en el modelo hidráulico es interesante estudiar los efectos de la difracción o de la reflexión implica necesariamente que las escalas de E_x , E_r (r , también es una magnitud lineal horizontal), y E_L sean iguales lo cual obliga también a que E_d sea igual a E_L , ya que para satisfacer la relación

$$\frac{(\tan h \ 2\pi \frac{d}{L})_p^{1/2}}{(\tan h \ 2\pi \frac{d}{L})_m^{1/2}} = 1$$

necesariamente $(d/L)_p$ debe ser igual a $(d/L)_m$.

De esto último se deduce que para cualquier estudio en modelo hidráulico donde tenga interés los efectos de los fenómenos de difracción y reflexión, las escalas E_x y E_y deben ser iguales, es decir no debe hacer distorsión.

Si en el estudio, el interés de los efectos de la difracción y reflexión no existiera pero sí el de la reflexión, y considerando la admisión de distorsión ($\frac{E_x}{E_y} = \Delta$), entonces, la relación

$$\frac{(\tan h \ \frac{2\pi d}{L})_p^{1/2}}{(\tan h \ 2\pi \frac{d}{L})_m} = \frac{(\tan h \ 2\pi \frac{d}{L})_p^{1/2}}{\tan h \left[(2\pi \frac{d}{L})_p^{1/2} \left(\frac{E_d}{E_L} \right)^{1/2} \right]}$$

para que se cumpla, debe satisfacerse que

$$E_d = E_L = E_y$$

implicando esto una distorsión adicional únicamente en las características del oleaje.

4.3.2.2.- Modelos de Manobrabilidad de embarcaciones.

Un puerto y su canal de navegación deberá satisfacer los principales requerimientos para que las embarcaciones puedan entrar y salir con amplia seguridad. Para determinar si los requerimientos náuticos se satisfacen, la opinión de pilotos experimentados y otros expertos náuticos es muy valuable, sin embargo, no siempre es decisiva. Por lo tanto experimentos en modelos a escala reducida son siempre requeridos para obtener un juicio imparcial.

Los modelos son normalmente de fondo fijo y ^{deben} cumplir con las condiciones de similitud dinámica de reflexión, difracción y reflexión, anteriormente mencionados.

Con respecto a la embarcación, es necesario escalar la geometría del casco de la embarcación, el peso, localizar el centro de gravedad apropiadamente para representar apropiadamente el período natural de balanceo y de cabeceo de la embarcación. Las escalas lineales para estos tipos de modelos son del orden de 1:70 a 1:100

El período de oscilación de cabeceo es dado por la expresión de Rossell y Chopman.

$$T_p = \frac{1.108 K.}{\sqrt{GM}}$$

siendo

T_p = Período natural del cabeceo.

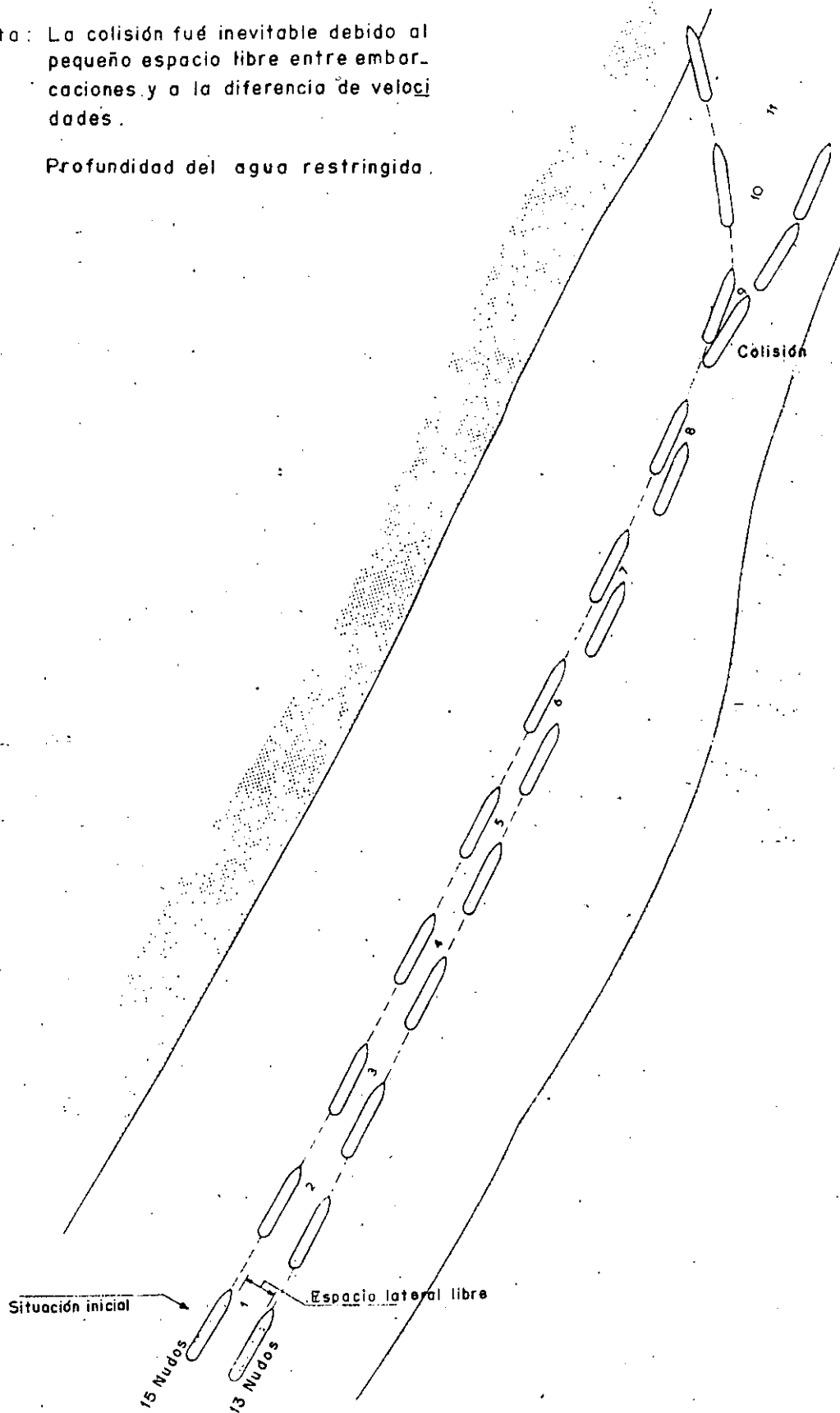
K, = Radio de giro del modelo

G_M = longitud ^{metacéntrica} ~~metacéntrica~~ del modelo.

$$1.08 = 2\pi/\sqrt{g} \text{ (donde } g = 32.2 \text{ pies/seg}^2\text{)}$$

Nota: La colisión fué inevitable debido al pequeño espacio libre entre embarcaciones y a la diferencia de velocidades.

Profundidad del agua restringida.



MANIOBRABILIDAD DE DOS SUPERTANQUES EN UN RIO

El período natural del balanceo (considerando el modelo suspendido en el aire) es dado por

$$T_N = \frac{2 \pi k}{a} \sqrt{L/g}$$

donde

T_N = período natural de balanceo (modelo suspendido en el aire)

L = longitud entre líneas de suspensión.

a = distancia entre el centro de gravedad y una línea de suspensión.

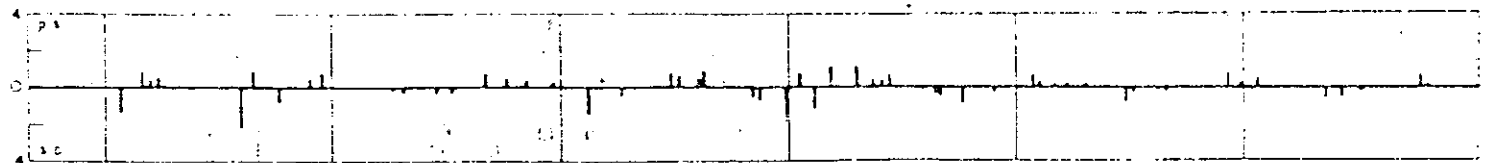
4.3.2.3.- Modelos de Movilidad de Embarcaciones en Atraque.

Aun cuando las embarcaciones que se encuentren en los muelles y amarados, la configuración del puerto puede tener influencia sobre la seguridad de la embarcación. La penetración del oleaje, la resonancia, ondas de largo período y la succión del paso de embarcaciones pueden causar fuerzas muy grandes en las amarras.

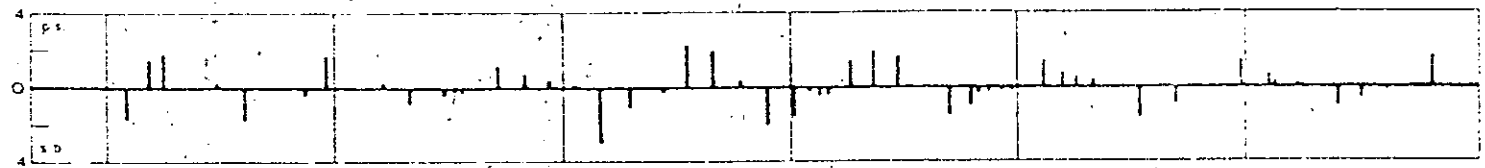
Los modelos hidráulicos para este tipo de estudios -- son normalmente de fondo fijo, guardando las similitudes -- ya establecidas en el inciso 4.3.2.1, y los correspondientes a la embarcación también anotadas en el inciso 4.3.2.2.

Además de las similitudes mencionadas arriba, es necesario reproducir a escala los cables de las amarras, de modo que el diámetro a escala del cable para pesos específicos iguales, será

$$D_M = \frac{D_P}{E_x b}$$

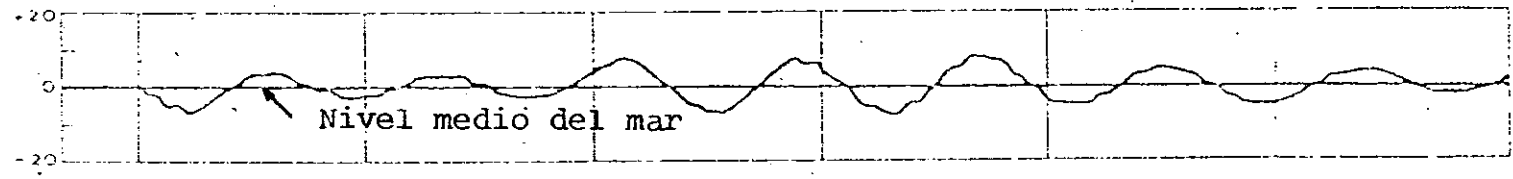


Esfuerzos en el cable A



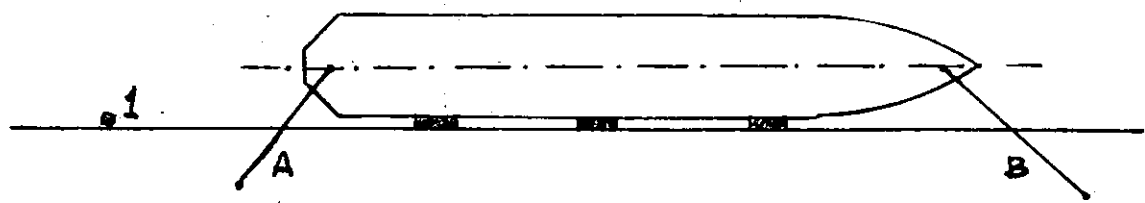
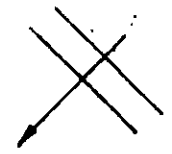
Esfuerzos en el cable B

0 10 20 30 40 50 60
 → Tiempo en minutos



Nivel medio del mar

Lecturas del nivel del agua



MODELO PARA MEDICION DE ESFUERZOS

siendo

D_M = diámetro del cable en modelo

D_P = diámetro del cable en prototipo.

$b < 1$; puesto que el cable en prototipo es torcido, y el peso unitario para un diámetro dado es menor que el de una barra sólida.

Si las fuerzas axiales del sistema de cables de amarres mantenidas a escala, el diámetro del cable D_m se obtendrá de la forma siguiente

$$D_m = \frac{3 E_g D_p}{E_{\Delta L}^{3/2}}$$

siendo

E_g = escala de pesos específicos

$E_{\Delta L}$ = escala de deflexiones axiales

El valor de ΔL , (deflexión axial) se define

$$L = \frac{F L}{A E}$$

donde

F = fuerza axial.

L = longitud del cable

A = Area de la Sección transversal del cable.

E = Módulo de elasticidad del cable.

4.3.2.4.- Modelos de fondo móvil.

• Un modelo de fondo móvil (otros autores los llaman -- modelos sedimentológicos) permite realizar estudios en donde de las fronteras del mismo pueden cambiar por la influencia de los fenómenos hidráulicos, lo cual implica la necesidad de reproducir además de los fenómenos hidráulicos (del --- oleaje, las corrientes (de marea, fluviales, de oleaje) la variación de niveles del mar el correspondiente al de transporte de sedimentos (granulometría, forma densidades, forma del transporte, cantidad).

Las similitudes que por tanto deben satisfacerse se - resumen a continuación.

- a).- Similitudes hidráulicas
* Similitud dinámica del oleaje

En el inciso 4.3.2.1, ya fué tratado esta similitud de la cual se deduce que es el criterio de -- Froude el que debe satisfacerse, ya que para este tipo de flujo son las fuerzas de inercia las que imperan.

Aun cuando en el inciso mencionado no se consideró la fuerza de fricción, es ésta importante aquí tomarla en --- cuenta, misma que puede ser calculada de la ecuación de -- Chezy (ecuación 26) de la que se obtiene que

$$E_c = (E_x/E_y)^{1/2} = (\Delta)^{1/2}$$

Válida para modelos de fondo fijo y móvil.

Especialmente, para modelos de fondo móvil y para flujo hidráulicamente rugoso, (flujo totalmente desarrollado)

$$C = K (d/D)^{1/6}$$

Siendo k una constante de proporcionalidad.

Para el cumplimiento de esta ecuación es necesario que no se presenten dunas ni ripples ($R_x = \frac{U_* D}{\nu} = 11.6 D/\delta > 500$) obteniendo entonces que

$$E_D = \Delta^3 E_y$$

b).- Similitud de refracción difracción y reflexión.

Dependiendo de la presencia e importancia de los fenómenos de refracción difracción y reflexión se obligará al cumplimiento de los mismos, para lo cual habrá que seguir las instrucciones anotadas en el inciso 4.3.2.1.6

c).- Similitud sedimentológica.

La similitud que debe guardarse entre el modelo y prototipo en relación al movimiento del sedimento, se resumen en

c.1).- La cinemática del movimiento del grano -- del sedimento.

c.2).- El transporte del sedimento.

c.1.- Similitud de la cinemática del movimiento del grano del sedimento.

Esta condición obliga a conservar las trayectorias de partículas en suspensión, recorriendo distancias horizontales (x) y verticales (y) proporcionales a su velocidad horizontal v y de caída w ; de modo que

$$\frac{v}{w} = \frac{x}{y}$$

$$\text{luego } E_w = E_y^{3/2} E_x^{-1}$$

c.2).- Similitud del transporte de sedimentos.

c.2.1.- Inicio de movimiento del sedimento.

El movimiento del sedimento es causado por la acción de las corrientes generadas por el oleaje o por mareas, de modo que para las características particulares del sedimento existe una condición crítica del flujo que causa el movimiento de los granos de dicho material, situación esta que debe cumplirse en modelo, para lo cual puede seguirse cualquiera de los dos criterios.

* Criterio de Shields

Este establece que

$$\frac{\tau_c}{g \gamma' D} = f, (R_{*c})$$

siendo

τ_c = Esfuerzo cortante crítico

γ' = peso específico aparente del sedimento
($\gamma_s - \gamma_a$) γ_a

γ_s = peso específico del sedimento

γ_a = peso específico del agua

D = diámetro medio del sedimento.

g = aceleración de la gravedad

R_{*c} = Número de Reynolds crítico en la capa límite e-
igual

$$R_{*c} = u_{*c} D / \nu$$

6

$$R_{*c} = 2.1 D \left(\frac{H^2}{\nu^3 T^3 \sin h 2\pi d/L} \right)^{1/4}$$

$$U_{*c} = \text{velocidad crítica al corte} = (\tau_c / \rho)^{1/2}$$

ρ = densidad del agua

d = profundidad

L = Longitud de la ola

H = altura de la ola

$$\delta = 1.3 \sqrt{T} = \text{espesor de la capa límite}$$

La ecuación anterior, también puede ser expresada --- como

$$F_{*c} = f_1 (R_{*c})$$

siendo

$$F_{*c} = \frac{U_{*c}}{\sqrt{g \delta^3}} = \text{número de Froude crítico en la capa límite.}$$

de esta ecuación se establece la relación F_{*c} / R_{*c}^2 que se denominará G o parámetro del grano mismo que resulta ser

$$G = \gamma' g D^3 / \nu^2 = f (R_{*c})$$

mismo que será igual en modelo y prototipo de donde

$$E_D = E_{\gamma'}^{-1/3} E_{\nu}^{2/3}$$

$$\text{Si } \nu_m = \nu_p \Rightarrow E_{\nu} = 1.$$

luego

$$E_D = E_{\gamma'}^{-1/3}$$

* Criterio de Eagleson.

La velocidad u_* máxima generada por el oleaje, --- Eagleason la define como

$$u_{* \max} = \left(\frac{8 \nu V_{\max}^2}{\pi T} \right)^{1/4}$$

siendo

V_{\max} , la velocidad máxima horizontal de las partículas fluidas en el fondo e igual a

$$V_{\max} = \frac{\pi H}{T} \operatorname{sen} h 2\pi \frac{d}{L}$$

Luego

$$E u_* = E_y^{1/8}$$

Si el régimen de flujo definido por R_* se conserva en modelo y prototipo, entonces

$$E_D = E_y^{-1/8}$$

c.2.2.- Perfiles de playas en equilibrio.

Una playa es llamada en equilibrio cuando alcanza un perfil estable bajo la acción constante del oleaje; lo que significa que el transporte antes y después de la rompiente está en balance estático.

La forma de una playa ese equilibrio, depende de las características de las olas (altura, período, relación de esbeltez) y del material (peso específico y tamaños).

En el análisis de los perfiles de equilibrio se distinguen dos zonas; la expuesta a la acción de la ola rota y la que recibe los efectos del oleaje antes de romper.

En la primera, la relación de esbeltez del oleaje es de determinante en las características del perfil. Gene--

almente se distinguen dos tipos clásicos de perfiles de equilibrio.

El perfil de verano o de buen tiempo y el de invierno o de tormenta. El de verano se presenta para relaciones $H_o/L_o < 0.025$, en estas circunstancias el material es llevado del exterior de la playa al interior de la misma. Por otra parte para $H_o/L_o > 0.025$ se produce el fenómeno inverso, la berna desaparece en tanto que las barras longitudinales se desarrollan plenamente dando origen al perfil de invierno. Puede tomarse también como parámetro indicativo, el período del oleaje, es decir habrá un valor del período a partir del cual se formará el perfil de verano y abajo del cual se presentará el de invierno, el valor de este período está formado por la expresión (KEMP),

$$T_c = \frac{2l}{2g H_b}$$

siendo H_b la altura de la ola al romper, g la aceleración de la gravedad y l la distancia a la línea de rompiente que está dada por:

$$l = \frac{44 H_b^{3/2}}{D^{1/2}}$$

siendo D el diámetro medio (mm).

Algunos investigadores (Wiegel 1951, Bascom 1951) han obtenido pendientes medidas del estrán, de acuerdo con el diámetro medio de la muestra representativa y el grado de exposición del oleaje

Para la parte exterior de la playa se considera que el fondo adopte una forma sensiblemente parabólica. La --

parábola es para algunos (Larras 1961), de grado fracciona
rio expresada como:

$$\frac{Y}{L_0} = K \left(\frac{X}{L_0} \right)^m$$

siendo:

Y = profundidad de cada punto del perfil bajo el nivel
de reposo.

L_0 = longitud de la ola en aguas profundas.

X = distancia horizontal de cada punto del perfil a -
la traza del nivel en reposo con la playa.

$$K = \frac{H_0}{L_0} + 0.039 \frac{\sqrt{D}}{\sqrt[3]{\gamma_s - \gamma_a}}$$

$$m = 11.5 \frac{H_0}{L_0} + 0.0275 \frac{1}{\sqrt[3]{\gamma_s - \gamma_a}} - 0.05$$

siendo K y m coeficientes adimensionales, γ_s el peso espe-
cífico de la arena y γ_a el peso específico del agua.

Otros autores (Sitaraz 1960 y 1963) usan una expresión
del tipo clásico.

$$X = a y^2$$

donde

$$a = \frac{K}{\rho^{1/2} D H^{3/2}}$$

K = 0.95 si X, Y y H en metros y D en mm.

Los ejes de la parábola se encuentran a una distancia
 X_0 del punto máximo de alcance de la ola.

$$X_0 = \frac{60}{D^{1/2}} H^{3/2}$$

c.2.3.- Volumen del transporte de sedimentos ----
(acarreo)

El volumen de sedimento transportado por las corrientes (de oleaje principalmente) se expresa en forma general como sigue

$$\frac{Q_s}{u_* (u_*^2/g)} = f (R_x, F_x, \phi, \sigma_D)$$

donde

Q_s , es el volumen por unidad de ancho y por unidad de tiempo

ϕ , el ángulo de incidencia del oleaje y

σ_D , valor estadístico de la distribución granulométrica

De esta similitud, se determina una escala de tiempos muy importante para modelos de fondo móvil llamada escala de tiempo sedimentológicos ó morfológicos, (E_{t_f}) y el cual es igual a la relación de tiempos de evolución de fondos - entre el modelo y el prototipo.

$$\text{Si } Q_s = \frac{E D^{3/2}}{K g^{1/2} \gamma^{3/2}}$$

siendo

E = Energía del oleaje a lo largo de la playa, y

K = un coeficiente constante

Se obtiene que

$$E_{t_f} = \frac{E_{Q_s}}{E_x^2 E_y}$$

C O N C L U S I O N

Antes de iniciar un estudio en modelo reducido, es -- importante definir muy bien el problema y adoptar a continuación los criterios de similitud más propios para representar los fenómenos más importantes del problema, pues la representación total y simultánea de todos los fenómenos -- no es posible, por lo que habrá necesidad de sacrificar algunos para representar otros.

APENDICE II

SIMILITUD EN MODELOS DE ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.

Las leyes generales de similitud entre modelos hidráulicos y los prototipos, pueden ser establecidos mediante las bases de consideraciones dinámicas, apoyándose en el análisis dimensional o en ecuaciones diferenciales (18).

La similitud dinámica, es asegurada cuando la relación de fuerzas actuando en elementos homólogos del sistema modelo-prototipo sean iguales. Estas fuerzas son; de reacción cinemática o de inercia F_i , debida al cambio de velocidad del elemento por la presencia de otras fuerzas, de gravedad F_g , de presión F_p , de viscosidad F_v , de tensión superficial F_σ y de elasticidad F_e .

El análisis dimensional es empleado cuando se carece del conocimiento de una ley explícita que gobierne un fenómeno dado; permitiendo entonces operar sobre las magnitudes físicas que intervienen en el fenómeno y establecer parámetros adimensionales que serán válidos en modelo y prototipo, independientemente de las unidades de medida.

El método de ecuaciones diferenciales, consiste en emplear las ecuaciones que definan con suficiente exactitud un fenómeno dado y después ser convertidas en forma adimensional para poder ser transportadas del prototipo al modelo.

Para el caso de problemas de estabilidad de rompeolas de enrocamiento, el método de ecuaciones diferenciales no puede ser usado como una base de establecimiento de leyes de similitud, porque la multitud de flujos interconectados a través de la estructura impiden una descripción exacta.

Aplicando entonces el método dinámico y tomando como base la segunda ley de movimiento de Newton; el vector suma de las fuerzas activas sobre elementos homólogos en modelo y prototipo, son iguales a la reacción de los mismos respectiva

mente y cuya relación es:

$$\left[\vec{F}_i \right] = \left[\vec{F}_g + \vec{F}_v + \vec{F}_\sigma + \vec{F}_e + \vec{F}_p \right] \quad (11.1)$$

Ahora, la relación de esta ecuación entre modelo y prototipo permite establecer que:

$$\frac{\left[\vec{F}_i \right]_p}{\left[\vec{F}_i \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_g \right]_p}{\left[\vec{F}_g \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_v \right]_p}{\left[\vec{F}_v \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_\sigma \right]_p}{\left[\vec{F}_\sigma \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_e \right]_p}{\left[\vec{F}_e \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_p \right]_p}{\left[\vec{F}_p \right]_m} \quad (11.2)$$

Los subíndices p y m señalan las magnitudes físicas aplicadas al prototipo y modelo respectivamente.

Las relaciones anteriores pueden ser estimadas como independientes, sin embargo, para modelos de estabilidad de rompeolas de enrocamiento, la relación de las fuerzas de presión resulta ser una variable dependiente, cuyo valor se obtendrá al ser establecidas las otras fuerzas. Por otra parte, las fuerzas elásticas y de tensión superficial no causan algún efecto en la exactitud de los modelos semejantes al del presente estudio; pues, el fluido empleado, agua, es prácticamente incompresible y la tensión superficial es despreciable para rangos de olas grandes (por ejemplo mayores a 10 cm), -- (36), resultando de lo anterior, que la ecuación 11.2, se reduzca a:

$$\frac{\left[\vec{F}_i \right]_p}{\left[\vec{F}_i \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_g \right]_p}{\left[\vec{F}_g \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_v \right]_p}{\left[\vec{F}_v \right]_m} \quad (11.3)$$

Puesto que la fuerza de reacción cinética o de inercia siempre está presente en cualquier flujo y dada la condición de independencia de cada una de las relaciones de la ecuación anterior, la similitud dinámica puede expresarse también como:

$$\frac{\left[\vec{F}_i \right]_p}{\left[\vec{F}_i \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_g \right]_p}{\left[\vec{F}_g \right]_m} \quad (11.4)$$

y

$$\frac{\left[\vec{F}_i \right]_p}{\left[\vec{F}_i \right]_m} = \frac{\left[\vec{F}_v \right]_p}{\left[\vec{F}_v \right]_m} \quad (11.5)$$

Ahora expresando cada una de las fuerzas en términos de magnitudes físicas equivalentes.

$$F_i = \text{masa} \times \text{aceleración} (\rho L^3) (v^2/L) = \rho L^2 v^2$$

$$F_g = \text{masa} \times \text{aceleración gravitatoria} = \rho L^3 g$$

$$F_v = \text{viscosidad} \times \frac{\text{velocidad}}{\text{distancia}} \times \text{área} = \mu vL$$

siendo

ρ la masa específica.

μ viscosidad.

L longitud.

v velocidad.

g aceleración de la gravedad.

Al sustituir los valores de F_i , F_g y F_v en las ecuaciones 11.4 y 11.5 éstas se transforman respectivamente en:

$$\left[\frac{v}{(gL)^{1/2}} \right]_p = \left[\frac{v}{(gL)^{1/2}} \right]_m \quad (11.6)$$

$$\left[\frac{vL}{\mu/\rho} \right]_p = \left[\frac{vL}{\mu/\rho} \right]_m \quad (11.7)$$

representando cada una de estas ecuaciones, parámetros adimensionales, correspondiendo la ecuación 11.6 a la relación de fuerzas de inercia con las fuerzas de gravedad, denominándose a este parámetro, número de Froude; la ecuación 11.7, que relaciona las fuerzas de inercia con las de viscosidad, número de Reynolds. Estos números de acuerdo a la expresión 11.3, deberán ser iguales, lo cual obliga obtener la relación siguiente:

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p^{3/2}}{L_m^{3/2}} \quad (11.8)$$

que como se observa, para el cumplimiento simultáneo de dichos números, se requiere que la viscosidad del fluido en prototipo v_p , sea diferente a la viscosidad del modelo v_m por lo que para el caso donde se utilice agua en modelo y prototipo-

estos números no podrán ser representados al mismo tiempo, -- pues la escala (relación entre magnitudes iguales de prototipo a modelo) de viscosidades $\nu_p / \nu_m = E_\nu$ es igual a la unidad.

La incompatibilidad anterior, acarrea en consecuencia, un error denominado efecto de escala, el que diversos autores han estudiado y en base al mismo han tratado de establecer límites en modelos.

Las fuerzas de inercia, de gravedad y de viscosidad quedan integradas a través de la ecuación 1.7 (apéndice 1) sobre la cual se puede hacer el siguiente análisis; la fuerza de gravedad e inercia son factores de importancia superior a la influencia de la fuerza de arrastre (definida por la viscosidad), pues el coeficiente C_D decrece conforme el flujo es más turbulento. Dado que el flujo del agua sobre el rompeolas en prototipo, es esencialmente turbulento, la fuerza de arrastre es por tanto de influencia pequeña, lo cual podría permitir establecer que la similitud del sistema debe ser de Froude únicamente, sin embargo, la representación similar de las condiciones de turbulencia del prototipo al modelo, no es fácil, pues en este último resultan menores, y por tanto las fuerzas viscosas son más importantes que en prototipo. Por lo anterior se han realizado estudios detallados para conocer el valor de la influencia de esta fuerza en los modelos.

Adel M. Kamel (21), además de considerar la ley de similitud de Froude, establece que la relación o escalas de las fuerzas de inercia F_i y de arrastre F_D respectivamente -- aplicadas al prototipo y modelo deben ser:

$$E_{F_i} = \frac{(F_i)_p}{(F_i)_m} = \frac{(C_m)_p}{(C_m)_m} \frac{(k_v 1_e^3 \rho_a \frac{dv}{dt})_p}{(k_v 1_e^3 \rho_a \frac{dv}{dt})_m} \quad (11.9)$$

$$E_{F_D} = \frac{(F_D)_p}{(F_D)_m} = \frac{(C_D)_p}{(C_D)_m} \frac{(1/2 k_a 1_e^2 \rho_a v^2)_p}{(1/2 k_a 1_e^2 \rho_a v^2)_m} \quad (11.10)$$

(la nomenclatura empleada aquí es la misma del apéndice 1).

La similitud geométrica implica que $(k_v)_p = y (k_a)_p = (k_a)_m$, de modo que sustituyendo en 11.9 y 11.10 estas condiciones y la relación a escalas de tiempos deducido de la ley de similitud de Froude $E_t = E_l^{1/2}$ se obtiene:

$$E_{F_i} = E_{C_m} E_l^3 \quad (11.11)$$

$$E_{F_D} = E_{C_D} E_l^2 \quad (11.12)$$

(E_l = Escala de longitudes = E_L) :

Kamel, establece en su artículo (21) en base a experiencias de otros investigadores que el coeficiente C_m es función de la geometría de los elementos de la coraza del rompeolas y del flujo alrededor de los mismos, sin depender del número de Reynolds; por lo que, este coeficiente en prototipo y modelo debe ser el mismo, resultando entonces la ecuación - 11.11.

$$E_{F_i} = E_l^3 \quad (11.13)$$

la cual es exactamente igual a la escala de fuerzas obtenidas directamente de la similitud de Froude.

Por otra parte, el coeficiente de arrastre C_D , es -- afectado por el número de Reynolds $R_e = V_D/v$ donde V es la -- velocidad de las partículas del agua paralela al talud de la obra (función de la altura de la ola), D , es el diámetro medio de los elementos unitarios, y v la viscosidad cinemática.

Kamel, realizó estudios en modelos de escalas diversas 7.5:1 y 1:1 y 0.5:1 en los cuales comparó la relación correspondiente a la altura de la ola de diseño para condiciones "sin daño" ($H_D = 0$) y la escala del modelo con respecto al número de Reynolds, habiendo encontrado que existe un valor de éste al que denominó crítico (R_{e_c}) e igual a 3×10^4 , para el cual y valores mayores a éste, la altura de diseño el coeficiente C_D no variaban, tal como se muestra en la figura A.11.1, A.11.2 de las que se concluye; que el efecto de escala por no representar simultáneamente la similitud de Froude-

y de Reynolds disminuye fuertemente para valores de R_e superiores a 3×10^4 .

Robert y Hudson (14), por su parte, hizo ensayos comparativos en modelos reducidos, con escalas lineales 30:1, 45:1 y 60:1 para oleaje no rompiente, de 7.8 seg con 15 pies de altura y 8.4 seg con 21 pies de altura en prototipo, para los cuales relacionó el número N_s (Ecuación 1.10 Apéndice 1) con el número de Reynolds (R_e).

$$N_s = \frac{\gamma^{1/3} H_D = 0}{(\gamma/\gamma_a - 1)^{1/3}} = f \left(\frac{g^{1/2} H_D^{1/2} j_e}{v} \right) = f (R_e) \quad (11.14)$$

($g^{1/2} H^{1/2}$ = Velocidad del flujo producido por el oleaje, ver ecuación 1.3), $j_e = (P/\gamma_e)^{1/3}$, siendo P el peso de los elementos y γ_e el peso específico de los mismos.

En la figura A.11.3 se muestran los resultados en la que se observa que el valor de N_s de prototipo con respecto al modelo varían fuertemente con valores de R_e inferiores a 3×10^4 ; coincidiendo esto con lo obtenido por Kamel.

Hudson, también observó en estos ensayos, que para valores de R_e superiores al señalado anteriormente, los daños ocurridos en los modelos de escala 30:1 y 45:1 son iguales, no así para el de escala 60:1 que discrepan ligeramente, y que seguramente aumentará esta diferencia si las escalas son mayores.

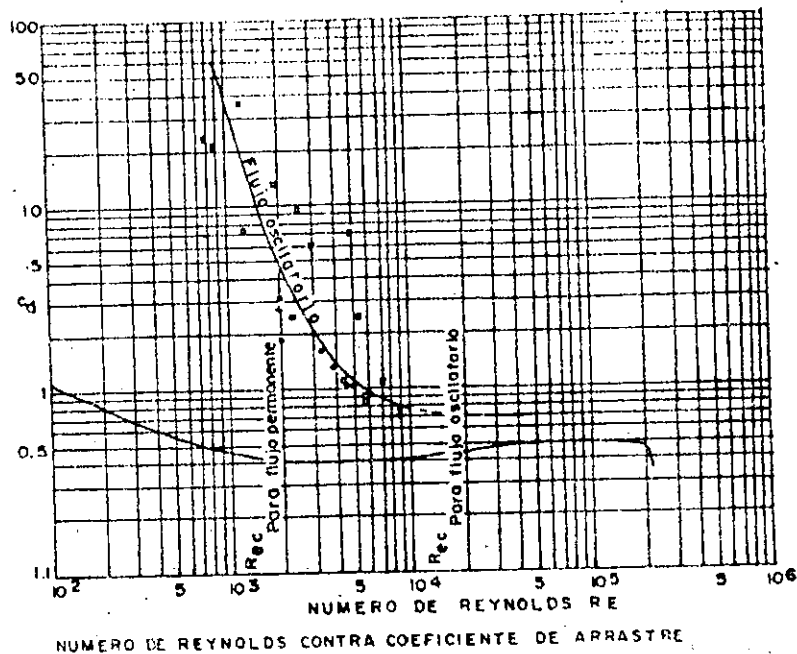


FIGURA A-II-1

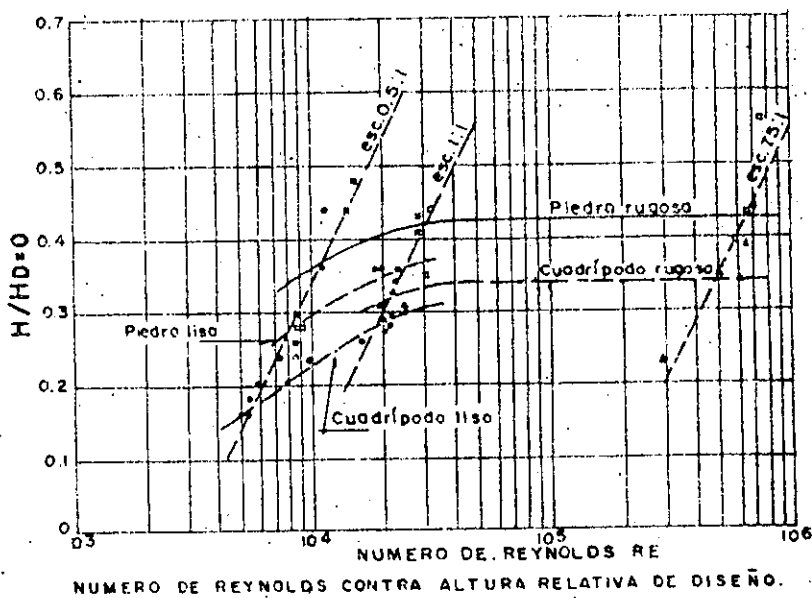
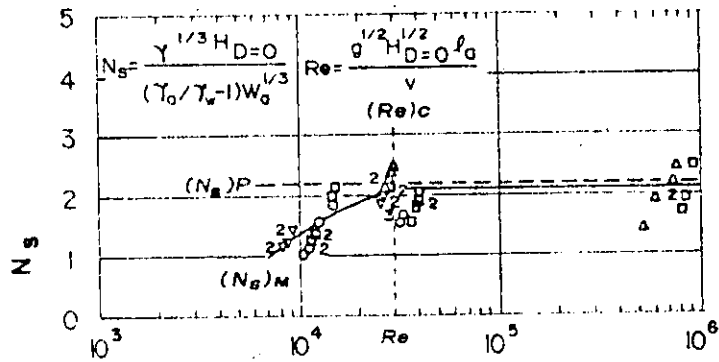


FIGURA A-II-2

- ◻ ROCA RUGOSA
- ROCA LISA
- △ CUADRIPODO RUGOSO
- ▽ CUADRIPODO LISO



EFFECTOS DE ESCALA EN MODELO DE ESTABILIDAD DE ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO

FIGURA A-II-3

1.3.- INFLUENCIA DE DIFERENTES PARAMETROS.

Del inciso anterior (1.1) se puede concluir que las magnitudes importantes que afectan las condiciones de estabilidad de un rompeolas, componen dos grupos; las correspondientes al oleaje y las correspondientes a la propia estructura. Para el primero son; la altura, el período y la relación de esbeltez de la ola; mientras que para el segundo son, el peso individual de los elementos de la coraza a través del peso específico o densidad relativa al agua, la forma de los propios elementos y la pendiente de la estructura.

Por otra parte T. Carstens (3), considera que el "Run up", R (ascenso de la ola sobre la estructura) es de mayor influencia en la estabilidad de la estructura que la misma altura de la ola, el cual es función de la relación de esbeltez (H/L), de la profundidad relativa (d/L) de la altura de ola relativa (H/d), del ángulo del talud del rompeolas (α), del ángulo de la pendiente de la playa (β), de la forma (r), de los espesores (e) y de la permeabilidad (θ) de los materiales de la coraza y capa intermedia, es decir:

$$R = f (\alpha, H/L, d/L, H/d, \beta, r, e, \theta). \quad (1.3)$$

Pruebas realizadas en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Portugal (4), mostraron una marcada influencia de la profundidad "d" en la formación del perfil de equilibrio de un rompeolas para un oleaje rompiente sobre éste. El U.S. Corps of Engineers (34) manifiesta que la misma profundidad d se hace sensible para valores de d/L menores a 0.2. De acuerdo a la información anterior y a otra existente de los que no se llega a conclusiones determinantes, se ha optado por que la influencia de d en la estabilidad de las estructuras de enrocamiento se haga a través del coeficiente de estabilidad de Hudson (K_D) para oleaje rompiente y no rompiente (33).

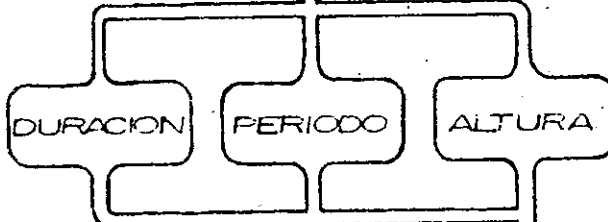
Otro parámetro determinante del oleaje que influye en la estabilidad de los rompeolas estudiadas es la duración-

FACTORES RELATIVOS A EXPERIENCIAS EN MODELOS DE ROMPEOLAS DE ENROCAMIENTO.

figura no. 5

EXPERIMENTACION EN MODELOS REDUCIDOS DE ROMPEOLAS.

FACTORES DE OLEAJE.



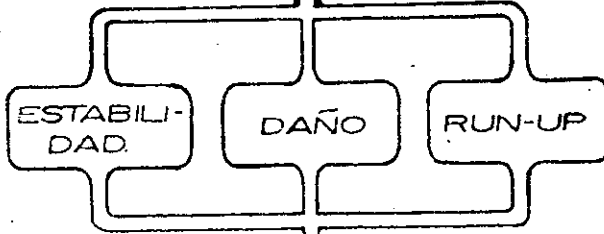
EN AGUAS POCO PROFUNDAS
O EN AGUAS PROFUNDAS

ROMPIENTE O SIN ROMPER.

REGULAR O IRREGULAR.

OVER TOPPING O NO
OVER TOPPING

FACTORES RESULTANTES DE LA INTERACCION DEL OLEAJE Y LA ESTRUCTURA.

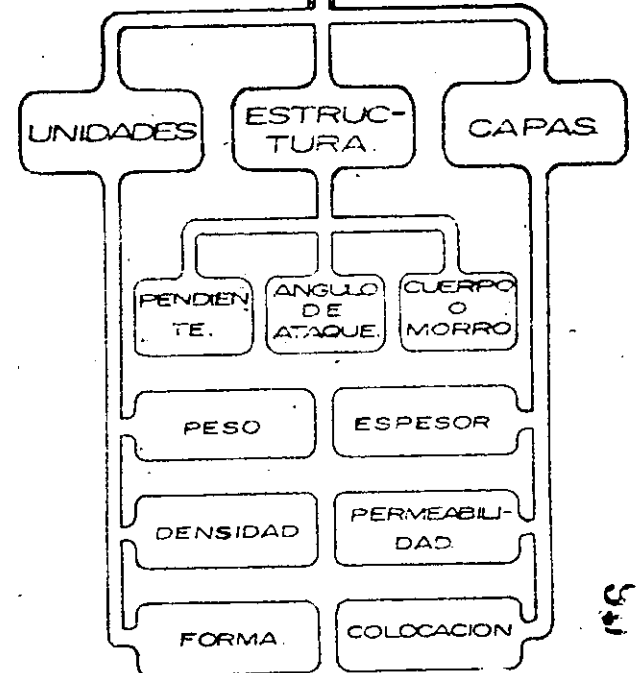


CONDICIONES DE ENSAYO

EFFECTOS DE ESCALA

INTERPRETACION DE RESULTADOS

FACTORES DE LA ESTRUCTURA.



de éste, al cual ha sido ya tomado en cuenta a través del avance del daño de las capas de la coraza (9) y que cuantitativamente afecta al coeficiente de estabilidad de Hudson.

Con relación a los parámetros propios de la estructura, tales como los nombrados al principio de este inciso, son muchos otros y así mismo los autores, que en forma indirecta, en la ecuación de Hudson los han hecho intervenir a través de su coeficiente K_D , tales como la colocación, forma y trabazón de los elementos unitarios, espesor y número de capas de la coraza y zona intermedia, fricción de las rocas entre sí y entre capa y capa, permeabilidad de la coraza, capas intermedias y núcleo, situación de los elementos en el morro o en el cuerpo, etc.

Estudios realizados en Francia (35), demostraron que haciendo intervenir la densidad del agua del mar, produce un incremento del orden de 10% a 15% del peso de los elementos de coraza calculados con cualesquiera de las ecuaciones tratadas en (1.1), (las que consideran que el valor de la densidad del agua es la unidad) llegando a establecer que el término $\delta/(\delta - 1)^3$ debe sustituirse por $\delta - \delta_0^3/(\delta - \delta_0)^3$, siendo δ_0 , la densidad del agua de mar, y δ la densidad de la roca.

Por lo que al talud se refiere, e independientemente de las funciones $f(\alpha)$ que intervienen en los criterios analíticos tratados en el inciso (1.1), existen otros criterios que hacen sentir su desacuerdo en la continuidad de los perfiles trapeciales con pendiente uniforme (19), proponiendo que podrían ser sustituidos por "perfiles ajustados", (perfiles de equilibrio) obteniendo un grado mayor de compatibilidad entre la acción del oleaje, la pendiente geométrica, la forma y la colocación de los elementos de la coraza, lo cual aunado al mejoramiento de condiciones de fricción y permeabilidad del material, se consigue una máxima estabilidad y amplios beneficios económicos, pues tales aspectos hacen que el peso de los elementos de coraza disminuye. Este "perfil ajustado" debe estar dividido en tres zonas, figura No. 4, de modo que la zona BC denominada "falsa playa" y que corresponde a la de me

nor pendiente, induce a la ola a romper en C reduciendo el ascenso de la misma. El rompimiento previo de la ola, hace que ésta no golpee al rompeolas. La pendiente más pronunciada -- CD, hace menos violenta la interacción entre el flujo de retorno y la ola rompiente, reduciéndose tanto la máxima fuerza normal como la paralela al perfil en el nivel más abajo de la ola en su regreso, ya que éstas son las más críticas para la estabilidad del rompeolas.

La fricción entre los elementos y capas del rompeolas es y ha sido tomada mediante la fuerza deslizante como el factor de equilibrio con todas las fuerzas hidráulicas que actúan sobre la estructura (16), lo cual está íntimamente ligado a las irregularidades de los elementos y capas componentes (19), traduciéndose esto en una mayor trabazón y en consecuencia mayor dificultad para rodar (15) lo cual a su vez dependerá de la forma de los elementos.

El número de capas de la estructura se traduce fundamentalmente en la permeabilidad de la misma, encontrando Hudson (13) un aumento considerable en la estabilidad para altas permeabilidades del material de capa intermedia y núcleo.

La situación de los elementos, es también de consideración tomarla en cuenta, pues, la estabilidad de una determinada sección transversal de morro con respecto a la sección correspondiente al cuerpo es diferente, lo cual sucede debido al ángulo de incidencia del oleaje que es distinto en uno y otro caso.

1.4.- CRITERIO DE DISEÑO.

Los criterios distintos empleados en el diseño de los rompeolas, son sin embargo, coincidentes en el objetivo de que estas estructuras sean seguras, eficientes y económicas, implicando lo anterior que sean capaces de resistir el embate del oleaje, que satisfagan las condiciones de protección admisibles y que su costo sea el más bajo posible.

El cumplimiento de los objetivos anteriores se ven fuertemente influenciados por parámetros de tipo permanente y

casual; incluyéndose en el primer caso, entre otros: el peso específico de la roca (natural o artificial), talud, colocación y permeabilidad. Para el segundo caso, la magnitud y la frecuencia de ocurrencia de eventos extremos tales como: la altura y duración de las olas y el daño permisible.

De acuerdo al anterior conjunto de parámetros, el de mayor dificultad en definir desde el punto de vista económico es el relacionado al daño permisible que un cierto oleaje pueda ocasionar sobre la estructura, lo cual ha permitido establecer los criterios de diseño siguientes:

1.4.1.- Criterio de "poco daño" (4).

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

1.4.2.- Criterio "sin daño" (13).

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

2.4.3.- Criterio de "falla total", (17).

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

1.4.4.- Criterio de "perfil ajustado", (19).

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

1.4.5.- Criterio de "funciones de daño", (2), (9), (36).

Este criterio es el más comúnmente empleado en la actualidad, acepta que los rompeolas de enrocamiento estén dise

ñados para soportar condiciones de oleaje de origen ciclónico causando algunos daños o alcanzando el equilibrio de la estructura.

El presente criterio y el de "sin daño", son definidos numéricamente a través del coeficiente de estabilidad K_D de Hudson que conforme aumenta el número de investigaciones sobre la estabilidad de rompeolas sus valores son más perfectos, pues cada vez toma en consideración factores naturales de amplia influencia tales como; técnicas de colocación de los elementos, ataque oblicuo o perpendicular del oleaje, duración de la tormenta generada y la irregularidad del oleaje.

BIBLIOGRAFIA:

- Open Channel Flow - F. M. Henderson Macmillan 1966.
Chap. 4 Sec. 4.2. ; Chap.
- Theory of Hydraulic models.- M. S. Yalin.
Macmillan, 1971.
- Physical Modeling Techniques Used in river models
James E. Foster
Symposium on Modeling Techniques
September 1975. P. P. 540 - 559.
- A Comparison of Fluvial and Coastal Similitude
Bernard Le Méhauté
Symposium on Modeling Techniques
Sep. 1975 P.P. 1077 - 1096
- Course Sur Les Techniques de l'hydraulique expérimentale.
C. Migniot.
- Scale Models Hydraulic Engineering
M. de Vries.
Delf University Of Technology. 1977
- Engineering Experimentation
F. S. Finlayson
Worcester Polytechnic Institute 1973.
- Fluid Mechanics for hydraulic engineers
Hunter Rouse. Dover Publications Inc. 1961
- Scale effects on physical / Mathematical modeling
by Theodore T. Lee.
2nd. Symposium on Modeling Techniques
A.S.C.E. 1975.
- Laboratory effects in coastal movable - bed
models by Ch. B. Chesnutt.
2. nd Symposium mod.
A.S.C.E. 1975.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

DINAMICA DEL MAR

ING. LUIS E. SALINAS

JUNIO, 1979.

DINAMICA DEL MAR

Por Luis E. Salinas Q*

La dinámica del mar es muy compleja pues en ella se conjugan las acciones -- del oleaje las mareas y las corrientes, fenómenos que complican aún más la -- situación por su carácter aleatorio. Sin embargo para fines prácticos el in-- geniero puede simplificar el conjunto analizando en forma particular los --- efectos de cada uno de los parámetros anteriores y de ser posible superponer los y sacar sus datos y conclusiones para proyecto o cualquier acción que de -- see tomar.

La importancia del conocimiento de la dinámica del mar, entendiéndose por -- tal en estas notas, el comportamiento mecánico de las aguas costeras: mar -- río -- estuario -- laguna, no de las oceánicas, consiste en que el hombre -- tiene necesidad de recurrir a esos cuerpos de agua para obtener algún bene-- ficio.

El tratamiento matemático que se utiliza para encontrar las ecuaciones que -- rijen estos fenómenos ha partido de condiciones simplificadoras además de -- tratar separadamente a cada uno de ellos. Ya se comprenderá que para resol-- ver los problemas que se presentan en la práctica tales como: diseño de rom-- peolas, diseño de bocas (que comuniquen una laguna litoral o albufera con el -- mar), diseño de emisores submarinos de aguas negras; diseño de tomas y des-- cargas de termoeléctricas, etc. las ecuaciones existentes son una herramien-- ta que permite conocer aproximadamente el comportamiento individual del olea-- je o de las mareas.

Cabe hacer notar que las corrientes se comportan en forma totalmente imprevi-- sible, fundamentalmente las producidas por el viento o las producidas por la -- diferencia de densidad ya sea por mezclado de aguas dulces con saladas o -- salubres con saladas o de diferente temperatura.

* Investigador del Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la E.S.I.A.-IPN.
Asesor de la Subgerencia de Plantas Termoeléctricas de la C.F.E.

Por ese carácter imprevisible y otros factores como la fricción con el fondo, interferencia de viento en la superficie, interferencia de otras corrientes, no existen teorías que permitan inferir la intensidad y trayectoria de las corrientes, excepto en algunos casos en donde el flujo esté obligado a seguir alguna trayectoria como en el caso de conexiones con lagunas litorales o flujos a través de estrechos confinados por islas o morros (montículos rocosos) en donde sí es posible predecir algunos valores confiables en función de la amplitud y período de la marea.

Ya que el tratamiento del oleaje es vasto, se dejará para la parte final de estas notas, principiando por las corrientes.

CORRIENTES.-

Una corriente es simplemente definida como el transporte de una masa de agua, en cualquier dirección.

El conocimiento de las corrientes es definitivo en la ingeniería de costas porque de ellas dependen los procesos costeros, (arrastre de material sólido) puesto que las olas generan corrientes; el arrastre de materias contaminantes (térmicas, aguas industriales, aguas negras etc.) y otros problemas como la navegación, la pesca, etc.

Desafortunadamente, la obtención de histogramas de corrientes en una zona de estudio determinada son costosos y difíciles y en la realidad nacional no se conocen.

Un estudio de corrientes deberá ser contínuo para registrar los cambios estacionales y a todas horas del día y aún en condiciones de tormenta, de allí lo costosos y difíciles.

Aunque existen medidores de corrientes autónomos (corrientógrafos) éstos no satisfacen los requerimientos por su carácter puntual de medición (indican en un punto la velocidad y el rumbo de la corriente) y por las frecuentes fallas a que está sujeto: falsos contactos en las conexiones, trabazón en sus partes giratorias, rupturas de cables, o incluso la pérdida total del aparato. Además requieren de un mantenimiento y vigilancia constantes y costosos

Independientemente de su precio de adquisición.

Se entiende perfectamente que destinar personal a la medición continua de -- las corrientes sale fuera de cualquier programa de mediciones: independientemente del costo, está la imposibilidad de trabajar en tormentas y la dificulad de trabajos nocturnos.

Para cada caso en particular, deberá diseñarse la medición de corrientes, tomando en consideración lo siguiente:

- 1°.- Fijar con precisión el objetivo de la obtención de los datos.
- 2°.- Elegir el instrumento o método de medición más apropiado : se recomienda el uso de flotadores (con pantalla de profundidad regulable) para determinar la velocidad y trayecto--ria de las corrientes superficiales y a diferentes profundidades.
- 3°.- Hacer al menos 4 mediciones al año, que coincidan con las condiciones críticas (por ejemplo mareas vivas y muertas)-de cada estación y que duren al menos 24 horas para cubrir el período de las mareas, sean éstas diurnas o semidiurnas.

El cuadro No. 1 muestra una clasificación de corrientes según los investiga--dores Johnson y Eagleson, cuyo significado se expresa brevemente:

CORRIENTES DE DENSIDAD: Son los desplazamientos de masas de agua que buscan un acomodo debido a su diferencia de peso volumétrico, diferencia generada -porque tengan diferente temperatura o porque tengan diferente salinidad.

Ejemplos claros de ellas son los siguientes: a nivel oceanográfico, cuando - las masas de hielo polares se derriten parcialmente por efecto del verano, y al encontrarse con las masas de aguas templadas procedentes de los trópicos--generan las corrientes como la de Humboldt en el Océano Pacífico Sur. El vertido de agua caliente procedente de plantas termo o nucleoeeléctricas provoca corrientes cuando las masas de agua menos pesada tienden a ir a la superfi-cie.

4

Un río, que vierte agua dulce menos pesada que la salada del mar, generará corrientes de salinidad.

CORRIENTES GENERADAS POR EL OLEAJE.- El oleaje genera cuatro tipos de corrientes: las debidas a la translación de partículas fluidas por la trayectoria elíptica abierta de las ondas en aguas intermedias y bajas⁽¹⁾, denominadas Transporte de Masa.

Estas corrientes son de velocidad muy baja y siguen la dirección de propagación del oleaje.

Las olas que arriban a la playa con un ángulo de incidencia diferente de cero, rompen y arrojan una masa de agua que corre por la playa y retorna al mar, por la línea de máxima pendiente obedeciendo la ley de gravedad; la siguiente ola hace que la masa de agua siga el mismo recorrido generando una corriente ascendente y descendente que se traslada por la playa (frecuentemente le denominan "sobre la playa") formando un trayecto semejante a una estructura fabril de diente de sierra, de allí su nombre de corriente en diente de sierra.

La misma causa anterior, es decir, el oleaje rompiendo con una determinada inclinación respecto de la playa, produce una corriente cuya componente paralela a la playa es denominada corriente a lo largo de la playa.

Cuando ocurren en una misma playa dos oleajes con ángulos de incidencia encontrados, se produce una corriente denominada de retorno porque las masas de agua al chocar se regresan al mar.

CORRIENTES GENERADAS POR VIENTO.- El esfuerzo cortante que provoca el viento sobre la superficie del mar, además de formar el oleaje, genera un desplazamiento de la masa de agua. Estas corrientes son de baja velocidad. Son además de carácter imprevisible.

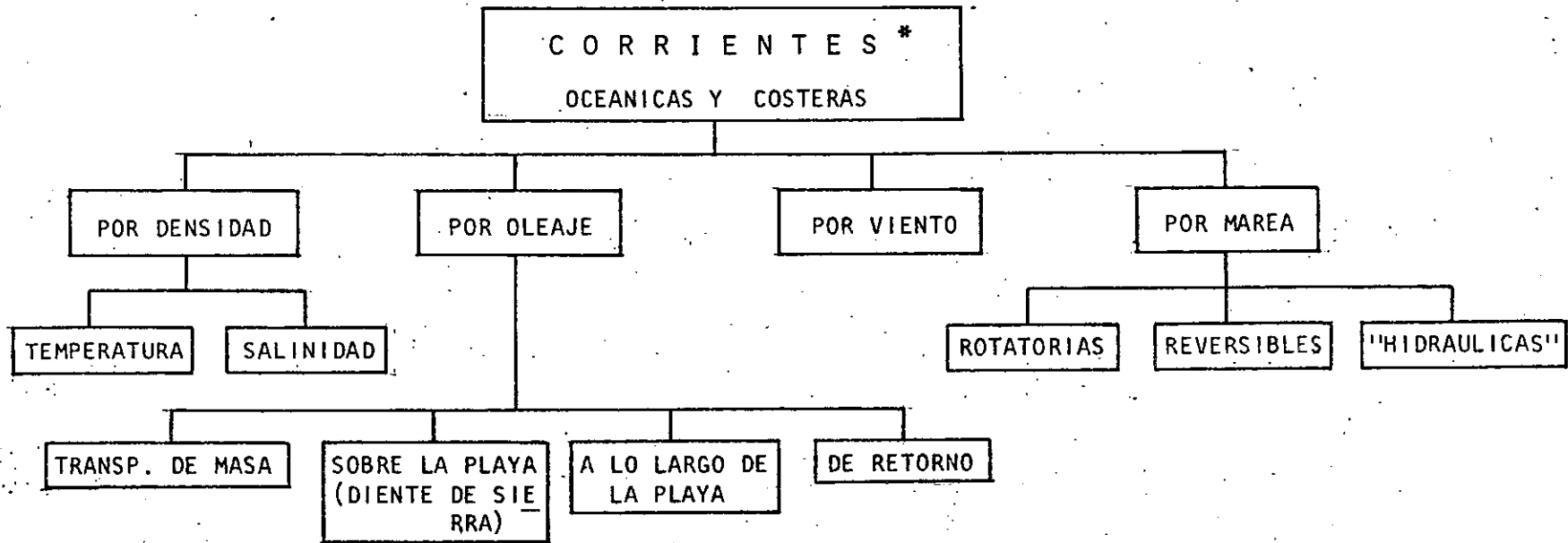
1.- Estos conceptos se explican en el tema oleaje.

CORRIENTES GENERADAS POR LA MAREA.- Las corrientes generadas por la marea se dividen en tres:

Rotatorias: producidas en las grandes masas de agua retiradas de la costa, por el gradiente hidráulico generado por las atracciones gravitacionales del Sol y la Luna.

Reversibles.- causadas por el mismo efecto que las anteriores pero actuando sobre cuerpos de agua confinados tales como estuarios, estrechos, albuferas, que permiten un flujo y un reflujo, de allí el nombre de reversibles. Estas son las más importantes dentro de la Ingeniería de Costas.

Hidráulicas.- las que se forman por el gradiente hidráulico producido entre dos cuerpos de agua cuya marea sea independiente. Un ejemplo son las corrientes producidas en el Canal de Panamá por la diferencia en las características de las mareas del Atlántico y del Pacífico.

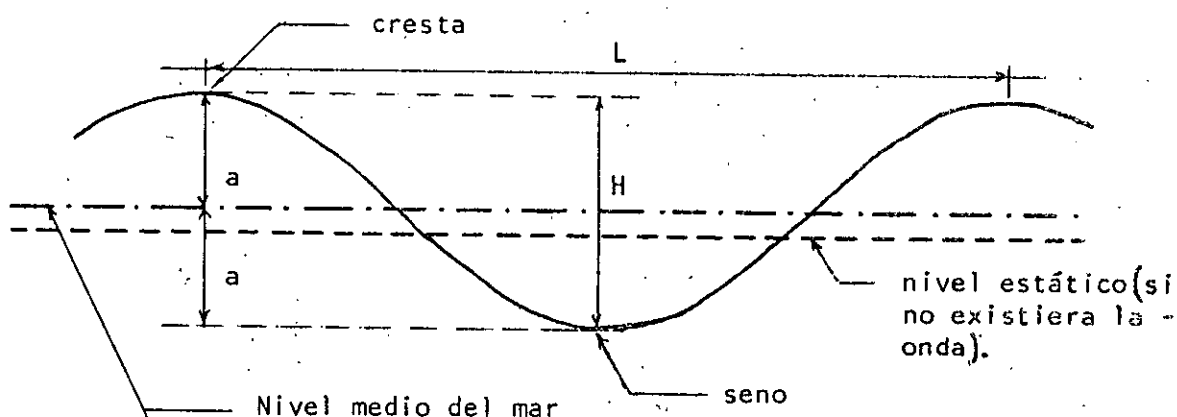


* Según Johnson & Eagleson.

CUADRO N° 1.

Dentro de la dinámica del mar, el oleaje juega un papel reelevante por los aspectos que produce sobre las estructuras, las playas, los recintos portuarios y como generador de corrientes, por eso a continuación se verán varios aspectos de él, aunque para poder tratarlo teóricamente se simplifique su forma, restringiéndose en general a un conjunto de ondas senosoidales, (ondas progresivas, armónicas simples) o incluso a una sola onda.

Esquemáticamente la representación de una onda simplificada se muestra a continuación:



L = longitud

H = altura

a = amplitud = $\frac{H}{2}$

C = celeridad = velocidad de propagación = $\frac{L}{T}$

T = periodo (tiempo en que tardan en pasar dos crestas o dos senos consecutivos por un plano)

f = frecuencia = $\frac{1}{T}$

$\frac{H}{L}$ = esbeltez

Los parámetros que deben conocerse de observaciones o mediciones en el campo o mediante técnicas de post o predicción son H y T ; las otras características como la longitud, la celeridad, las velocidades que genera, etc. dependen de ellas.

8

Cuando un tren de ondas (una consecución de ondas de período constante) viaja desde profundidades teóricamente infinitas hasta llegar a la playa sufre modificaciones, la primera a profundidades relativamente bajas, cuando el fondo deja sentir su influencia y la otra en profundidades bajas cuando el fondo influye demasiado. De esta forma quedan constituidas tres zonas:

- * Aguas profundas, en donde el fondo no tiene influencia sobre las ondas. (sobre la longitud y por tanto sobre la celeridad)
- * Aguas intermedias, en donde el fondo ejerce influencia y,
- * Aguas bajas, en donde el fondo influye completamente sobre la celeridad de las ondas de tal forma que ésta se vuelve independiente del período.

Los límites entre estas zonas están en función de la profundidad relativa: - profundidad entre longitud (d/L).

Para AGUAS PROFUNDAS la relación es 0.84 aunque para fines prácticos de la ingeniería se acepta 0.5 por razones de mnemotécnia y facilidad de cálculo. La validez de esta aceptación estriba en que los cambios que sufre la onda entre esos dos límites son muy pequeños.

Otra manera más usual, por facilidad en los estudios, de expresar el límite de AGUAS PROFUNDAS en función de la profundidad es:

$$d_{LAP} = \frac{L}{2}$$

d_{LAP} = profundidad que determina el límite de aguas profundas de tal modo que cualquier profundidad mayor de d_{LAP} cae dentro de la zona de aguas profundas.

La profundidad límite de aguas bajas está expresado por:

$$d_{LAB} = \frac{L}{20}$$

(para fines nemotécnicos: 10 veces menor que d_{LAP})

Otros autores u organismos como el Centro de Investigaciones en Ingeniería de Costas del Ejército de los Estados Unidos, utilizan:

$$d_{LAB} = \frac{L}{25}$$

Puesto que las ondas cambian en estas zonas, evidentemente las ecuaciones -- que rigen sus parámetros son diferentes. En la tabla No. 1 se han consigna-- do las ecuaciones de la teoría lineal; por ser las de uso más común y prácti-- co.

Se ha convenido en escribir las características de las ondas en aguas profun-- das con un subíndice cero así: L_0 , C_0 , H_0 , significan la longitud, la celeri-- dad y la altura que tienen las ondas que viajan por la zona de aguas profun-- das.

A medida que las ondas penetran a la zona de aguas intermedias y bajas, la -- celeridad se retrasa, la longitud se acorta y su esbeltez aumenta de tal ma-- nera que la forma senoidal se altera, por tal motivo, debe considerarse esta circunstancia si se quiere tener mayor precisión en los desarrollos matemáti-- cos.

Por esta razón se han desarrollado varias teorías del oleaje. Existe la teo-- ría lineal o de pequeña amplitud en la cual $a \ll L$, válida en la aproximación-- dentro de las tres zonas. Puede utilizarse sin cometer un error considera-- ble en la mayoría de los problemas cotidianos de la ingeniería de costas. -- Por otro lado la utilización de teorías más refinadas requiere de datos de -- campo verídicos, difícil de obtener en la mayoría de los casos, que conduz-- can a una compatibilidad entre el manejo de datos y la teoría.

Otras teorías, que consideran la ola de amplitud finita (mayor esbeltez, -- $a \ll L$) se han desarrollado principalmente para la zona de aguas bajas y sus --

cercanías. Estas teorías son: la teoría de Stokes y la teoría de Gerstner, válidas desde aguas profundas hasta $d/L = 0.1$; la teoría Cnoidal cuya validez es: $0.1 > \frac{d}{L} > 0.02$ y finalmente la teoría de la onda solitaria válida desde $d/L = 0.02$ hasta justo antes de romper en la playa.

La teoría de Gerstner (investigador alemán), también llamada teoría TROCOIDAL o teoría ROTACIONAL, fue desarrollada en 1802.

Gerstner buscó una forma geométrica que se pareciera lo más posible a la forma del oleaje. Encontró que la trocoide era la más semejante, de allí que la teoría tomara el nombre de trocoidal. Consideró un fluido real, por tanto rotacional, por este motivo también se llama teoría rotacional, y pudo llegar a una solución exacta para el caso particular que se planteó.

Posteriormente Airy amplió para aguas profundas la validez de las ecuaciones para aguas bajas encontradas por Gerstner.

La ecuación de la superficie libre está dada por la ecuación de la trocoide.

La celeridad dá lo mismo que para la teoría lineal:

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

Y se conoce como fórmula de Airy.

En 1847 Stokes desarrolla una teoría cuya solución es una serie, por lo tanto tiene diferentes aproximaciones según sea los términos que se calculen. En esa ocasión sólo pudo llegar a obtener dos términos de la serie, se dice entonces que la solución es de segunda aproximación. Actualmente se puede llegar a cualquier aproximación con el método desarrollado por Bretschneider en 1961 utilizando las computadoras.

La validez de esta teoría para la zona de aguas profundas fue demostrada en 1925 por Levi-Civita. La teoría supone un fluido ideal (irrotacional).

El perfil de la superficie de la onda está dado para una segunda aproximación por:

$$\eta = \frac{H}{2} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \frac{\pi}{8} \frac{H^2}{L} \frac{\cosh \frac{2\pi d}{L} (2 + \cosh \frac{4\pi d}{L})}{(\sinh \frac{2\pi d}{L})^3}$$

En esta teoría los valores de las amplitudes en la cresta y en el seno son dís tintas, mientras que en la teoría lineal son iguales. Estos valores son:

$$a_c = H \left[\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{H}{L} \frac{\cosh \frac{2\pi d}{L} (2 + \cosh \frac{4\pi d}{L})}{(\sinh \frac{2\pi d}{L})^3} \right]$$

para la amplitud de la cresta.

$$a_s = H \left[\frac{1}{2} - \frac{\pi}{8} \frac{H}{L} \frac{\cosh \frac{2\pi d}{L} (2 + \cosh \frac{4\pi d}{L})}{(\sinh \frac{2\pi d}{L})^3} \right]$$

para la amplitud del seno.

La celeridad de la onda para la segunda aproximación resulta igual que para la teoría lineal e igual para la teoría trocoidal.

La celeridad en tercera aproximación da:

$$C = \left\{ \frac{g L}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \left[1 + \left(\frac{\pi H}{L} \right)^2 \frac{5 + 2 \cosh \frac{4\pi d}{L} + 2 \cosh^2 \frac{4\pi d}{L}}{8 (\sinh \frac{2\pi d}{L})^4} \right] \right\}^{1/2}$$

La teoría Cnoidal toma en cuenta el perfil que las ondas adquieren en aguas ba-
jas. Fue originalmente desarrollada por Korteweg y De Vries en 1895. La solu-
ción está dada también por una serie que contiene el coseno elíptico jacobiano-
denominado "cnu". Las relaciones que se obtienen no son prácticas de allí que
hayan tabulado suponiendo ciertas funciones como constantes para las cuales ---
existe un nuevo perfil. A esta nueva onda (puesto que supone algunas funciones
constantes), se le denomina ONDA HIPERBOLICA.

La celeridad de la onda cnoidal está dada por:

$$C = \sqrt{g d} \left[1 + \frac{H}{d} \frac{1}{R^2} \left(\frac{1}{2} \frac{E(R)}{K(R)} \right) \right]$$

12

donde k es un módulo o parámetro elíptico; $K(k)$ es la integral elíptica total de k (1er orden) y $E(k)$ es la integral elíptica total de K (de 2ºorden).

La teoría de la onda solitaria plantea la solución para el movimiento de una -- onda que viaja en zonas muy bajas, justo antes de romper parte de una onda hipotética y de hecho es un caso particular de la teoría cnoidal; en donde $k^2 = 1$.

La celeridad está expresada por:

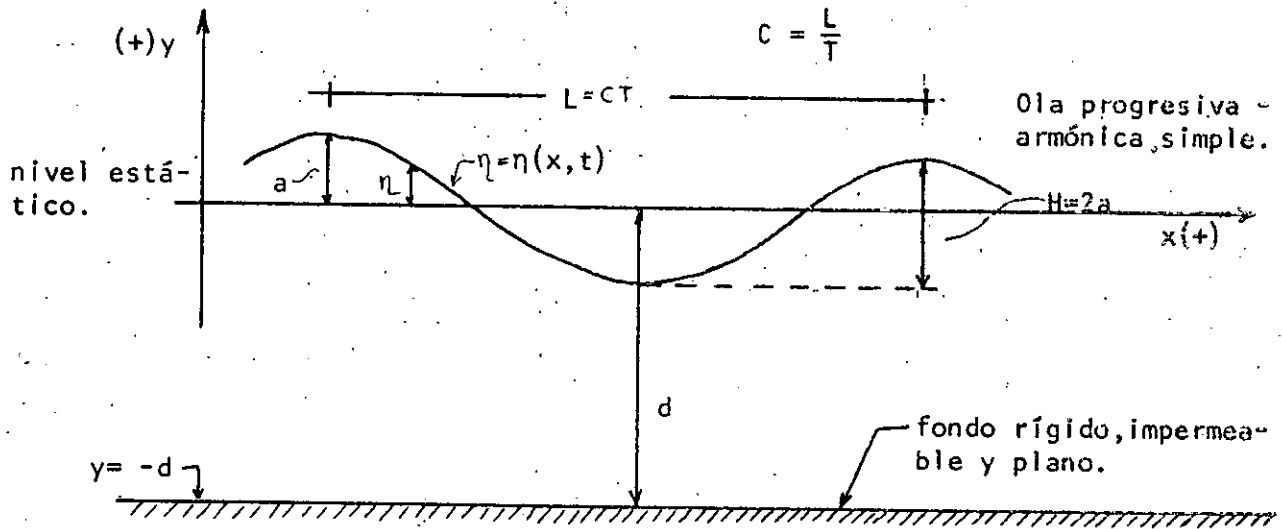
$$C = \sqrt{gd} \sqrt{1 + \frac{H}{d}}$$

Para consultar los detalles de estas teorías, puede consultarse las obras indicadas en la bibliografía anexada al final de estas notas.

A continuación, se deduce las ecuaciones más utilizadas en la urgencia: las referentes a la TEORIA LINEAL.

DEDUCCION DE LAS ECUACIONES DEL OLEAJE SEGUN LA TEORIA LINEAL.

1.- Esquema del campo de estudio.



η = desplazamiento vertical instantáneo de la superficie del agua, respecto del nivel estático.; $\eta = \eta(x, t)$

d = profundidad.

* rango del campo:

$$-\infty < x < +\infty \quad -d \leq y \leq \eta$$

2.- Hipótesis de partida:

* Se tratará con un fluido prácticamente incompresible, como es el agua, en donde $\rho =$ constante y la ecuación de continuidad resulta:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0$$

* El agua está considerada como un fluido delgado (poco viscoso) y puesto que además en las olas la fuerza viscosa o de fricción es despreciable -- podemos, sin cometer error, considerar que el fluido en cuestión es ideal.

Ya que suponemos que no existen fuerzas de fricción, entonces el flujo es Irrotacional, esto es:

$$\xi = \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} = 0$$

Además, por ser Irrotacional, acepta un Potencial de velocidad $\phi = \phi(x, y, t)$ y

$$u = - \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad , \quad v = - \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad ;$$

y por tanto, la ecuación a satisfacer en la región de estudio es:

$$\nabla^2 \phi = 0$$

* Se tratará solamente con presiones relativas, por lo tanto la presión en la superficie de la onda vale cero. Por otro lado no hay variación de la presión según el eje x, esto es:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = 0$$

* La amplitud se considera pequeña (de allí el nombre de la teoría) y por tanto:

$$a \ll L$$

* La velocidad V que aparece en la ecuación de Bernoulli¹ es pequeña, por tanto el término donde aparece, se considera de 2° orden y puede despreciarse, quedando entonces la mencionada ecuación como sigue:

$$- \frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{p}{\rho} + gy = C_2(t)$$

Como $\phi = f(x, y, t)$ podemos incluir dentro de él al término $C_2(t)$ quedando finalmente la ecuación de Bernoulli:

$$- \frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{p}{\rho} + gy = 0$$

Condiciones de Frontera:

Las condiciones de frontera son:

Para el fondo la velocidad que existe es exclusivamente según x, por tanto:

$$v = - \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \text{ en el plano } y = - d$$

y para la superficie, puesto que la presión allí vale cero, la ecuación de Bernoulli queda:

$$- \frac{\partial \phi}{\partial t} + gy = 0$$

de donde:

$$y = \frac{1}{g} \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right]$$

y de aquí que:

$$\eta = \frac{1}{g} \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right] \text{ para } y = \eta$$

y puesto que a, y por tanto η es muy pequeña, entonces, aproximadamente:

$$\eta = \frac{1}{g} \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right] \text{ para } y = 0$$

La solución de $\nabla^2 \phi$ puede hacerse por varios caminos, sin embargo, un método adecuado es el de separación de variables, en el cual se supone que $\phi = f(x,y,t)$ es el producto de 3 variables independientes entre sí, o sea que

$$\phi = \bar{X}(x) \cdot \bar{Y}(y) \cdot \bar{T}(t) \text{ ----- (A)}$$

en donde:

\bar{X} es una función (para ser determinada) de x solamente

\bar{Y} es una función (para ser determinada) de y solamente

\bar{T} es una función (para ser determinada) de t solamente

entonces $\nabla^2 \phi = 0$ resulta:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \bar{X}}{\partial x} \bar{Y} \cdot \bar{T}; \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{\partial \bar{Y}}{\partial y} \bar{X} \cdot \bar{T}$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \bar{X}}{\partial x^2} \bar{Y} \cdot \bar{T} \quad y \quad \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \bar{Y}}{\partial y^2} \bar{X} \cdot \bar{T}$$

de donde:

$$\frac{\partial^2 \bar{X}}{\partial x^2} \bar{Y} \cdot \bar{T} + \frac{\partial^2 \bar{Y}}{\partial y^2} \bar{X} \cdot \bar{T} = 0$$

de aquí que se pueda escribir:

$$\frac{1}{\bar{X}} \frac{\partial^2 \bar{X}}{\partial x^2} = - \frac{1}{\bar{Y}} \frac{\partial^2 \bar{Y}}{\partial y^2}$$

y puesto que el 1er. miembro sólo depende de "X" y el 2º sólo de "Y", Y(x) por ejemplo puede variar libremente sin que "Y" varíe y viceversa entonces:

$$\frac{1}{\bar{X}} \frac{\partial^2 \bar{X}}{\partial x^2} \text{ y } \frac{1}{\bar{Y}} \frac{\partial^2 \bar{Y}}{\partial y^2} \text{ no varía}$$

esto es, deberán ser igual a una constante.

Llamando, por conveniencia posterior, a esa constante (-k²) entonces:

$$\frac{1}{\bar{X}} \frac{\partial^2 \bar{X}}{\partial x^2} = - \frac{1}{\bar{Y}} \frac{\partial^2 \bar{Y}}{\partial y^2} = - k^2$$

de aquí que podamos formar dos ecuaciones diferenciales ordinarias lineales y homogéneas:

$$\frac{d^2 \bar{X}}{dx^2} + \bar{X} k^2 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{d^2 \bar{Y}}{dy^2} - \bar{Y} k^2 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Solución de (1):

La ecuación característica de (1) es:

$$\lambda^2 + k^2 = 0$$

de donde:

$$\lambda = \pm ki$$

de aquí que una solución de la ecuación sea $\bar{X}_1 = e^{kix}$ y otra, $\bar{X}_2 = e^{-kix}$

Como se puede comprobar:

$$\frac{\partial \bar{X}_1}{\partial x} = k i e^{k i x} ; \quad \frac{\partial^2 \bar{X}_2}{\partial x^2} = k^2 i^2 e^{k i x}$$

$$- k^2 e^{k i x} + k^2 e^{k i x} = 0$$

Pero \bar{X}_1 y \bar{X}_2 son soluciones imaginarias puesto que contienen a (i). Nuestro interés práctico es obtener soluciones reales.

Para tal fin, pondremos a \bar{X}_1 y \bar{X}_2 en otra forma, valiendonos de las fórmulas de Euler:²

$$e^{k i x} = \cos kx + i \operatorname{sen} kx$$

$$e^{-k i x} = \cos kx - i \operatorname{sen} kx$$

entonces:

$$\bar{X}_1 = \cos kx + i \operatorname{sen} kx$$

$$\bar{X}_2 = \cos kx - i \operatorname{sen} kx$$

de estas dos ecuaciones obtenemos:

$$\frac{1}{2} (\bar{X}_1 + \bar{X}_2) = \cos kx$$

$$\frac{1}{2i} (\bar{X}_1 - \bar{X}_2) = \operatorname{sen} kx$$

De aquí observamos que los segundos miembros son reales.

Aplicando el Teorema fundamental que dice:

Si una solución de una ecuación diferencial ordinaria lineal homogénea es multiplicada por cualquier constante, la función resultante es también una solución de la ecuación.

².- En el apéndice A se ha consignado las ecuaciones de Euler, y que son de utilidad en este desarrollo.

Si dos soluciones de la ecuación se suman el resultado es también una solución.

Resulta la solución general:

$$\bar{X} = A \cos kx + B \sin kx$$

A y B constantes arbitrarias

Ahora resolviendo (2):

La ecuación característica de (2) es:

$$\lambda^2 - k^2 = 0 \dots$$

$$\lambda = k\sqrt{1} = \pm k$$

y las soluciones son:

$$\bar{Y}_1 = e^{ky}$$

$$\bar{Y}_2 = e^{-ky}$$

Aplicando nuevamente el Teorema fundamental enunciado anteriormente se llega a:

$$\bar{Y} = Ce^{ky} + De^{-ky}$$

donde C y D son constantes arbitrarias.

Ahora bien, la ecuación A :

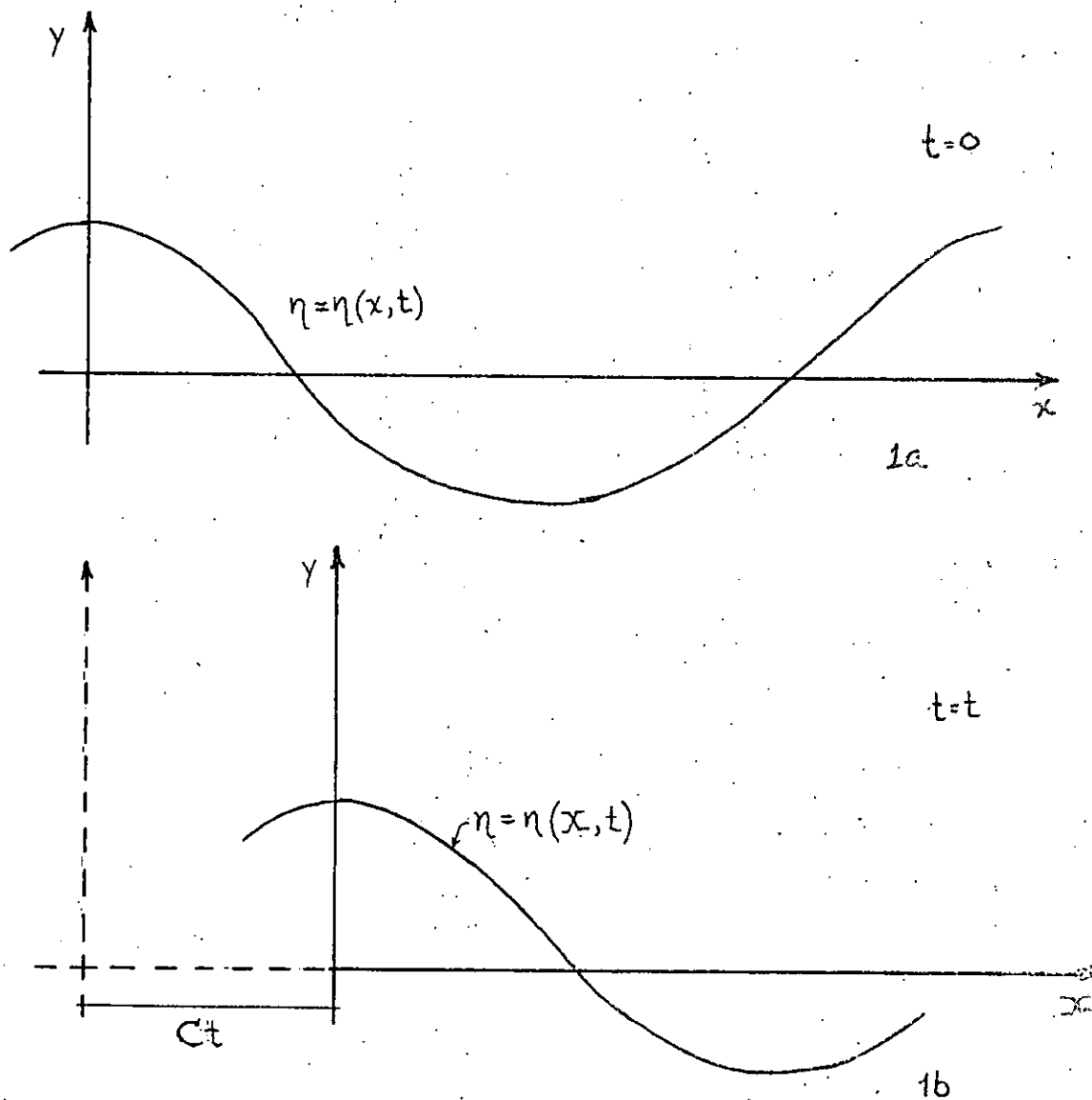
$$\phi(x,y,t) = \bar{X} \cdot \bar{Y} \cdot \bar{T}$$

resulta:

$$\phi(x,y,t) = (A \cos kx + B \sin kx) (Ce^{ky} + De^{-ky}) \bar{T}(t) \dots \dots \dots 3$$

Ahora sólo falta encontrar $\bar{T}(t)$ para obtener el potencial ϕ .

Para encontrar $\bar{T}(t)$ es preciso recurrir a la ola desplazándose. Supóngase que en el canal de olas de un laboratorio de hidráulica se han tomado dos fotografías, una en el instante $t = 0$ cuando la superficie de la onda corta al origen de ϕ ordenadas (fig. No. 1 a) y otra, un instante después $t = t$, cuando la onda ya se desplazó del eje "y" una distancia Ct (fig. No. 1 b)



Cuando la onda se desplaza, puede considerarse un nuevo origen, como se muestra en la fig. No. 1 b, en donde el perfil está ahora referido a él y -

sea función de χ . Ahora x , medida desde el eje original resulta:

$$X = \chi + ct \quad \text{y}$$

$$\chi = x - ct \quad \text{y por tanto}$$

$$\eta = f(x, t) \quad \text{es:}$$

$$\eta = f(x - ct)$$

Para el caso de la onda progresiva, armónica simple que nos ocupa, el perfil (η) de la onda está dado por:

$$\eta = a \text{ sen } \theta$$

o bien, defasada:

$$\eta = a \text{ cos } \theta$$

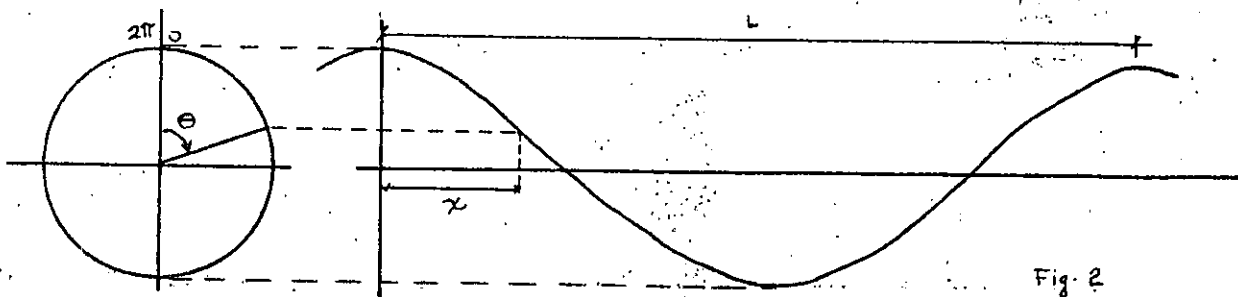
en donde θ es la fase.

Para el desarrollo que venimos efectuando no importa si la función es senoidal o cosenoidal por tanto podemos escribir en forma general:

$$\eta = a \begin{matrix} \text{sen} \\ \text{cos} \end{matrix} \theta$$

La fase θ es:

$\theta = 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$ como puede deducirse apoyándose en la figura No.2



Se cumple la proporción:

$$\frac{\theta}{2\pi} = \frac{x}{L}$$

y cuando la onda se mueve:

$$\frac{\theta}{2\pi} = \frac{x - ct}{L} \quad \dots \quad \text{pero } c = \frac{L}{T}$$

en donde T es el período de la onda.

$$\frac{\theta}{2\pi} = \frac{x}{L} - \frac{Lt}{LT} \quad \dots \quad \theta = 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

quedando entonces el perfil:

$$\eta = a \frac{\text{sen}}{\text{cos}} 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots \dots \dots (4)$$

De aquí se ve fácilmente que:

$$\bar{T}(t) = \frac{\text{sen}}{\text{cos}} \frac{2\pi}{T} t$$

A la relación $\frac{2\pi}{T}$ se le llama FRECUENCIA ANGULAR DE LA ONDA. y se le designa usualmente por σ .

De esta forma la ecuación del potencial será ahora:

$$\phi = (A \cos kx + B \text{ sen } kx) (C e^{ky} + D e^{-ky}) \frac{\text{sen}}{\text{cos}} \sigma t \dots \dots (5)$$

De esta ecuación se puede obtener cuatro combinaciones elementales de los términos que son periódicos en: x y t, las cuales, en vista del teorema fundamental que se ha venido manejando, son soluciones de la ecuación de Laplace:

$$\phi_1 = A_1 (C e^{ky} + D e^{-ky}) \cos kx \cos \sigma t \dots\dots\dots(6)$$

$$\phi_2 = A_2 (C e^{ky} + D e^{-ky}) \sen kx \sen \sigma t \dots\dots\dots(7)$$

$$\phi_3 = A_3 (C e^{ky} + D e^{-ky}) \sen kx \cos \sigma t \dots\dots\dots(8)$$

$$\phi_4 = A_4 (C e^{ky} + D e^{-ky}) \cos kx \sen \sigma t \dots\dots\dots(9)$$

Con objeto de determinar las constantes arbitrarias A, (cualquiera A₁, A₂, A₃ o A₄) y C y D, se aplicará las condiciones de frontera a cualquiera de las ecuaciones 6, 7, 8 o 9.

Escogiendo por orden a ϕ_1 , resulta:

En el fondo : $\left[\frac{\partial \phi_1}{\partial y} \right]_{y=-d} = 0$

$$0 = A_1 (-Cke^{-kd} + Dke^{kd}) \cos kx \cos \sigma t$$

$$0 = -Cke^{-kd} + Dke^{kd} \therefore C = De^{2kd}$$

Ahora la ecuación 6 queda:

$$\phi_1 = A_1 [De^{2kd} \cdot e^{ky} + De^{-ky}] \cos kx \cos \sigma t$$

$$\phi_1 = A_1 [De^{kd} \cdot e^{kd} \cdot e^{ky} + De^{-ky}] \cos kx \cos \sigma t$$

$$\phi_1 = A_1 De^{kd} \left[e^{k(d+y)} + e^{-k(d+y)} \right] \cos kx \cos \sigma t$$

Multiplicando y dividiendo por 2 se obtiene:

$$\phi_1 = 2A_1 De^{kd} \cdot \frac{1}{2} \left[e^{k(d+y)} + e^{-k(d+y)} \right] \cos kx \cos \sigma t$$

o sea (ver las ecuaciones de Euler en el apéndice A):

$$\phi_1 = 2A_1 D e^{kd} \cdot \cosh k(d+y) \cdot \cos Kx \cos \sigma t$$

Aplicando la condición de frontera en la superficie:

$$\eta = \frac{1}{g} \left[\frac{\partial \phi_1}{\partial t} \right]_{y=0} \quad \text{da:}$$

$$\eta = \frac{1}{g} \left[-2A_1 \sigma D e^{kd} \cdot \cosh kd \cdot \cos kx \sin \sigma t \right]$$

El máximo valor que puede adquirir η es "a" y ocurre cuando $\cos kx \sin \sigma t = 1$

$$a = - \frac{2A_1 \sigma D e^{kd}}{g} \cosh kd \quad \text{de aquí que:}$$

$$A_1 D e^{kd} = - \frac{ag}{2\sigma \cosh kd} \quad \text{y así:}$$

$$\eta = \frac{1}{g} \left[-2\sigma \left(- \frac{ag}{2\sigma \cosh kd} \right) \cosh kd \cdot \cos kx \sin \sigma t \right]$$

Simplificando:

$$\eta = a \cos kx \sin \sigma t$$

y ϕ_1 resulta:

$$\phi_1 = - \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \cdot \cos kx \cdot \cos \sigma t \quad \dots \dots \dots (10)$$

En forma similar, aplicando las condiciones de frontera a las ecuaciones 7, 8 y 9 se obtiene:

$$\phi_2 = \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \sin kx \sin \sigma t \quad \dots \dots \dots (11)$$

$$\phi_3 = - \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \sin kx \cos \sigma t \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$\phi_4 = \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \cos kx \sin \sigma t \dots\dots\dots(13)$$

Debido a la linealidad de la ecuación $\nabla^2 \phi = 0$ las combinaciones de ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 y ϕ_4 serán también soluciones de ella.

Así, restando la ecuación 10 de la 11 resulta:

$$\phi = \phi_2 - \phi_1 = \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \cdot \left[\sin kx \sin \sigma t - \cos kx \cos \sigma t \right] \dots\dots\dots(14)$$

Simplificando según fórmula trigonométrica que aparecen en el apéndice A, se llega a :

$$\phi = \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \cos (kx - \sigma t) \dots\dots\dots(15)$$

Las otras combinaciones de $\phi_1 - \phi_2$, $\phi_3 - \phi_4$, y $\phi_4 - \phi_3$ conducen exactamente al mismo potencial ϕ aunque en algunos casos corresponda a una onda que viaja en sentido negativo y en otros desplazada del eje de las ordenadas. Por tanto se ha llegado a determinar el potencial de velocidad:

$\phi = \pm \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh k(d+y)}{\cosh kd} \frac{\sin}{\cos} (kx - \sigma t) \dots\dots\dots(16)$
--

Ya que ϕ es periódico en x para una longitud de onda L , es necesario que $k = \frac{2\pi}{L}$. Por otra parte $a = \frac{H}{2}$; sustituyendo estos valores en la ecuación 16 se obtiene finalmente:

$\phi = \pm \frac{gHT}{4\pi} \frac{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \frac{\sin}{\cos} \cdot 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots(17)$
--

El cual en lo sucesivo se utilizará con signo (+) (ola desplazándose en el sentido + de las x y con la función coseno). Cresta de la onda coincidiendo con el eje de las "y".

DETERMINACION DE LA CELERIDAD Y LA LONGITUD DE LAS OLAS:

En la teoría lineal o teoría del oleaje de pequeña amplitud, puesto que la amplitud es muy pequeña en comparación con la longitud, es válido suponer que la variación del perfil de la onda respecto al tiempo, en una sección dada es igual a la velocidad en el eje de las "y"; así:

$$v = \frac{d\eta}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t}$$

puesto que la variación de η respecto de x es despreciable en esta teoría según lo expresado anteriormente, la velocidad resulta:

$$v = \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad \text{en la superficie (y = 0)}$$

como:

$$\eta = \frac{1}{g} \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} \right] \quad \text{en } y = 0 \quad y$$

$v = - \frac{\partial \phi}{\partial y}$, al combinarlas da:

$$- \frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad \text{en } y = 0$$

utilizando el potencial de velocidad indicado por la ecuación No. 17, el primer miembro queda:

$$\frac{\partial \phi}{\partial y} = \frac{HgT}{4\pi} \frac{\sinh \frac{2\pi(y+d)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \cdot \frac{2\pi}{L}$$

y el segundo:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = - \frac{HgT}{4\pi} \frac{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \left(- \frac{2\pi}{T} \right)$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = - \frac{HgT}{4\pi} \frac{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \left(- \frac{2\pi}{T} \right) \left(- \frac{2\pi}{T} \right)$$

$$= - \frac{\pi Hg}{T} \frac{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

igualando:

$$- \frac{HgT}{4\pi} \frac{\sinh \frac{2\pi(y+d)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \frac{2\pi}{L} = - \frac{\pi Hg}{Tg} \frac{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right)$$

$$\frac{2\pi}{L} \frac{Tg}{4\pi} \sinh \frac{2\pi(d+y)}{L} = \frac{\pi}{L} \cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}$$

$$\frac{\sinh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}} = \frac{2\pi L}{gT^2} \quad \text{en } y = 0 :$$

$$\tanh \frac{2\pi d}{L} = \frac{2\pi L}{gT^2} \quad \text{de donde la longitud de la onda resulta:}$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

LONGITUD DE LA ONDA.

Puesto que $C = \frac{L}{T}$, $T^2 = \frac{L^2}{C^2}$

por tanto:

$$L = \frac{gL^2}{2\pi C^2} \tanh \frac{2\pi d}{L} \quad \text{despejando a C queda:}$$

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

Ecuación conocida como fórmula de Airy.

Como ya se conoce el potencial ϕ , se puede determinar otras características del oleaje, como la velocidad en ambos ejes, la presión etc., basta derivar-

y aplicar las condiciones de frontera apropiadas.

Analizando la ecuación que da la longitud de la onda, se pueden definir ~~las~~ 2 situaciones: cuando la $\tanh h \rightarrow 1$ y cuando tiende a $\frac{2\pi d}{L}$.

Cuando $\tanh \frac{2\pi d}{L} \approx 1$ entonces la longitud de la onda es independiente de la profundidad ya que:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi}$$

entonces se dice que se está en zona de AGUAS PROFUNDAS.

Esto ocurre cuando el argumento $\frac{2\pi d}{L}$ es igual a π o sea:

$$\pi = \frac{2\pi d}{L} \dots d = \frac{L}{2}$$

Para fines prácticos se dice que las aguas profundas empiezan a una profundidad igual a $\frac{L}{2}$.

Ahora, cuando $\tanh \frac{2\pi d}{L} \approx \frac{2\pi d}{L}$

L resulta:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \frac{2\pi d}{L} \dots L = T \sqrt{gd}$$

y puesto que la longitud depende exclusivamente de la profundidad ya que $T = \text{constante}$, se dice que son AGUAS BAJAS, y ocurren cuando el argumento $\frac{2\pi d}{L}$ es igual a $\frac{\pi}{10}$ $\dots d = \frac{L}{20}$.

El caso intermedio; cuando se cumple con $L = \frac{gT^2}{2} \tanh \frac{2\pi d}{L}$ se denomina zona de AGUAS INTERMEDIAS.

En la tabla No. 1 se ha consignado las fórmulas de la teoría lineal para aguas profundas, intermedias y bajas.

VELOCIDADES ORBITALES:

Las velocidades orbitales u y v pueden fácilmente determinarse ya que:

$$u = - \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \text{y} \quad v = - \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

así:

$$u = \frac{Hg}{2} \frac{T}{L} \frac{\cosh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots (18)$$

$$v = - \frac{HgT}{2L} \frac{\sinh \frac{2\pi(d+y)}{L}}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots\dots\dots (19)$$

Energía de una onda.

Una onda puesto que se desplaza con una cierta celeridad, posee energía cinética y como se eleva respecto de un plano horizontal de comparación (el nivel estático), tiene energía potencial.

La energía cinética de la onda está regida por la bien conocida ecuación:

$$E_c = \frac{1}{2} m v^2$$

que para nuestro caso, analizando por unidad de ancho y en base al esquema-
No. 3 , resulta, en forma diferencial como sigue:

$$dE_{c_x} = \frac{1}{2} dm u^2 \quad \text{en el eje } x.$$

$$dE_{c_y} = \frac{1}{2} dm v^2 \quad \text{en el eje } y.$$

La energía cinética total será:

$$dE_c = \frac{1}{2} dm u^2 + \frac{1}{2} dm v^2 = \frac{1}{2} dm (u^2 + v^2)$$

la masa está dada por el producto de la masa específica (ρ) por el volumen ($dx dy$) por tanto:

$$dE_c = \frac{1}{2} \rho dx dy (u^2 + v^2)$$

La energía total promedio, por unidad de superficie, se obtiene introduciendo los términos $\frac{dt}{T}$ y $\frac{1}{L}$ respectivamente, así:

$$E_c = \frac{\rho}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} \int_{-d}^{\eta=0} (u^2 + v^2) dx dy dt$$

sustituyendo los valores de u y v obtenidos anteriormente (ecuaciones 18 y 19), resulta:

$$E_c = \frac{\rho}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} \int_{-d}^{\eta=0} \frac{g^2 H^2 T^2}{L^2} \frac{1}{\cosh^2 \frac{2\pi d}{L}} \left[\cosh^2 \frac{2\pi d}{L} \right.$$

$$\left. \sin^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \sinh^2 \frac{2\pi(d+y)}{L} \cos^2 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right] dx dy dt$$

Resumiendo a las ecuaciones de Euler consignadas en el apéndice A y a otras igualdades trigonométricas usuales, se simplifica:

$$E_c = \frac{\rho g^2 H^2 T^2}{2L \cosh^2 \frac{2\pi d}{L}} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} \int_{-d}^{\eta=0} \left[\cosh \frac{4\pi}{L} (d+y) - \cos 4\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right] dx dy dt$$

Integrando resulta:

$$E_c = \frac{\gamma H^2}{16}$$

La energía potencial de una pequeña columna de agua (d + η) espesor unitario y largo dx es:

$$dE_p = \frac{(d + \eta)^2}{2} \rho g dx$$

$$= \frac{(d + \eta)^2}{2} \gamma \cdot dx$$

y la energía potencial por unidad de superficie es:

$$E_p = \frac{\gamma}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} (d + \eta)^2 dx dt$$

sustituyendo el valor de η (ecuación No. 4) resulta:

$$E_p = \frac{\gamma}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} \left[d^2 + Hd \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \dots \right] dx dt$$

$$+ \frac{H^2}{4} \sin^2 \cdot 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \Big] dx dt \text{ e integrando:}$$

$$E_p = \frac{\gamma d^2}{2} + \frac{\gamma H^2}{16}$$

Energía desde $y = -d$ hasta la superficie.

La energía, cuando no existe ola es:

$$E_p = \frac{\gamma}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} d^2 dx dt = \frac{\gamma d^2}{2}$$

por tanto la energía potencial de la ola será:

$$E_p = \frac{\gamma d^2}{2} - \frac{\gamma d^2}{2} + \frac{\gamma H^2}{16} = \frac{\gamma H^2}{16}$$

y la energía total:

$$E = E_c + E_p$$

$E = \frac{\gamma H^2}{16} + \frac{\gamma H^2}{16} = \frac{\gamma H^2}{8}$
--

PROFUNDIDAD RELATIV.	AGUAS BAJAS $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	AGUAS INTEREDIAS $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	AGUAS PROFUNDAS $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
Perfil de la ola	Some As →	$\eta = \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right] = \frac{H}{2} \cos \theta$	← Some As
Celeridad de la ola	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$	$C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
Longitud de ola	$L = T \sqrt{gd} = CT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = C_0 T$
Velocidad de grupo	$C_g = C = \sqrt{gd}$	$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)} \right] \cdot C$	$C_g = \frac{1}{2} C = \frac{gT}{4\pi}$
Velocidad de la partícula de agua a) horizontal.	$u = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos \theta$	$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$u = \frac{\pi H}{T} e^{\frac{2\pi z}{L}} \cos \theta$
b) vertical.	$w = \frac{H\pi}{T} \left(1 + \frac{z}{d}\right) \sin \theta$	$w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$w = \frac{\pi H}{T} e^{\frac{2\pi z}{L}} \sin \theta$
Aceleración de la partícula de agua. a) horizontal	$a_x = \frac{H\pi}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$	$a_x = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$a_x = 2H \left(\frac{\pi}{T}\right)^2 e^{\frac{2\pi z}{L}} \sin \theta$
b) vertical.	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T}\right)^2 \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cos \theta$	$a_z = -\frac{g\pi H}{L} \frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T}\right)^2 e^{\frac{2\pi z}{L}} \cos \theta$
Desplazamiento de la partícula de agua. a) horizontal	$\xi = -\frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\sinh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} e^{\frac{2\pi z}{L}} \sin \theta$
b) vertical.	$\zeta = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\sinh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} e^{\frac{2\pi z}{L}} \cos \theta$
Presión superficial	$p = \rho g (\eta - z)$	$p = \rho g \eta \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} - \rho g z$	$p = \rho g \eta e^{\frac{2\pi z}{L}} - \rho g z$

TABLA N°1

APENDICE "A"

FORMULAS DE EULER:

$$e^{kix} = \cos kx + i \operatorname{sen} kx$$

$$e^{-kix} = \cos kx - i \operatorname{sen} kx$$

$$e^{kx} = \cosh kx + \operatorname{senh} kx$$

$$e^{-kx} = \cosh kx - \operatorname{senh} kx$$

$$\operatorname{sen} kx = \frac{e^{kix} - e^{-kix}}{2i} = \frac{1}{2i} (e^{kix} - e^{-kix})$$

$$\cos kx = \frac{e^{kix} + e^{-kix}}{2} = \frac{1}{2} (e^{kix} + e^{-kix})$$

$$\operatorname{senh} kx = \frac{1}{2} (e^{kx} - e^{-kx})$$

$$\cosh kx = \frac{1}{2} (e^{kx} + e^{-kx})$$

FUNCIONES HIPERBOLICAS

$$\operatorname{senh}^2 kx = -\frac{1}{2} (1 - \cosh 2kx)$$

$$\cosh^2 kx = \frac{1}{2} (1 + \cosh 2kx)$$

$$\cosh^2 kx - \operatorname{senh}^2 kx = 1$$

$$\frac{\operatorname{senh} kx}{\cosh kx} = \tanh kx$$

$$\operatorname{senh} 2kx = 2 \operatorname{senh} kx \cosh kx$$

$$\cosh 2kx = \operatorname{senh}^2 kx + \cosh^2 kx$$

$$\operatorname{senh} (x \pm y) = \operatorname{senh} x \cosh y \pm \cosh x \operatorname{senh} y$$

$$\cosh (x \pm y) = \cosh x \cosh y \pm \sinh x \sinh y$$

FUNCIONES TRIGONOMETRICAS:

$$\text{sen } (x \pm y) = \text{sen } x \cos y \pm \cos x \text{sen } y$$

$$\cos (x \pm y) = \cos x \cos y \mp \text{sen } x \text{sen } y$$

$$\text{sen}^2 x + \cos^2 x = 1$$

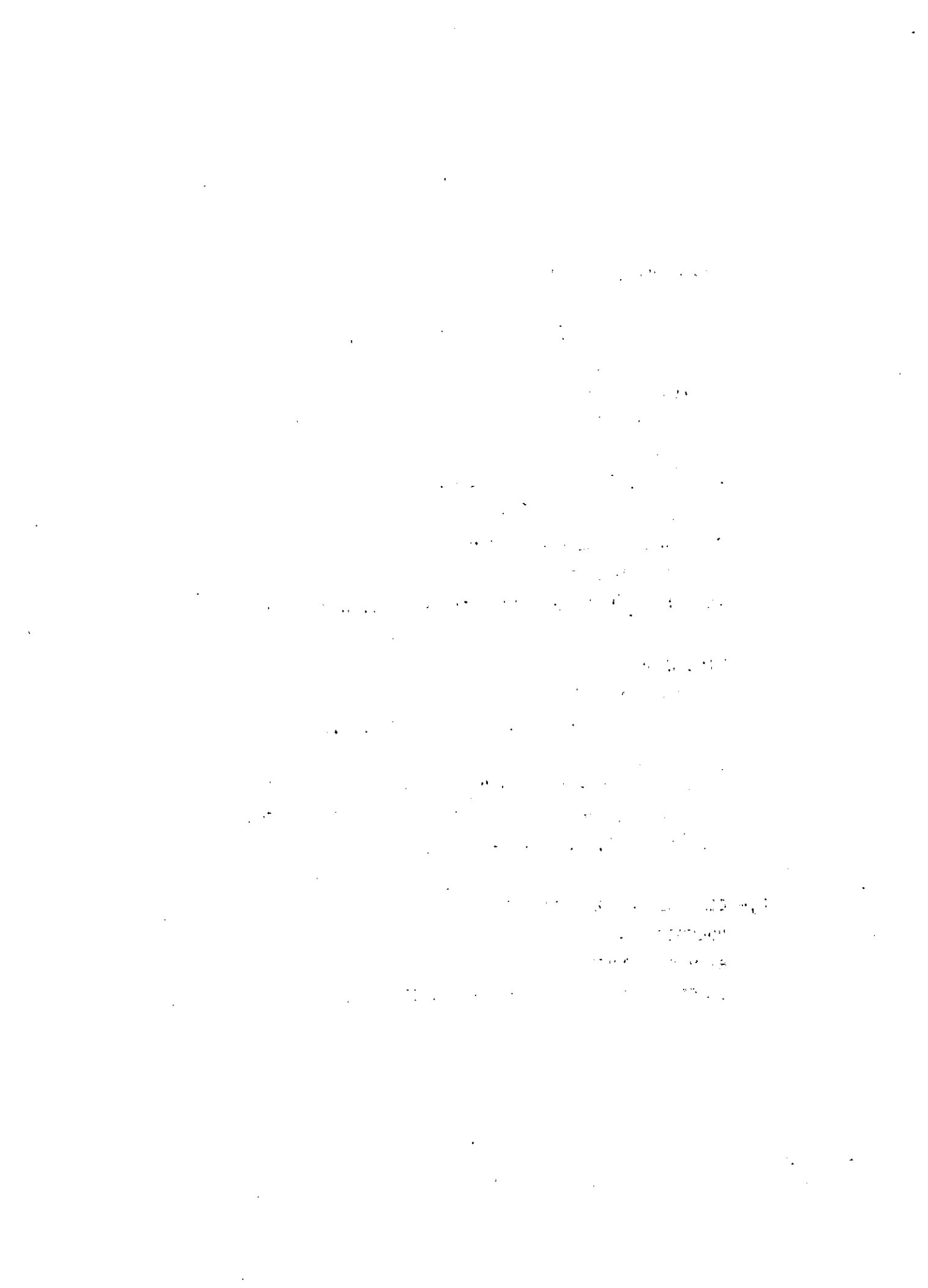
BIBLIOGRAFIA:

- 1.- SHORE PROTECTION MANUAL
VOLUMEN I, II, III
U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER. 1973.
- 2.- TRAVAUX MARITIMES
VOLUMEN I y II
JEAN CHAPON
EDITIONS EYROLLES, PARIS 1966
- 3.- OCEANOGRAPHICAL ENGINEERING
ROBERT L. WIEGEL
PRENTICE-HALL, INC./ENGLEWOOD CLIFFS, N.J. 1964
- 4.- WIND WAVES
BLAIR KINSMAN
PRENTICE-HALL, INC./ENGLEWOOD CLIFFS, N.J. 1965
- 5.- ESTUARY AND COASTLINE HYDRODYNAMICS
ENGINEERING SOCIETIES MONOGRAPHS. ARTHUR T. IPPEN,
MCGRAW-HILL BOOK COMPANY, INC. 1966.
- 6.- COASTAL ENGINEERING
VOLUMEN I y II
RICHARD SILVESTER
ELSEVIER SCIENTIFIC PUBLISHING COMPANY, 1974.

BIBLIOGRAFIA:

35

- 1.- SHORE PROTECTION MANUAL
VOLUMEN I, II, III
U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER. 1973.
- 2.- TRAVAUX MARITIMES
VOLUMEN I y II
JEAN CHAPON
EDITIONS EYROLLES, PARIS 1966
- 3.- OCEANOGRAPHICAL ENGINEERING
ROBERT L. WIEGEL
PRENTICE-HALL, INC./ENGLEWOOD CLIFFS, N.J. 1964
- 4.- WIND WAVES
BLAIR KINSMAN
PRENTICE-HALL, INC./ENGLEWOOD CLIFFS, N.J. 1965
- 5.- ESTUARY AND COASTLINE HYDRODYNAMICS
ENGINEERING SOCIETIES MONOGRAPHS. ARTHUR T. IPPEN,
MCGRAW-HILL BOOK COMPANY, INC. 1966.
- 6.- COASTAL ENGINEERING
VOLUMEN I y II
RICHARD SILVESTER
ELSEVIER SCIENTIFIC PUBLISHING COMPANY, 1974.



A M II

IV CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA

MODELO SIMPLIFICADO PARA EL ANALISIS DE LA DIFUSION DE DESCARGAS DE

AGUA CALIENTE.

Ing. Otoniel Arrambide Guzmán

Ing. Luis E. Salinas Quiñard

Comisión Federal de Electricidad. México, D. F.

INTRODUCCIÓN:

Con frecuencia resulta complicada la determinación de la difusión térmica de las descargas de agua caliente de las plantas térmicas que proyecta la Comisión Federal de Electricidad, debido principalmente a lo complejo de las ecuaciones que gobiernan al fenómeno y a la gran cantidad de información que es necesario obtener en el campo.

Sin embargo, en muchos casos lo único que se desea es evaluar la difusión térmica mediante un modelo sencillo, para definir con cierta confiabilidad los anteproyectos de las obras de toma y descarga utilizando poca información de campo.

Por ello se considera conveniente presentar al medio de la Ingeniería Hidráulica en México este modelo, cuyas simplificaciones a la ecuación de transferencia de calor fueron realizadas por la Pacific Gas and Electric Company (*) y el programa de computadora fue elaborado por los autores.

El modelo se simplificó al considerar una corriente permanente paralela a la costa y que la capa de agua caliente tiene un espesor medio; así como al despreñar la posible estratificación de temperaturas y la difusión vertical y longitudinal.

Aún cuando el modelo considera como submarina a la descarga de agua caliente, puede aplicarse a descargas superficiales en el mar o en ríos, mediante algunas modificaciones al programa de computadora.

(*).- Cayot, R. F., North, W. J.: "Effect of a Power Plant on Marine Environment at Davenport, California". Pacific Gas and Electric Company.- March, 1971.

MODELO MATEMÁTICO

La forma general de la ecuación de transferencia de calor en un cuerpo de agua con la superficie expuesta a la atmósfera es:

$$\frac{\partial T}{\partial t} + v_i \frac{\partial T}{\partial \phi_i} = D_i \frac{\partial^2 T}{\partial \phi_i^2} - \frac{K}{\rho C} (T - E) \dots \dots \dots (j)$$

donde:

- ϕ_i = coordenadas x, y, z
- $T(\phi_i, t)$ = temperatura
- v_i = velocidad en la dirección ϕ_i
- D_i = coeficiente de difusión en ϕ_i
- t = tiempo
- ρ = densidad
- K = coeficiente de transferencia de calor
- C = calor específico
- E = temperatura de equilibrio

Estableciendo las siguientes hipótesis:

1.- La solución de la ecuación se obtendrá en condiciones permanentes, esto es:

$$\frac{\partial}{\partial t} = 0$$

2.- La corriente marina, que por lo general es paralela a

a la costa, es permanente y las velocidades del agua en las otras dos direcciones son despreciables, por lo cual:

$$\begin{aligned}
 v_x &= u = \text{constante} \\
 v_y &= 0 \\
 v_z &= 0
 \end{aligned}$$

3.- La difusión vertical es despreciable en comparación con la difusión horizontal, y la difusión longitudinal es pequeña comparada con la difusión lateral, es decir:

$$\begin{aligned}
 D_x &= 0 \\
 D_y &= D = f(x) \\
 D_z &= 0
 \end{aligned}$$

4.- La ecuación se integra en una capa de agua caliente que tiene un espesor medio "d".

La ecuación de transferencia de calor se reduce a la siguiente forma bidimensional:

$$u \frac{\partial T}{\partial x} = D \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} - \frac{k}{\rho c d} (T - E) \dots\dots\dots (2)$$

Considerando la ecuación 2 como representativa de las condiciones naturales del cuerpo de agua, puede establecerse de manera análoga otra ecuación como representativa de las condiciones de la descarga caliente:

$$u \frac{\partial T_H}{\partial x} = D \frac{\partial^2 T_H}{\partial y^2} - \frac{k}{\rho c d} (T_H - E) \dots\dots\dots (3)$$

En la cual el índice n indica que el cuerpo de agua está influenciado por la descarga de agua caliente.

Para obtener una ecuación en función de incrementos de temperatura, se resta a la ecuación 3 la ecuación 2, quedando:

$$u \frac{\partial (\Delta T)}{\partial x} = D \frac{\partial^2 (\Delta T)}{\partial y^2} - \frac{K}{\rho c_d} (\Delta T) \dots (4)$$

Que es la ecuación de difusión simplificada para conocer la distribución de temperaturas en la superficie de un cuerpo de agua con una corriente longitudinal.

Considerando las siguientes condiciones de frontera:

$$\Delta T (0, y) = (\Delta T)_0 \text{ para } |y| \leq b/2 \dots (5)$$

$$\Delta T (0, y) = 0 \text{ para } |y| > b/2 \dots (6)$$

donde:

b = ancho del cuerpo de agua que está influenciado por la temperatura.

$(\Delta T)_0$ = incremento de temperatura en la descarga.

La solución matemática de la ecuación 4 es la siguiente:

$$\Delta T (x, y) = \frac{1}{2} (\Delta T)_0 \exp \frac{-Kx}{\rho c_d} \{ \operatorname{erfc} (Z_1) - \operatorname{erfc} (Z_2) \} \dots (7)$$

donde:

$$\operatorname{erfc}(Z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_Z^{\infty} \exp(-t^2) dt \dots\dots\dots (8)$$

$\operatorname{erfc}(Z)$ = función matemática de error que se encuentra tabulada, por ejemplo en (*)

$$Z_1 = \frac{2y - b}{4\sqrt{Dx/u}} \dots\dots\dots (9)$$

$$Z_2 = \frac{2y + b}{4\sqrt{Dx/u}} \dots\dots\dots (10)$$

$$D = D_0 \left[1 + \frac{8D_0 x}{ub^2} \right]^2 \dots\dots\dots (11)$$

D_0 = coeficiente de difusión lateral obtenida mediante estudios de campo.

Si la descarga es submarina, se presentará una disminución en la temperatura de la descarga debido al mezclado entre el fondo y la superficie, entonces el nuevo incremento de temperatura por considerar es:

$$(\Delta T)_x = \frac{Q (\Delta T)_0}{ubd} \dots\dots\dots (12)$$

donde:

Q = gasto de la descarga

La ecuación 7 queda:

$$\Delta T(x, y) = 0.5 (\Delta T)_0 \exp \frac{-kx}{\rho c d u} \left[\operatorname{erfc}(Z_1) + \operatorname{erfc}(Z_2) \right] \dots\dots\dots (13)$$

(*) Abramowitz M., Stegun, I.G. Handbook of Mathematical Functions. Dover Publication, Inc. N.Y. 1965.

Que es la ecuación que se utilizó para el programa de --
computadora.

PROGRAMA DE COMPUTADORA

Se elaboró un programa de computadora escrito en Fortran IV para la máquina IBM - 370/145 de Comisión Federal de Electricidad.

Con el programa se calcula la distribución de temperatura en la superficie libre del agua con las ecuaciones 9, 10, 11, 12 y 13 y se imprime la matriz de temperaturas $\Delta T(x, y)$.

En la ejecución del programa se requirió una capacidad de memoria de 58 K y el tiempo de CPU para el análisis de cada alternativa fue de 12 seg.

En la figura 1 se muestra el diagrama de flujo general y en la figura 2 se muestra un listado del programa.

El significado de los datos de entrada al programa es el siguiente:

TI.....Identificación.
XMAX, XMIN.....Absisos máxima y mínima.
YMAX, YMIN.....Ordenada máxima y mínima.
DX, DY.....Incrementos en "X" y "Y" respectivamente.
CALOR.....Calor específico del agua
D0.....Coeficiente de difusión lateral.
TRANK.....Coeficiente de transferencia de calor.
ROO.....Densidad del agua.
DTC.....Incremento de temperatura inicial.
Q.....Gasto de la descarga.
VEL.....Velocidad de la corriente.

ANCHO, GRUESO.....Geometría inicial de la zona de mezclado.

El programa se encuentra trabajando con unidades del sistema Inglés debido a que había que comprobar los resultados obtenidos con los de Davenport.

Para probar el funcionamiento del programa elaborado en Comisión Federal de Electricidad, se hizo una corrida con los mismos datos utilizados en una de las alternativas de Davenport; los resultados obtenidos se muestran en la fig. No.3.

En esta figura puede observarse que las isotermas calculadas en C.F.E. están más cargadas hacia la descarga que las obtenidas en Davenport; aceptando ese corrimiento, ya que no es de consideración, puede concluirse que el programa de C.F.E. es más conservador, situación favorable para los anteproyectos de las plantas.

Finalmente se hizo, también a manera de ilustración una aplicación a la descarga de la Planta Termoelectrónica de Punta Prieta II, localizada en la Bahía de La Paz, los resultados se muestran en la figura No. 4, en donde se han consignado los datos de la corrida.

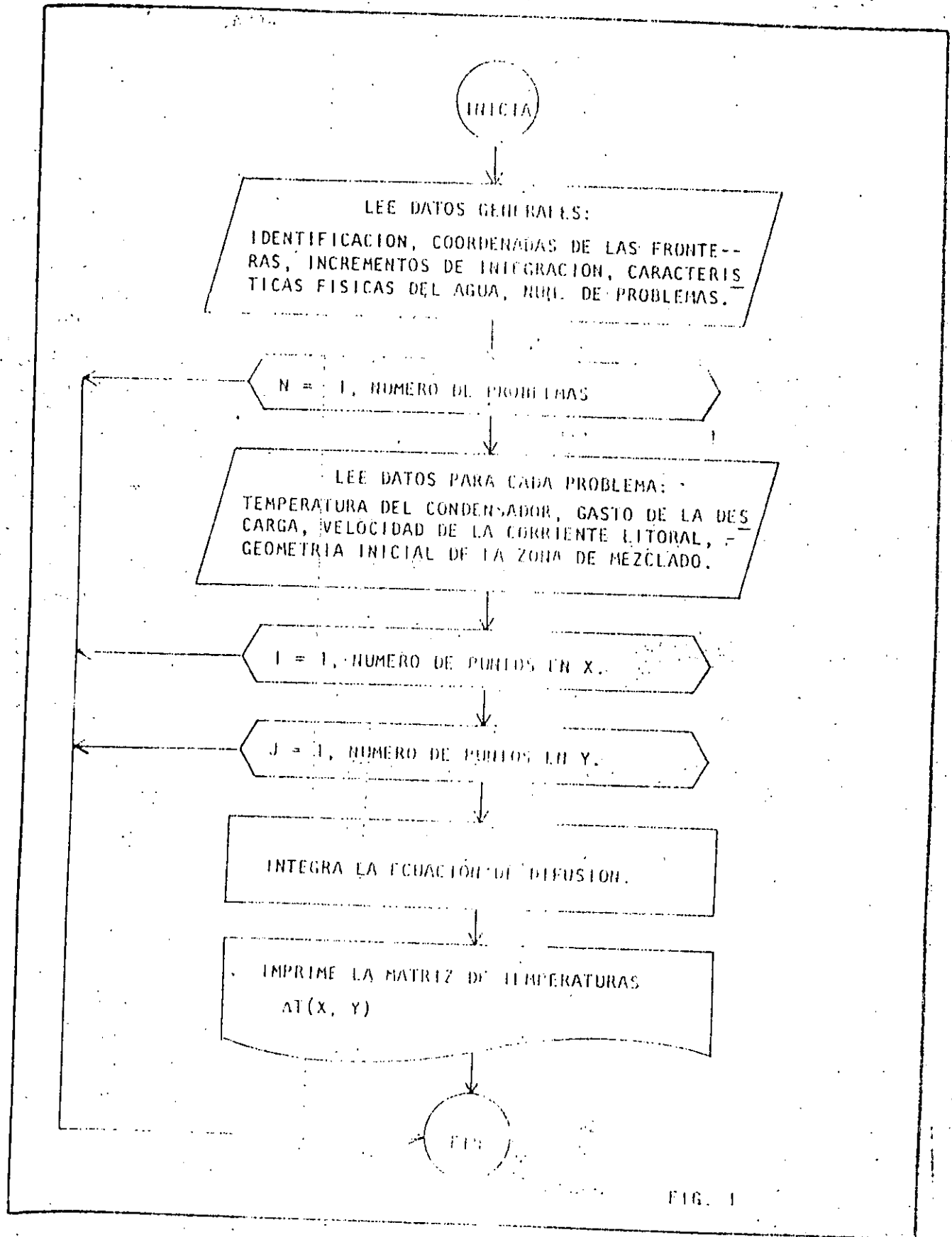


FIG. 1

FIG. 2 .- LISTADO DEL PROGRAMA.

LECTURA DE DATOS GENERALES

```

READ 101, (TIT(I), I=1,20)
READ 102, XMAX, XMIN, YMAX, YMIN, DX, DY
READ 103, NUPRO, CALOR, DO, TRANK, ROO
DO 200 NUP=1, NUPRO

```

LECTURA DE DATOS PARA CADA PROBLEMA.

```

READ 102, DTC, Q, VEL, ANCHO, GRUESO
IF(NUP.GT.1) GO TO 2
PRINT 121, (TIT(I), I=1,20)
PRINT 122
PRINT 123, CALOR, DO, TRANK, ROO
PRINT 124, DTC, Q, VEL
PRINT 128, XMAX, YMAX, XMIN, YMIN
GO TO 3
2 PRINT 121, (TIT(I), I=1,20)
PRINT 125, NUP
PRINT 124, DTC, Q, VEL

```

CALCULO DE LAS CONSTANTES PARA CADA PROBLEMA

```

3 M=(XMAX-XMIN)/DX
N=(YMAX-YMIN)/DY
DT=Q*DTC/(VEL*ANCHO*GRUESO)
A=TRANK/(ROO*GRUESO*CALOR*VEL)

```

SOLUCION DE LA ECUACION DE DIFUSION.

```

DO 15 I=1, M
F1=1
X(I)=XMIN+F1*DX
DE=DO*(1.0+(8.0*DO*X(I)/(VEL*ANCHO*ANCHO)))*2.0
DO 15 J=1, N
FJ=J
Y(J)=YMIN+FJ*DY
Z1=(2.0*Y(J)-ANCHO)/(4.0*SQRT(DE*X(I)/VEL))
Z2=(2.0*Y(J)+ANCHO)/(4.0*SQRT(DE*X(I)/VEL))
D1=ERF(Z1)
D2=ERF(Z2)
DZ=D2-D1
AX= A*X(I)
DTXY(I, J)=0.5*DT*DZ/EXP(AX)
15 CONTINUE
PRINT 121, (TIT(I), I=1,20)
PRINT 130
PRINT 131, (Y(J), J=1, N)
DO 85 K=1, M
85 PRINT 132, X(K), (DTXY(K, J), J=1, N)
200 CONTINUE
END

```

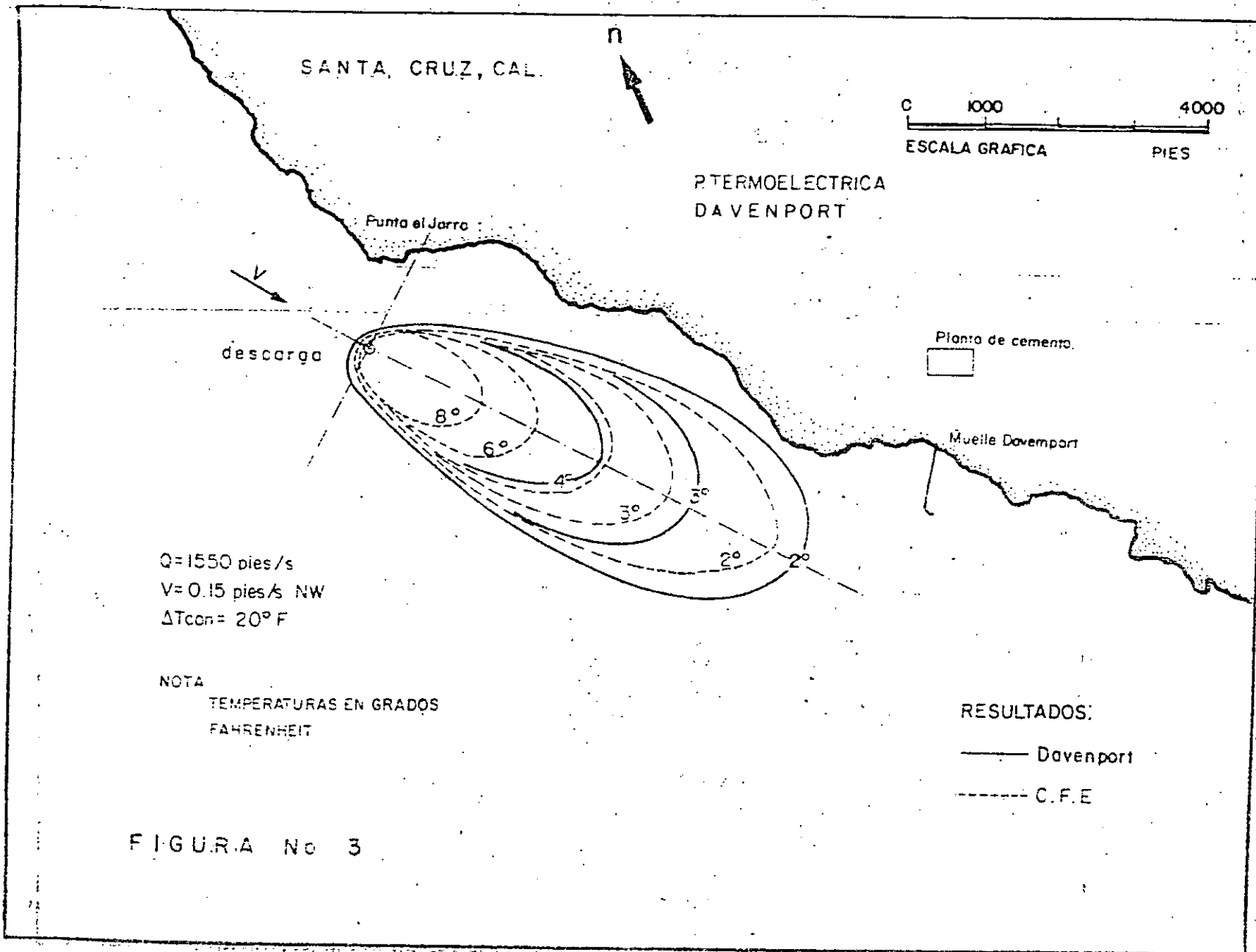
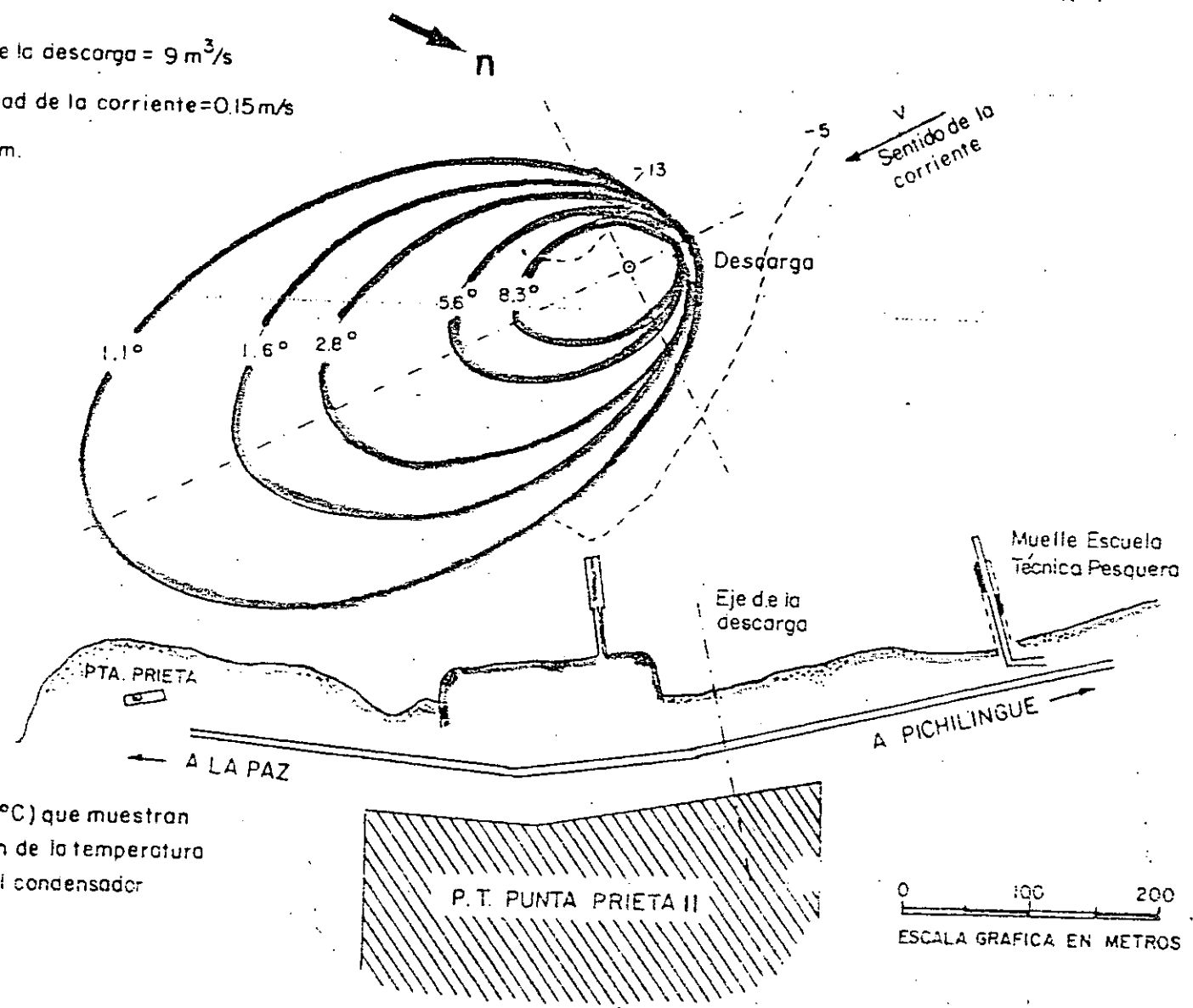


FIGURA N°4

$Q = \text{gasto de la descarga} = 9 \text{ m}^3/\text{s}$
 $V = \text{velocidad de la corriente} = 0.15 \text{ m/s}$
 $b = 120 \text{ m.}$
 $d = 1 \text{ m.}$

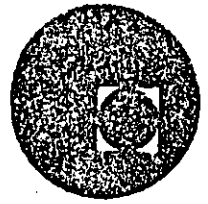


Isotermas (°C) que muestran
la dispersión de la temperatura
de agua del condensador

0 100 200
ESCALA GRAFICA EN METROS



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS

ORIGEN Y GEOMORFOLOGIA DE LAS LAGUNAS
ESTUARINAS DE MEXICO

ING. GUILLERMO LOPEZ B.

JUNIO, 1979.

ORIGEN Y GEOMORFOLOGIA DE LAS LAGUNAS ESTUARINAS DE MEXICO.

Cuando todos sabemos, la costa de México, se extiende a lo largo de unos 10 000 km, de los cuales la tercera parte está cubierta de lagunas estuarinas (1).

El área total aproximada de estos cuerpos de agua someros cubre más de 16 000 km², lo que da una idea de la importancia de las lagunas como fuente de producción de alimentos de origen marino.

Laukford, geólogo marino de la UNESCO, de reconocido prestigio mundial ha clasificado estas lagunas, desde el punto de vista geomorfológico de la siguiente manera:

- I EROSION DIFERENCIAL
- II SEDIMENTACION TERRIGENA DIFERENCIAL
- III BARRERA EN LA PARTE INTERIOR DE LA PLATAFORMA
- IV ORIGEN ORGANICO
- V ORIGEN TECTONICO

I. EROSION DIFERENCIAL

Depresiones formadas por procesos no marinos, originadas por la elevación del nivel del mar durante el holoceno. Con fuertes modificaciones desde hace unos 5000 años al establecerse bruscamente el nivel del mar. De formas y latimetría variable, modificada por factores meteorológicos, cercas bajas drenadas por ríos, llanuras costeras de bajo relieve y cañones pronunciados a

(1) Laguna estuarina: "Depresión por debajo del nivel de pleamar media que tiene permanente o efímera comunicación con el mar; pero protegida del mismo por algún tipo de barrera.

lo largo de costas de alto relieve y pendiente pronunciada.

Dentro de este tipo de lagunas, encontramos los siguientes subtipos:

A) VALLES ABIERTOS DRENADOS. Sin barrera exterior y con baja precipitación, alta evaporación, salinidades normales o mayores a 30 ppm. Baja energía de oleaje

b) BOCAS DE RIO ABIERTAS DRENADAS. Sin barrera, precipitaciones continuas o estacionales, baja energía de oleaje. Forma y batimetría modificadas por procesos marinos y fluviales. Energía por corrientes de marea, alta, eurihalina. Ejemplo: Boca del río Colorado. A este tipo pertenecen los estuarios.

c) VALLES DRENADOS CON BARRERA. Barreras físicas presentes, baja precipitación, forma y batimetría modificada por procesos costeros: (mareas, vientos oleaje). Alta energía de mareas en caudales y bocas baja energía en los bajos. Altas salinidades. Por ejemplo la laguna Ojo de Liebre.

D. BOCA DE RIO DRENADA CON BARRERA: Barrera física presente, precipitaciones continuas o estacionales forma y batimetría modificadas por deltas lagunarios, formando sublagunas. Energía de flujo debida a las mareas, de refluo al gasto del río Salinidades bajas, ya que el flujo se encuentra mezclada pobremente.

E. CAÑONES ROCOSOS DRENADOS. Sin barrera. Islas de rocas o flechas. Precipitación prácticamente ausente. Forma y batimetría muy poco modificada con el tiempo, Salinidades parecidas a las medias del mar.

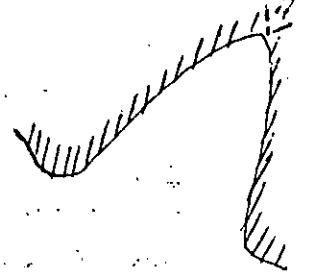
F. Depresión drenada tipo KARST. Barrera física en forma de bajos. No hay escurrimientos superficiales. Forma y batimetría sólo modificada en las bocas por los procesos litorales. Ejemplo. Laguna Chumyaxche en Quintana Roo. los fondos son rocas carbonatadas de origen coralígeno.

Todas estas formaciones se muestran en la figura ①

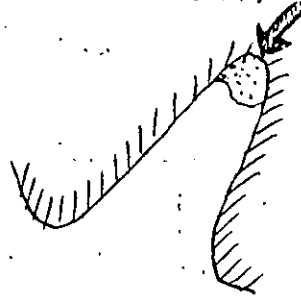
FIGURA 1.

ORIGEN EROSION DIFERENCIAL

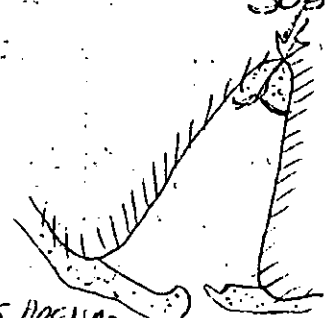
SUBTIPO A



SUBTIPO B



SUBTIPO C

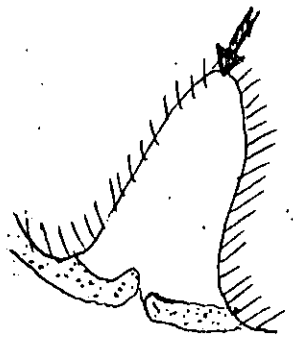


A. VALLES ABIERTOS DRENADOS

B. BOCAS DE RIO ABIERTAS DRENADAS

C. VALLES DRENADOS CON BARRERA

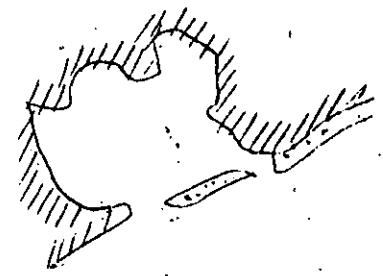
SUBTIPO D



SUBTIPO E



SUBTIPO F



D. BOCA DE RIO INUNDADA CON BARRERA

F. DEPRESION INUNDADA KARST

E) CAÑONES ROCOSOS DRENADOS

TIPO II SEDIMENTACION TERRIGENA DIFERENCIAL

Lagunas costeras asociadas con sistemas fluvio-deltaicos producidas por sedimentación irregular por combinación del transporte litoral y transporte de sedimentos de origen fluvial. Formadas desde hace unas 5000 años (geológicamente, muy jóvenes). Barras de arena rápida =

mente formadas encerrando áreas someras en depresiones intra deltaicas. Bajo aporte de sedimentos por arroyos de aportes fluviales estacionales. Casos frecuentes de estas lagunas ocurren en las regiones C y E. (Figura 6) (Litorales de Sonora y Sinaloa; Tamaulipas).

SUBTIPOS:

A. DEPRESIONES INTRA DELTAICAS MARGINALES

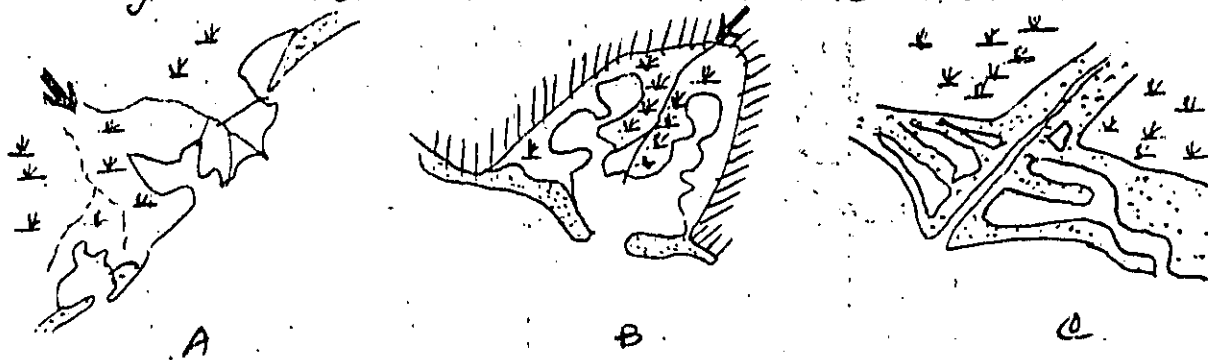
Barreras de arena típicamente presentes, con escurrimientos continentales y fluviales. Cauceles abiertos por reflujo. Energía baja, excepto en cauceles. Salinidades bajas. Ejemplo: Laguna de Términos y Bahía de Topolobampo.

B. DEPRESIONES DELTAICAS CON BARRERA

Barreras de varios tipos: arcillosas, de arena, de mangle, etc. Escurrimiento por ríos o fribotarzos. Forma y batimetría cambiadas lentamente a rápidamente, muchas lagunas pequeñas conectadas entre sí. Ejemplo: Sistema del Bajo Papaloapan y Bajo Pánuco.

C. RAYAS DELTAICAS MÚLTIPLES. Sistemas con múltiples barreras arenosas. Escurrimientos fluviales y flujo marino a través de los accesos costeros. Forma y batimetría modificada rápidamente. Estas lagunas llegan a secarse en estiaje, energía de mareas muy baja excepto en los cauceles de marea. Salinidad desde dulce (hipohalina) hasta hiper salina. Laguna del Chiol. (Fig 2.)

Fig II SEDIMENTACION TERRIGENA DIFERENCIAL



LAGUNAS TIPO III . BARRA EN LA PARTE INTERNA DE LA PLATAFORMA.

Depresiones inundadas en la parte interior de la plataforma continental. Lagunas separadas del mar, por un largo y angosto cordón litoral que las protege de la acción del oleaje. Estas barreras se formaron al estabilizarse el nivel del mar en los últimos siglos. Orientación paralela a la costa. Batimetría típicamente baja excepto por canales erosionados. Modificaciones debidas a procesos litorales, incluyendo huracanes y zonas localizadas de sedimentación. Típica laguna costera formada en relieves planos. Alta evaporación generalmente y bajísima precipitación. Lagunas hipersalinas.

A) BARRERA TIPO GILBERT DE BEAUMONT

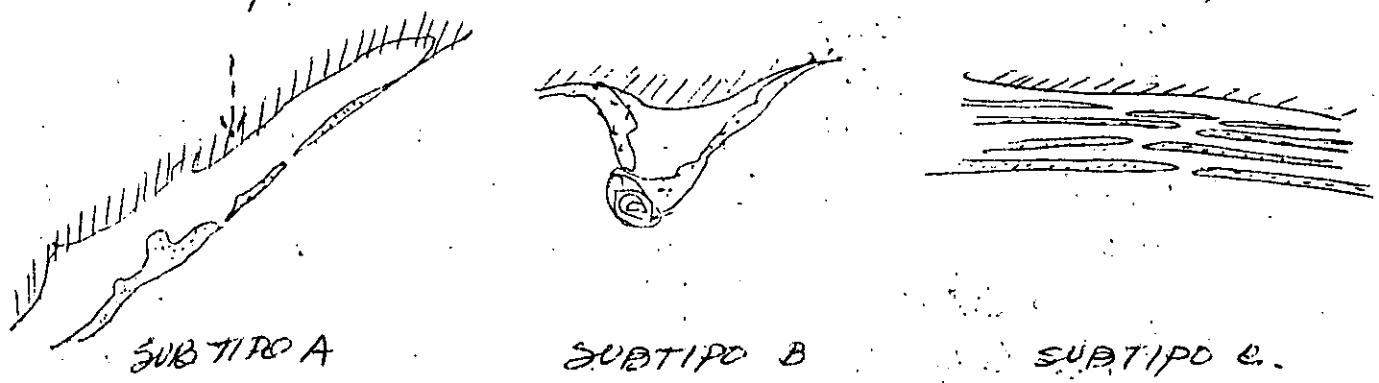
Largas barreras arenosas, rara vez múltiples. Escuermientos ausentes o muy localizados; forma y batimetría modificada por la acción de corrientes de mareas a través de los accesos costeros, huracanes e invasión de arenas por acarreo eólico. Salinidad variable y accesos segmentados. Ejemplos: laguna Madre, Tamauclipas y laguna Superior, Oaxaca).

B. LAGUNAS CUSPADAS . - Barreras arenosas de orientación triangular. Altas dunas, sobre todo en el vértice que da al mar, donde generalmente el cordón litoral es más ancho. Formadas a partir de arrecifes exteriores que originaron depósitos. Energía típicamente baja excepto en los canales de marea. Salinidad variable dependiendo de aportes fluviales y pluviales y de la evaporación. Ejemplo: laguna de Tamiahua.

C. BARRERAS MÚLTIPLES MULTIPLES.

Barreras múltiples separadas por bermas que forman esteros, generalmente poco profundos, inundables por mareas que modifican su forma y batimetría. Salinidades muy variables de hipohalinas a hipersalinas. Llegan a secarse estacionalmente. Ejemplo = Laguna de Agua Brava. Fig 3.

Fig 3. BARRERAS EN LA PARTE INTERNA DE LA PLATAFORMA



D. ORIGEN ORGANICO.

Depresiones formadas por crecimiento de barreras orgánicas en la plataforma continental al estabilizarse el nivel del mar hace unos 5000 años. Sus formas son variables, de paralelas a irregulares. Precipitación ausente o muy localizada. Forma y batimetría débilmente modificada por la acción de mareas. Salinidades de bajas a normales, lagunas asociadas a sistemas coralígenos.

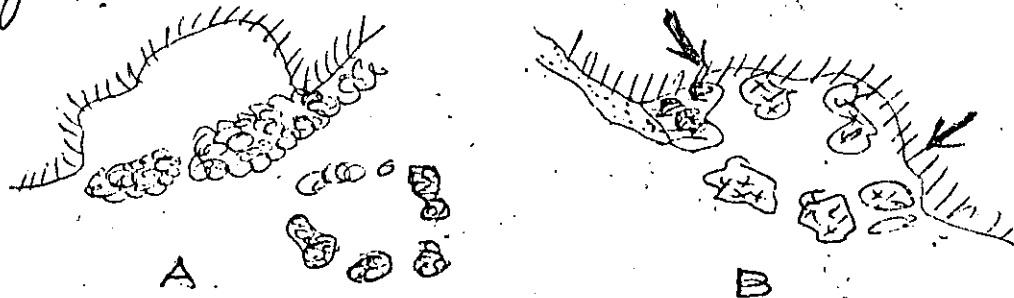
SUB TIPOS

A) BARRERAS CORALÍGENAS. Barreras carbonatadas, encerrando lagunas irregulares, forma y batimetría modificada por crecimiento de la vegetación, huracanes y corrientes de marea. Salinidades Normales. Ejemplo: Arrecife el Alacran, (Yucatán) y laguna Nichupté

B. LAGUNAS CON BARRERAS DE MANGLE.

Barreras de mangle, normalmente con sedimentos limoarcillosos, precipitación alta, forma y batimetría rdpi daulente modificada por la acción de las mareas y acrecimiento del mangle. Salinidades bajas en verano, altas en estiaje. Ejemplo, lagunas de Atasta y de Nachona. (Fig. 4)

Fig 4.



V ORIGEN TECTONICO.

Depresiones producidas por fallas, vulcanismo en areas costeras, independientemente de la elevación del nivel del mar por efecto de la desglaciación de formas variables, elongadas, ovales o muy irregulares; batimetría variable, de baja a profunda a menudo irregular. Ocurren en costas de alto relieve.

SUBTIPOS.

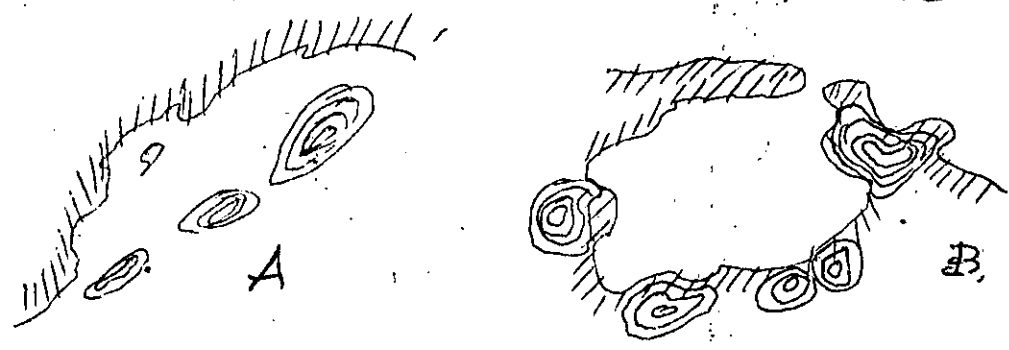
A. LAGUNA ESTRUCTURAL

Barrera en forma de acautilado, irregular, discontinua o continua. Precipitación presente o ausente. Alta energía de oleaje que tiende a romper y desgranar los acautilados. Lagunas profundas. Salinidades normales. Ejemplo = Bahía Magdalena.

B. LAGUNA VOLCANICA

Depresiones y/o barreras formadas por lava volcánica que fluyó independientemente de la elevación del nivel del mar. Precipitación variable. Forma y batimetría, somera y profunda, muy irregular, modificada por el escurrimiento, la acción de mareas y el subsecuente vulcanismo. Salinidad variable dependiendo de las condiciones climáticas. Ejemplo Bahía de San Quintín y Laguna de Sote Comapan. (Fig 5).

Fig 5. LAGUNAS DE ORIGEN TECTONICO.



FACTORES QUE RIGEN EL COMPORTAMIENTO DE UN SISTEMA LAGUNARIO.

Los factores que rigen el comportamiento fisiológico y geomorfológico de una laguna son básicamente de dos tipos:

- 1) Edáficos o microclimáticos
- 2) Macroclimáticos.

En el segundo caso los cambios del sistema pueden ser rápidos y en el primer caso graduales.

Por ejemplo hace unos años la laguna Madre estaba seca prácticamente, con escaso tirante y la zona cubierta por agua contenía un alto grado de salinidad. Las aves pesca era

exceso debido a la altísima evaporación, bajo escurrimiento y prácticamente nula comunicación con el mar. El ciclón Beulah, abrió varias bocas, profundizó los accesos y provocó que las corrientes de marea al penetrar a los accesos articulara el sistema, poniendo en solución las sales de las marismas y llevadas por corrientes de flujos, larvas de oomycetes y ostión, la producción al año siguiente fue tan importante que representó un 60% del total de Tamaulipas.

FACTORES MACROCLIMATICOS.

HUMECTACION - Combinación del aporte de agua de mar y de la evaporación.

RADIACION SOLAR - Factores asociadas a temperatura, luminosidad, etc.

PRESION.

Estos factores determinan la naturaleza de las especies estuarinas pioneras, que son las que resisten las diferencias de salinidades, temperaturas, pH y oxígeno disuelto.

FACTORES MICROCLIMATICOS.

Son los factores locales que suplantaron los factores climáticos y determinan la variedad de las especies pioneras. Ejemplo:

- CORRIENTES FLUVIALES Y MARINAS
- TURBIEDAD, CONTAMINACION
- APORTES DE AGUA DULCE
- EVAPORACION
- NATURALEZA DEL SUELO.
- CORRIENTES DE TEMPERATURA Y DE DENSIDAD

CLASIFICACION DE LOS SISTEMAS LAGUNAROS EN FUNCION DE SU GRADO DE MEZCLADO DE AGUAS SALINAS Y DULCES Y DE SU CLIMA.

El Ing. Hipólito Gutierrez los clasifica de la siguiente manera:

A. - SISTEMAS PREPONDERANTEMENTE MARINOS CON ESCASA O NUNCA INFLUENCIA DE ESCURRIMIENTOS

Son bahías que se amplían tierra adentro, presentando barras arenosas intermedias. Gran amplitud de mareas. El volumen de agua marina que se mueve es mucho mayor que el de origen continental. Todas las bahías de Sonora pertenecen a este tipo de sistemas:

Bahía Kino

Bahía Lobos

Bahía de Santa María la Reforma

Bahía de Topolokampo

Bahía de Navachiste

Bahía de Yavaros

Bahía de Altata y Macapula

B. SISTEMAS CON INFLUENCIA CONTINENTAL MEDIA.

Sistemas que penetran más al continente, conservan amplia comunicación al mar a través de bocas permanentes. Existen ríos o arroyos que desembocan directa o lateralmente a estas lagunas, propiciado mezclado. La marea es alta. Lagunas del Pacífico.

Ajiacampo, Ceuta, Ensenada del Rebellón.

C) AREAS ESTUARINAS.

Son las desembocaduras de ríos o de arroyos que reciben amplia influencia.

de mareas, presentando todo tipo de salinidades. A este tipo corresponden los estuarios (2). Ejemplo.

- Río Baluarte, Sinaloa.
- Río Coatzacoalcos, Veracruz
- Río Colorado, Sonora, Baja California.

D.) SISTEMAS LAGUNAROS LIGADOS LATERALMENTE CON RIOS QUE DISEMBOCAN AL MAR.

Son sistemas donde los ríos forman amplias llanuras de inundación que en estiaje se secan parcialmente formando marismas. A este tipo de sistema pertenecen las lagunas Huiradhe-Calmanero, las Cabras y Ancha, ubicadas en ambas márgenes del río Baluarte, lagunas de Morales, al sur del Río Soto la Marina, laguna de Pueblo Viejo y lagunas del Bajo Papaloapan.

E. SISTEMAS DE INFLUENCIA DE ESCORRIMIENTOS PREDOMINANTES Y ESCASA COMUNICACION CON EL MAR

Presentes en zonas de llanuras costeras amplias. Se aprecian las barreras múltiples que indican antiguas líneas de playa. Por escurrimiento de los ríos se forman lagunetas que presentan comunicación al mar a través de estos bocas de ríos.

(2) Estuarios. Parte de la desembocadura de un río que recibe la influencia de mareas y de intrusión salina, estigmatizándose ésta con el flujo natural de agua dulce del río.

En función de la diferencia entre escurrimiento-precipitación y evaporación, varían las salinidades de los cuerpos lagunarios. Cuando los escurrimientos continentales son mayores que los marinos se presentan bajas salinidades. Ejemplo: Estero de Teacapan. Caso contrario, las salinidades son altas: Laguna Madre.

En las láminas 6 y 7, se muestran los rangos de precipitación y escurrimiento en las costas de la República Mexicana.

En la figura 8, se puede apreciar como varía la influencia de mareas y la intrusión salina, mostrando la zona intermedia de sedimentación, que se origina por bajas corrientes, tanto de mareas como de arroyos océanos. Los manglares se forman en zonas de aporte continental, pequeña influencia de mareas y fondos limo arcillosos.

(15)

FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS ACCESOS COSTEROS.-

Considerando que los accesos costeros pueden ser naturales o artificiales, su funcionamiento hidráulico depende de factores geométricos y dinámicos. Entre los primeros tenemos:

Estabilidad = f (Área de la sección transversal del acceso)

✓ = f (Longitud del acceso)

✓ = β (Eficiencia de la sección hidráulica)

✓ = f (Área de la laguna)

Los factores dinámicos que afectan la estabilidad pueden ser:

Estabilidad = función del Prisma de mareas.

Estabilidad = función de (Acarreo litoral)

✓ = ✓ (Coeficiente de rugosidad "n")

✓ = ✓ (Esfuerzo cortante de estabilidad τ_s).

Estabilidad = función de (Acción del oleaje).

Existen las siguientes relaciones de estabilidad:

$$\frac{Q}{Mn} = \frac{\text{Prisma de mareas}}{\text{Acarreo litoral neto}}$$

$$\frac{Q_{max}}{Mn} = \frac{\text{Gasto hidráulico máximo}}{\text{Acarreo litoral neto}}$$

$$\tau_s = 0.5 \frac{kg}{m^2} \text{ Esfuerzo cortante de estabilidad}$$

$$r = \frac{Mn}{Q_{max}} = \frac{\text{Acarreo litoral neto}}{\text{Gasto hidráulico máximo}}$$

A continuación ampliaremos más sobre lo que acabamos de mencionar =
ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

El área de la sección transversal, aunque puede ser variable a lo largo de varias secciones de la misma, es un buen indicativo de la estabilidad de un acceso. Es factible suponer que si el área de un acceso aumenta, éste es más estable. Sin embargo no es así. Si el área de la sección crece, las velocidades tienden a disminuir con la consiguiente depositación de sedimentos aportados por ríos y transportados a lo largo de la costa. Estos sedimentos tienden a cerrarlo y por ende a mantener el acceso inestable.

A la inversa, si el área de la sección disminuye, aumentan las velocidades, que tenderán a socavar el fondo y por lo tanto a agrandar su sección.

Visto así, deberá haber una área estable para la cual exista un equilibrio dinámico entre los depósitos y erosiones a lo largo del acceso. Este equilibrio puede romperse por la acción de ciclones que abren accesos en una laguna y cierran otros.

LONGITUD DEL ACCESO.

Los accesos naturales generalmente son cortos y funcionan hidráulicamente como vertederos, donde la laguna actúa como vaso regulador. En éstos casos la marea es poco amortiguada y prácticamente es la misma en la laguna que en el mar.

Los accesos artificiales pueden ser largos o cortos. Si son largos, funcionan como canales; si son cortos como vertedores. La rugosidad y baja profundidad, son obstáculos para la marea, que se amortigua a lo largo del acceso.

Algunos autores mencionan que el amortiguamiento de la onda de marea es del orden del 50% para canales de 500 a 600 m.

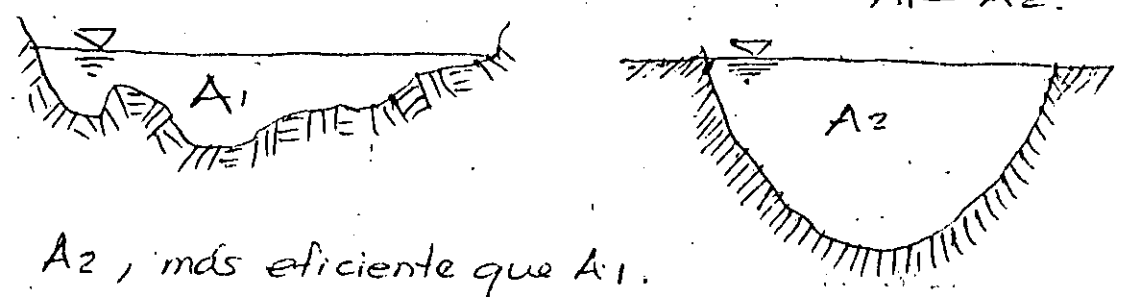
PROFUNDIDAD DEL ACCESO.

Este es un factor de importancia, pues proporciona eficiencia a la sección hidráulica. Si el acceso es más profundo, la marea se propaga más fácilmente y como el rango de mareas está haciendo variar al prisma de mareas — que no es sino el volumen de entrada o salida de flujo de la laguna, en un ciclo de 24 1/2 horas —, pues la sección es más eficiente, si es más profunda.

EFICIENCIA DE LA SECCION HIDRAULICA.
La forma y profundidad del acceso, hacen más o menos eficiente un acceso.

En la figura 12, se muestran dos secciones de igual área; pero la primera más eficiente que la segunda, por su profundidad y forma.

$$A_1 = A_2$$



A2, más eficiente que A1.

Figura 12

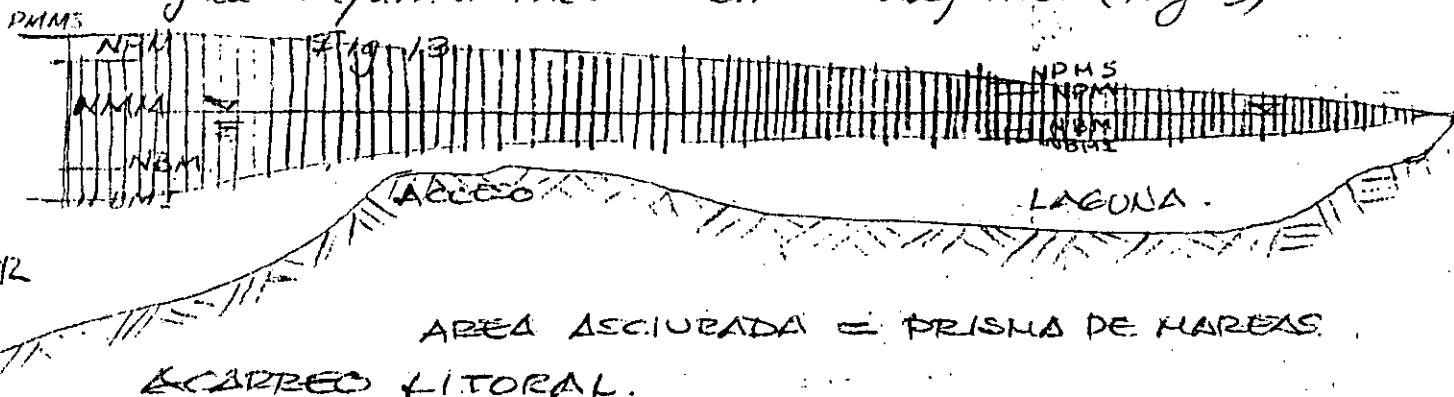
El area de la laguna influye indirectamente en la estabilidad. Una laguna pequeña, percibe la influencia de mareas por medio del acceso. Una laguna grande, sólo en las areas en torno a la boca, percibe esa influencia.

Es lógico suponer que una laguna grande requerirá de un acceso grande y una pequeña de un acceso pequeño. Dado que ésta última podría ser un modelo a escala de la mayor.

FACTORES DINAMICOS.

PRISMA DE MAREAS.

Este factor que condiciona la estabilidad del acceso, al relacionarse con el acarreo litoral neto o acarreo litoral dominante, también se define como el volumen de agua marina, comprendido entre la pleamar media y la bajamar media en la laguna. (Fig 13)



AREA ASCIURADA = PRISMA DE MAREAS

ACARREO LITORAL.

Este proceso que sumado al de la elevación del nivel del mar durante el holoceno ha sido una de las causas del origen y evolución de las lagunas. Obviamente al cerrar los accesos costeros o taponarlos gradualmente con sus sedimentos o bien repentinamente con los ciclones, es de vital importancia considerarlo en el análisis a fin de asegurar la estabilidad del acceso.

Los accesos cerrados por ciclones pueden abrirse nuevamente durante la época de lluvias, cuando la laguna alcanza un nivel medio mayor que el del mar, las corrientes generadas por la carga hidráulica son suficientes como para mover los sedimentos y abrir los accesos.

El transporte litoral a lo largo de las costas al encontrar un acceso tiende a invadirlo y por lo tanto cerrarlo. Sin embargo las corrientes de mareas ^{mantienen} el área de la sección transversal aproximadamente constante, pero éstas tienden a desplazarse en el sentido del transporte.

Los accesos se pueden cerrar tanto del lado del mar como de la laguna, formándose al principio barras tanto en la parte interna de las bocas como la externa, dependiendo de la magnitud y duración de las corrientes de flujo y reflujó.

Generalmente cuando se desea mantener estable un acceso, se puede hacer construyendo escolleras en su entrada, con objeto que detengan el transporte litoral con "suficiente" capacidad de almacenamiento o vida útil de las escolleras.

La capacidad de arrastres que circulan en un acceso está en función del flujo o reflujó de la marea, así como del oleaje. De esto se deduce que si la parte del transporte litoral que entra en el acceso es mayor que la capacidad intrínseca del mismo para moverlo durante el flujo, éste no podrá mantener su sección transversal y consecuentemente se producirán

azules.

Los accesos de gran longitud, generalmente forma barra. El transporte de sedimentos y la forma de la boca, determina las zonas de azules o formación de bajos...

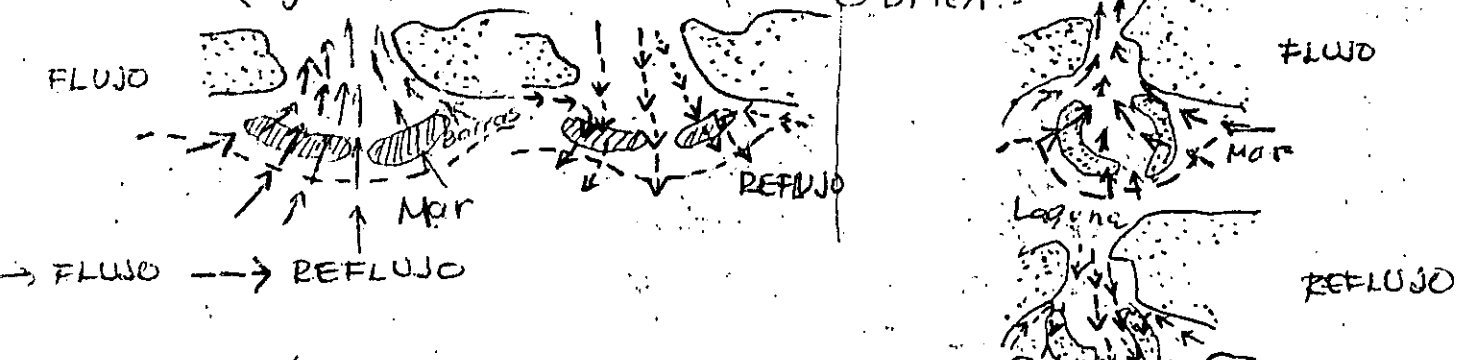
"Las características hidrodinámicas de las corrientes de flujo y refluo en los accesos son francamente distintas, esto es, la corriente de flujo es, por el lado exterior, fuertemente acelerada con líneas de corrientes radiales convergentes hacia el acceso y velocidades crecientes a lo largo de cada línea de corriente y constantes sobre círculos cuyo centro se encuentra en el acceso!"

"Por el lado interior, las corrientes de flujo presentan la configuración de un inyector, en donde en la vena central se tienen velocidades muy fuertes. (superiores que en el lado exterior) limitada por contornos muy turbulentos, en donde se produce una gran disipación de energía, lo que provoca el abatimiento de las velocidades. En la figura 14 se muestran los esquemas de López Gutiérrez y O'Brien.

Fig 14.

Gutiérrez (laguna)

O'Brien



Esquema de las corrientes en los accesos costeros.

Coefficiente de rugosidad.

Uno de los mayores problemas, en el análisis de estabilidad de accesos, es el cálculo del coeficiente de rugosidad, este depende de la naturaleza del fondo, siempre cambiante en un acceso, no solo transversalmente, sino longitudinalmente y con respecto al tiempo. También el coeficiente de rugosidad es función del espesor de la capa límite del fondo del acceso y del diámetro d_{50} del sedimento. Strickler propone la siguiente expresión:

$n = 0.0417 d_{50}^{1/6}$ donde d_{50} es el diámetro medio del sedimento en metros.

Sin embargo esta expresión es para canales artificiales con velocidad constante, desección constante y bien alineado. Esta expresión no podrá utilizarse en un análisis pues varía este valor de los reales que son generalmente mayores (0.02 a 0.03).

Esfuerzo cortante de estabilidad:

Cuando se desean conocer las condiciones hidráulicas de una corriente, en el momento en que se inicia el arrastre o movimiento de las partículas del fondo, se pueden aplicar métodos que tomen en cuenta el esfuerzo cortante crítico.

El conocimiento de las condiciones que determinan el inicio de arrastre o movimiento de partículas, sujetas a la acción de corrientes de flujo o reflujó, es de gran utilidad para dimensionar o revisar

el diseño de la sección transversal de un acceso costero.

Esto es con el objeto de diseñar un cauce que tenga cierto equilibrio dinámico entre erosión y sedimentación.

El esfuerzo cortante crítico es aquel que se refiere a la condición de inicio de arrastre de sedimentos. Existen diversos criterios de análisis como el de Lane, Shields, Straub, Meyer-Peter-Muller e Inagaki.

El principio de análisis consiste en determinar e igualar el esfuerzo cortante producido por la corriente (τ_{co}) con el máximo valor que resisten las partículas cuando están a punto de moverse (esfuerzo cortante crítico, τ_{ca}).

El esfuerzo cortante crítico es función del diámetro medio.

A continuación se muestran algunos valores de diferentes autores para diferentes diámetros. TABLA 1.

ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN FUNCIÓN DEL DIAMETRO

EN kg/m^2

DIAMETRO (mm)	Shields	Straub	Lane	Meyer-Peter-Muller
0.1	0.0139	0.08	0.122	-
0.2	0.0158	0.08	0.125	-
0.3	0.0183	0.087	0.133	-
0.4	0.0231	0.096	0.139	0.031
0.5	0.0284	0.107	0.147	0.039
0.6	0.0342	0.118	0.155	0.047
0.8	0.0482	0.139	0.174	0.062
1.0	0.0543	0.161	0.194	0.078
1.2	0.078	0.179	0.217	0.093
1.4	0.091	0.20	0.233	0.109
1.6	0.116	0.223	0.257	0.124

ESFUERZO CONSTANTE DE ESTABILIDAD.

(2)

(63)

En el análisis interviene este parámetro, que es función de la rugosidad del fondo, densidad del fluido, velocidad de la corriente y pendiente hidráulica.

En términos generales se acepta que para un instante i :

$$\tau_{Si} = \gamma_w \cdot R_{hi} \cdot S_i$$

donde γ_w = Peso específico del fluido

R_{hi} = Radio hidráulico de la sección = $\frac{\text{Area}}{\text{Perímetro mojado}}$

S_i = Pendiente hidráulica en el instante i .

El uso de la estabilidad del esfuerzo constante está recomendado para una sección del acceso media y del esfuerzo cortante crítico para el talud o los bajos. El esfuerzo cortante en la parte comunicante deberá aumentar de τ_{c0} a τ_{cS} .

Comparando la "estabilidad del esfuerzo cortante", con el esfuerzo cortante límite o crítico de Lane, se ha encontrado que la estabilidad del esfuerzo para bocas o accesos costeros es más alta que los del cortante crítico.

El τ_{cS} , para que la boca sea estable debe estar entre 0.35 Kg/cm^2 - (sedimentos ligeros)

0.45 Kg/cm^2 - (medios)

0.5 Kg/cm^2 - (pesados)

RELACIONES DE ESTABILIDAD.

ESTABILIDAD HORIZONTAL.

$$\frac{\Omega}{Mn} \geq 200$$

Muy buena estabilidad

$$200 < \frac{\Omega}{Mn} < 100$$

Estabilidad regular (Se requieren escolleras)

$$\frac{\Omega}{Mn} < 100$$

Baja estabilidad.

De: (1) Prisma de mareas vivas o muertas en $m^3/ciclo$
 M_n = Transporte litoral neto, $m^3/año$
 Diferencia de los transportes en uno y otro sentido (Fig 15)

Otra relación es la de $\frac{Q_{max}}{M_n}$ ó bien $\frac{M_n}{Q_{max}}$
 ESTABILIDAD VERTICAL O POR TRANSFERENCIA DE MATERIAL

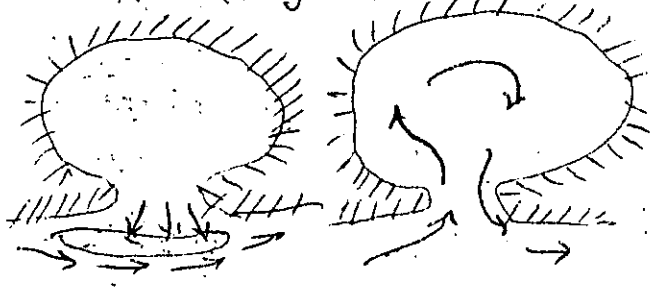
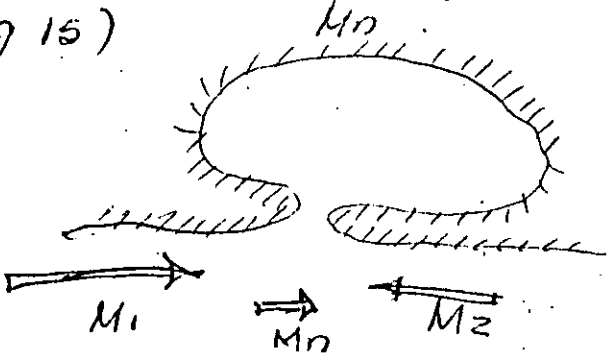
Si $\frac{M_n}{Q_{max}} > 200$ ó 300 el paso es por barra.
 (Sedimentos y flojo)

Si $\frac{M_n}{Q_{max}} < 10$ ó 20 , el paso es por corrientes de marea.

Si $M_n \leq 50,000$ $m^3/año$ es bajo; $M_n = 100,000$ $m^3/año$ = medio; $M_n \geq 150,000$ $m^3/año$ = alto.

Si $Q_{max} > 0,01$ → Buena condición de estabilidad (Fig 16)

(Fig 15)



Estabilidad por transferencia de material

Es la forma en que pasa el material de un lado de la boca a otro. (por barras o por corrientes de marea). (Fig 16).

RELACION DE ESTABILIDAD DE BARRAS.

Una boca será más estable cuando las corrientes de reflujo, sean mayores que las del flujo durante varios meses del año.

Larraz dice que si el volumen de escurrimiento anual al relacionarse con el acarreo total anual es mayor de 1,000,000, la boca posee buenas condiciones de estabi-

Si: $\frac{\text{Vol. flujido de escurrido}}{\text{Acarreo litoral total}} > 500,000$ y $< 1,000,000$

Estabilidad media

y finalmente si: $\frac{\text{Vol. fluj. + esc.}}{MST} < 500,000$ Nota estabilidad

PRISMA DE MAREAS Y RANGOS DE MAREAS.

El prisma de mareas se puede expresar como:

$\Omega_i = A_i \cdot h_i \cdot \sin \psi$ donde =

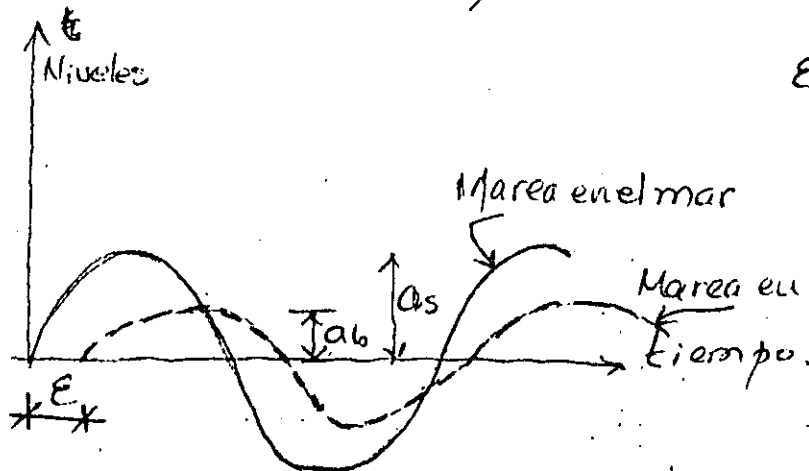
Ω_i = Prisma de mareas en el día i

A_i = Area de la. , el día i

$h_i \cdot \sin \psi$ = marea (semiamplitud en la laguna)

PROPAGACION DE LA ONDA DE MAREAS.

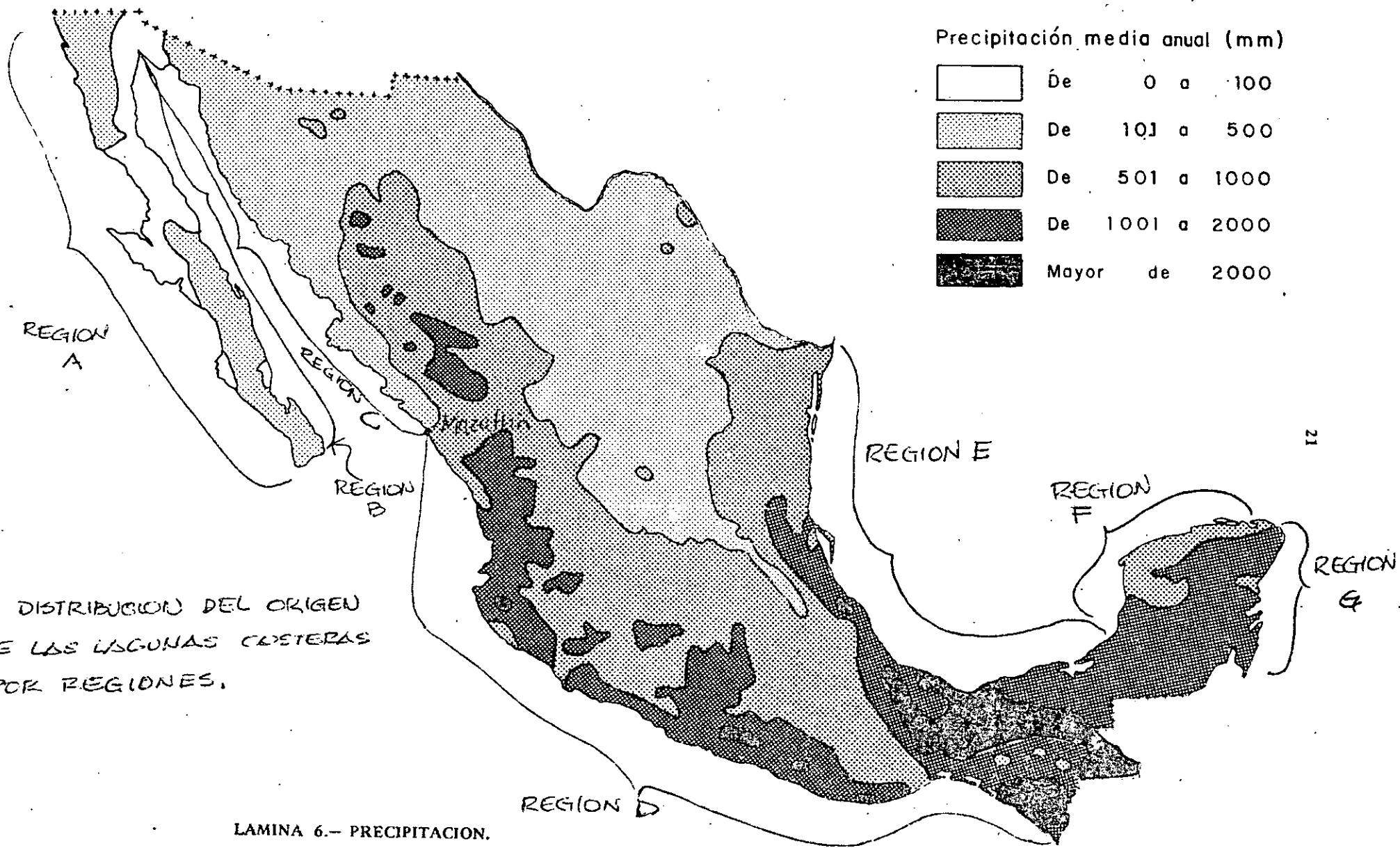
La marea en una laguna pequeña puede estar desfazada en amplitud y tiempo con respecto a la que se presenta en el mar. La figura 17 muestra las curvas de marea en el mar y en la laguna.

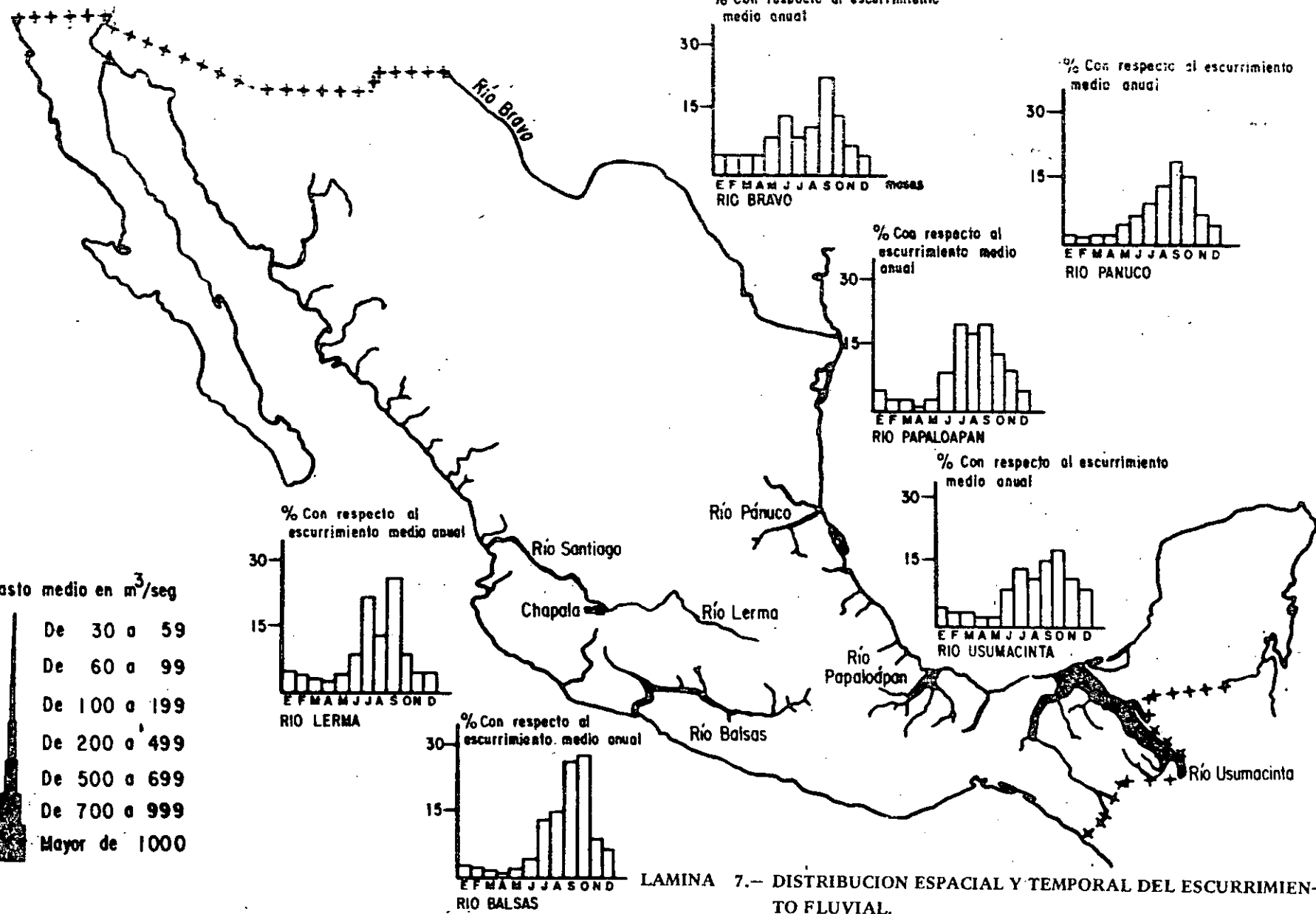
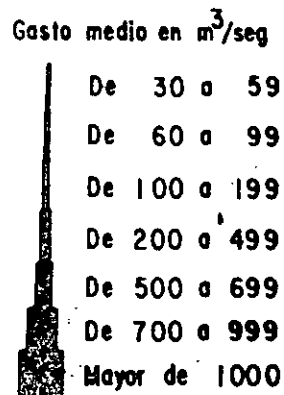


E = Angulo de fase

ab = semirango de mareas en la laguna

as = semirango de mareas en el mar





LAMINA 7. -- DISTRIBUCION ESPACIAL Y TEMPORAL DEL ESCURRIMIENTO FLUVIAL.

INTRODUCCION AL DISEÑO DE ESTABILIDAD DE LOS ACCESOS COSTEROS.

CRITERIOS DE DISEÑO :

ACCESOS CORTOS QUE FUNCIONAN COMO VERTEDORES.

$$Q_i = C_d A_i \sqrt{2g(h_{si} - h_{bi})} \quad \text{--- (A)}$$

C_d = coef. descarga = 0.85
g = aceleración gravedad

donde h_{si} = nivel del mar en el instante i
 h_{bi} = nivel de la laguna en el instante i
 A_i = Area de la sección transversal en el instante i
 Estos niveles pueden ser obtenidos con mediciones de un mes eucado menos, simultáneas en el mar y en la laguna.

ACCESOS QUE FUNCIONAN COMO KANALES COSTEROS DE COMUNICACION.

Los Ingenieros Saucedo y Rabadau, modificando la ecuación de Manning, llegaron a la expresión:

$$\text{(B)} \rightarrow Q_i = \left\{ \frac{2(h_{si} - h_{bi}) \times g^{1/3} A_{si}^{10/3} A_{bi}^{1/3}}{A_{bi}^{10/3} (-A_{si}^{4/3} + L n^2 g^{4/3} / P_{msi}^{4/3}) + A_{si}^{10/3} (A_{bi}^{4/3} + L n^2 g^{4/3} / P_{mbi}^{4/3})} \right\}^{3/2}$$

En esta fórmula se consideran las pérdidas de fricción.

- Donde Q_i = Gasto en el instante i
- h_{si} = Nivel del mar en el tiempo i
- h_{bi} = " " laguna " " " " " "
- g = Aceleración de la gravedad
- L = Longitud del canal
- n = coeficiente de rugosidad (0.02 a 0.03)
- P_{msi} = Perímetro mojado en la sección del mar en i
- P_{mbi} = " " " " " " laguna en i

(B)

CRITERIOS PREELIMINARES.

1º ELIGIR UNA $U_{max} = 1.00 \pm 0.1 \text{ a } 0.2$ (Brunn).
 $U_{med.} = \dots \frac{U_{max}}{0.7}$

2º Si hay mediciones de mareas y prismas de mareas, disponer de estos datos.

El acarreo litoral neto se calculará, a partir de diagramas de refracción (Wiegel, Oceanographical Engineering). Por medio de ellos se determinan los coeficientes de refracción en la zona de rompientes y los ángulos de incidencia del oleaje.

Los datos de altura de ola significativa se calculan del Sea & swell Charts y los períodos de ola del Ocean Waves Charts.

Con las fórmulas de Pycikine, Larres o CERC, se calculan los transportes en ambas direcciones. La diferencia entre ellas proporciona el transporte neto.

3º Calcular el Q_{max} , que será para el máximo desnivel existente entre mar y laguna, con cualquiera de las conexiones A ó B, para un área propuesta del canal.

4º Los taludes del canal pueden ser 3:1 ó 5:1.

5º Calcular $\Omega = \frac{\text{Area laguna} \times \text{semirango de mareas}}{\text{en la laguna}}$

Si no se dispone ^{de datos} evaluar el grado de amortiguamiento de la onda de marea.

6º Calcular M_{total} y M_n .

7º Checar la relación $\frac{\Omega}{M_n}$, para que sea mayor que 200. Utilizar el ^{modelo matemático} que dé el máximo transporte neto, para estar del lado de la seguridad.

⑧. Checar el área ^(del acceso), con la siguiente expresión

$$A = \frac{Q \cdot C_2 \cdot \pi}{V_{\max} \cdot T} \quad \text{donde } C_2 = 0.86$$

T = período.

V_{\max} = Velocidad máxima

Revisar Q_{\max} con:

$$Q_{\max} = A \times V_{\max}.$$

$$\pi = 3.1416$$

$$T = 44640 \text{ seg (semidiurna)}$$

$$T = 89280 \text{ seg (diurna)}$$

⑨ Rediseñar el área con los taludes 5:1 ó 3:1 y el ancho de la planchilla.

⑩ Con un modelo de incrementos horarios checar los gastos horarios, utilizando las ecuaciones ① ó ② de la pag A. Checar el prismado mareas.

$$t = T/2$$
$$\Omega = \sum_{t_i=1} Q_i t_i$$

⑪ Si Ω no satisface que $\frac{\Omega}{Mn} > 200$, incrementar

entonces el prisma de marea al aumentar el área de la sección transversal y empezar nuevamente el análisis

⑫ En función del diámetro medio del sedimento, calcular el $\bar{\tau}_c$, con la tabla 1. de la página 20.

Ejemplo para $d_m = d_{50} = 1 \text{ mm}$, el $\bar{\tau}_c$ es:

$$\bar{\tau}_c = \frac{0.0543 + 0.161 + 0.194 + 0.078}{4} = 0.122.$$

o sea. para un $d_{50} = 1 \text{ mm}$. $\bar{\tau}_c = 0.122 \text{ kg/m}^2$

Comparar con $\bar{\tau}_s = \gamma_w R_h S_{\max}$ y $\bar{\tau}_s = \gamma_w R_h S_{\min}$
ó bien $\bar{\tau}_s = \gamma_w H S_{\max}$ donde H es el tirante.

Se puede aceptar que el $\bar{\tau}_{\text{medio}}$ es $\frac{\bar{\tau}_{s \max} + \bar{\tau}_{s \min}}{2}$

Si $\bar{\tau}_{\text{om}} < \bar{\tau}_c$, hay que proteger los taludes del acceso

\bar{t}_m debe ser mayor que \bar{t}_c . (Ver la pag 21). (D)
Revisar el área de la sección con:

$$A = \frac{Q_{med}}{C \sqrt{\frac{\bar{t}_m}{\gamma_{lu}}}} \neq \text{Área de estabilidad del paso} \quad - \quad \text{donde } C = \text{coeficiente de Chezy}$$

DISEÑO DEFINITIVO Y DETALLADO.

Aplicando el método de Keulegan, modificado por Escoffier, Jarret y O'Brien.

Restricciones o simplificaciones de Keulegan

- Naúgenes de la laguna verticales
- No existen aportes de agua dulce al vaso.
- No existen corrientes de densidad.
- Las curvas de marea en océano y laguna son senoides.
- La laguna es lo suficientemente pequeña como para asumir que en un instante dado mantiene el mismo nivel en toda su extensión.
- Canal prismático (Bocas cortas no es aplicable)
- Profundidad mayor que la amplitud de mareas.

La terminología usada es la siguiente:

b = Ancho de la plantilla del acceso en m.

A_b = Área de la laguna ($1 \text{ Has} = 10^4 \text{ m}^2$)

L = Longitud del canal

h = Profundidad del canal a partir del NNM.

$a_s = \text{sen } \theta$ Amplitud de marea en el mar.

$a_b = \text{sen } \theta$ Amplitud de marea en la laguna

h_s = Variación instantánea del nivel del mar

h_b = Variación instantánea del nivel de la laguna.

A partir de una evaluación preliminar de las pérdidas por entrada y por fricción tenemos.

$$\Delta h_s = m \frac{V^2}{2g} \quad \sim \textcircled{C}$$

Pérdida por entrada

donde $m = 1.3$ (coef. de distribución de velocidades)
 $m = \alpha$ (Coriolis)

$$\Delta h_f = f \frac{L}{R_h} \frac{V^2}{2g} \quad \sim \textcircled{D}$$

Pérdidas por fricción

otros autores usan λ por f .

se puede demostrar que

$$\lambda = f = \left[\frac{m(2g)}{R_h n^2} \right]^2 \quad \sim \textcircled{E}$$

donde R_h = Radio hidráulico medio del canal.

V = velocidad media

g = Aceleración de la gravedad

n = coeficiente de Manning

La diferencia de energía entre mar y laguna será entonces

$$h_s - h_b = \Delta h_s + \Delta h_b \quad \sim \textcircled{F}$$

Substituyendo \textcircled{C} , \textcircled{D} y \textcircled{E} en \textcircled{F} , tenemos:

$$h_s - h_b = \left(\lambda \frac{L}{R} + m \right) \frac{V^2}{2g} \quad \sim \textcircled{G}$$

Despejando la velocidad, tenemos:

$$V^2 = \frac{2g R_h}{\lambda L + m R_h} (h_s - h_b) \quad \sim \textcircled{H}$$

Es conveniente expresar, las elevaciones, con respecto al nivel medio del mar

en términos de la marea que ocurre en el mar.

Por lo tanto introduciendo el parámetro adimensional

$$H_s = \frac{h_s}{a_s} \quad \text{y} \quad H_b = \frac{h_b}{a_s}$$

se puede escribir:

$$v = \left(\frac{29R a_s}{\lambda L + m R} \right)^{1/2} \cdot (H_s - H_b)^{1/2} \quad \sim \textcircled{I}$$

Como se observa las variaciones del nivel de la laguna, dependen del gasto y del área de la laguna.

La ecuación de almacenamiento de agua en la laguna, se define como:

$$A_b \frac{d h_s}{d t} = A_c v \quad \frac{d V_b}{d t} = \text{Gasto}$$

donde A_c = Área de la sección transversal del canal. y A_b = Área de la laguna.

$$\text{Si el período de la marea es } T = \frac{2\pi t}{\theta}$$

donde θ es el tiempo ^{específico} en radianes y t es el tiempo medido desde que los niveles en el mar y laguna son iguales.

Así la ecuación de almacenamiento queda:

$$\frac{d H_b}{d \theta} = \frac{T}{2\pi a_s} \frac{A_c}{A_b} \left[\frac{29R a_s}{\lambda L + m R} \right]^{1/2} [H_s - H_b]^{1/2} \quad \sim \textcircled{J}$$

(4)

Existen tres diferentes soluciones para la ecuación un poco complejas y factibles de resolver por computadoras, ellas son:

- a) Solución numérica por integración espaciada.
- b) Modelo de Keulegan.
- c) Gráficas obtenidas a partir del método de Keulegan.

El modelo de Keulegan define un coeficiente de llenado K , a partir de la ecuación (4)

$$K = \frac{T}{2\pi a_s} \frac{A_c}{A_B} \left[\frac{2g R_h a_s}{2L + mR_h} \right]^{1/2} \quad \sim (5)$$

por lo que la ecuación (5) puede escribirse:

$$\frac{dH_b}{d\phi} = \frac{dH_b}{dt} = K(H_s - H_b)^{1/2} \quad \text{para } H_s > H_b \quad (6)$$

Este coeficiente juega un papel importante en las variaciones de nivel en la laguna. Como se puede ver, es función de las características hidráulicas del canal (área de flujo, radio hidráulico y pérdidas por entrada y fricción), de las características de mareas en el mar y laguna y del área de la laguna.

CALCULO DE ESTABILIDAD DEL ACCESO A LAGUNA CAMARONERA

A 2225 H2S	Rango de mareas en el mar = 2.00 m Rango de mareas en la laguna = 1.00 m	$K = \frac{T \cdot A_c}{2 \pi H \cdot AB} \cdot \frac{29 \cdot R \cdot D_s}{AL + mR}$
------------	---	---

neto = 3071 m³/año
 as deseable = 200 x 3071 = 614200 m³
 n = 0.62
 Longitud del acceso = 600 m
 m = 1.0 m = x = coef. de distribución de velocidades.

Velocidad	Area	Perimetro Mojado	R/h	R/h ₀	n ₀	$\lambda = n \cdot 29 \frac{R}{V}$	T (seg)	coef. de distribución de velocidades	T/2TAS	$\frac{A_c}{AB} \times 10^6$	$\frac{29 \cdot R \cdot D_s}{AL + mR}$	$\sqrt{3 \cdot m}$	Angulo de E fase	Velocidad adimensional
70	42.67	0.8120.25	1.39	1.12	0.0004	0.007	89.280	0.20	22.352.3	1.9732	5.45	6.01	0.91	0.043
80	92	0.76 52.65	1.75	1.70	0.0004	0.0054	89.280	0.20	22.352.3	4.1348	6.87	6.70	1.05	0.10
90	132	0.74 22.65	1.82	1.32	0.0004	0.0043	89.280	0.20	22.352.3	5.932	7.14	6.23	1.15	0.155
100	172	0.72 92.65	1.86	1.23	0.0004	0.0038	89.280	0.20	22.352.3	7.33	7.30	6.25	1.17	0.206
110	212	0.69 112.65	1.86	1.23	0.0004	0.0033	89.280	0.20	22.352.3	9.528	7.38	6.24	1.18	0.256
120	292	0.64 152.65	1.91	1.24	0.0004	0.0023	89.280	0.20	22.352.3	13.123	7.48	6.22	1.19	0.355
130	412	0.56 212.65	1.99	1.25	0.0004	0.0022	89.280	0.20	22.352.3	18.516	7.61	6.29	1.21	0.510
140	492	0.54 252.65	1.95	1.25	0.0004	0.0022	89.280	0.20	22.352.3	28.112	7.65	6.31	1.21	0.710

Profund. Area A/a7	2TAS/A7	$\frac{V_m \cdot V_{max}}{C \cdot G \cdot n \cdot K}$	Min/Max	RE/A7 a6	$\frac{Q}{Mn}$	C ²	Coeficiente de loga	Smax	Toc	Tc	Relacion amplitud Max media en la laguna	Amplitud Max media en la laguna	
1.70	42.67	2.71	10.62	0.96	28.02	34.77	534.000	174	1884	39.8	0.00056	0.20	0.81
2.00	92	1.89	7.41	0.96	186.32	24.23	256.500	248	1648	40.6	0.00054	0.20	0.76
2.20	132	1.45	5.62	1.02	185.36	16.53	222.500	300	1691	41.18	0.00052	0.20	0.74
2.00	172	1.18	4.63	1.11	235.62	13.05	123.000	406	1733	41.62	0.00050	0.20	0.72
2.00	212	0.85	3.33	1.07	312.44	9.83	101.000	770	1792	42.30	0.00048	0.20	0.69
2.00	292	0.60	2.35	1.03	424.36	7.24	750.000	2400	1855	43.07	0.00045	0.20	0.64
2.00	412	0.51	2.00	1.00	502	6.24	2620.000	2400	1889	43.42	0.00039	0.20	0.56
2.00	492	5.84	22.89	0.69	29.44	104.31	350.000	21	1455	38.15	0.00038	0.20	0.54

DATOS:

AREA

1		ALERIA	
2		Acarreo Litava	
3		Prisma de mar	
4		614,200 m ³ /ciclo	
5		Jalid = 301	
6	Alternative	Plant	↑
7	Nº	(b)	
8	1	20	
9	2	40	
10	3	60	
11	4	80	
12	5	100	
13	6	150	
14	7	200	2
15	8	240	2
16			
17	5.05	20	
18	9.99	40	
19	20.92	60	
20	32.25	80	
21	55.14	100	
22	99.5	150	
23	13.35	200	
24	0.61	240	
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS (DEL 4
AL 14 DE JUNIO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

1. EUGENIO AGUILAR SANTELISES
Gral. J. M. Parras 271 Edif. 313-B
Departamento 104
Col. Juan Escutia
México, D. F.
 2. ING. JUAN R. F. ALVAREZ E.
Tehuantepec No. 182
Col. Roma Sur
México 7, D. F.
Tel: 5-64-39-61
 3. ROLANDO BARRIENTOS GIL
Av. Jalisco y Tlaxcala No. 703
Unidad Nacional
Madero
Tel: 5-14-46
 4. DESIDERIO CAMACHO GARIBO
Unidad Administrativa
Lázaro Cárdenas, Mich.
Tel: 2-01-97
 5. JOSÉ CEPEDA
Escorpio 5 Depto. 8
Col. Prado Churubusco
México 13, D. F.
Tel: 5-81-33-00
 6. REÑE H. CERVERA VALDES
Sur 81-A No. 223
Col. Cacama
México 13, D. F.
Tel: 5-81-03-37
 7. PEDRO CONTRERAS CISNEROS
Balmaceda No. 15-3
Col. Postal
México 13, D. F.
- S.C.T. DIRECCION GENERAL DE
SEÑALAMIENTO MARITIMO
Eugenia 197-4o. Piso
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-90-43-05
- S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OPERA-
CION PORTUARIA
Eugenia No. 197-3er. Piso
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-90-43-74
- UNIVERSIDAD AUTONOMA DE TAMAULIPAS
Centro Universitario
Tampico Madero
- S.C.T. SUPERINTENDENCIA DE OPERACION
PORTUARIA
Unidad Administrativa
Lázaro Cárdenas, Mich.
Tel: 2-01-97
- S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OPERACION
PORTUARIA
Eugenia 197-3er. Piso
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-90-42-85
- S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS
MARITIMAS
Lerdo de Tejada No. 16
Marina Nacional, Edo. de México
Tel: 5-69-31-50
- DEPARTAMENTO DE PESCA
Alvaro Obregón No. 269
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-11-02-40

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS (DEL 4
AL 14 DE JUNIO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|---|
| 8. ANTONIO GARCIA YAÑEZ
2a. Pte. No. 19
Col. Isidro Fabela
México 22, D. F.
Tel: 5-73-98-09 | S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS
MARITIMAS
Insurgentes Sur No. 465
Col. Roma
México 7, D. F. |
| 9. LORENZO GONZALEZ MEZA
Monte Alban No. 19
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-19-01-48 | IPN ESIA
Edif. 4 - 1er. Piso U. Z.
Col. Lindavista
México 14, D. F. |
| 10. FERNANDO HERNANDEZ DE LABRA
Cuernavaca No. 5
Col. Condesa
México 11, D. F.
Tel: 5-53-17-68 | COMISION NACIONAL COORDINADORA DE
PUERTOS
Cuernavaca No. 5
México 11, D. F.
Tel: 5-53-17-68 |
| 11. PEDRO ARMANDO HORTA PEREZ
Calle 45 No. 468
Merida, Yuc. | S.C.T. SUPERINTENDENCIA DE OPERACION
PORTUARIA
Edificio Muelle Fiscal
Progreso, Yuc.
Tel: 5-03-73 |
| 12. MARIO JUAREZ RAMIREZ
Lago Argentina No. 16
Col. Argentina
México 17, D. F.
Tel: 3-99-31-73 | IPN-ESIA
Unidad Profesional Zacatenco
Zacatenco
México 14, D. F.
Tel: 5-86-64-70 |
| 13. ARQ. OLIVIA LEON ARELLANO
Priv. Alamo No. 56
Col. Patrimonio
México 15, D. F.
Tel: 5-41-21-98 | DEPARTAMENTO DE PESCA
Alvaro Obregón No. 269
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-11-02-40 |
| 14. PEDRO LOPEZ ESPERANZA
Cedro 107-7
Sta. Ma. la Ribera
México 4, D. F.
Tel: 5-90-43-74 | S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OPERACION
PORTUARIA
Eugenia 197-3er. Piso
Col. Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-90-43-74 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS (DEL 4
AL 14 DE JUNIO DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|---|
| 15. JOSE MIGUEL MONTOYA RODRIGUEZ
Calle 30 No. 70
Col. Olivar del Conde
México 19, D. F.
Tel: 6-51-89-79 | SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES
San Juan Ixhuatepec
3+200 Edo. de México
Tel: 5-36-85-60 |
| 16. JAIME MURGUIA SEPULVEDA
Amsterdam No. 302
Col. Condesa
México 11, D. F.
Tel: 5-74-44-79 | DIRAC, S. A. DE C. V.
Ma. de la Luz Bringas No. 26
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel: 5-34-26-50 |
| 17. FERNANDO OJEDA TORRES
Dpto. de Hidraulica ed. "C"
Col. Panteon
Morelia, Mich.
Tel: 2-75-73 | UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLAS DE HIDALGO
Ciudad Universitaria
Morelia, Mich.
Tel: 2-75-73 |
| 18. SERGIO LEANDRO QUIROZ OROZCO
Brasil y Pachuca No. 701
Col. Lazaro Cárdenas
Madero
Tel: 5-07-94 | UNIVERSIDAD AUTONOMA DE TAMAULIPAS
Centro Universitario
Tampico, Tamps.
Tel: 5-18-77 |
| 19. PEDRO RAMIREZ MORALES
Prof. Aurora Reza No. 22-A
Los Reyes Coyoacan
México 21, D. F. | S.C.T. DIRECCION GENERAL DE OBRAS
MARITIMAS
Insurgentes Sur No. 465
México 7, D. F. |
| 20. JORGE MORENO JIMENEZ
José Ma. Rico 123-502-B
Col. del Valle
México 12, D. F.
Tel: 5-24-20-66 | S.C.T. DIRECCION GENERAL DE SEÑALA-
MIENTO MARITIMO
Av. Eugenia 197-4o. Piso
Col. Vertiz Narvarte
México 12, D. F.
Tel: 5-90-42-93 |
| 21. GERARDO D. RODRIGUEZ MARTINEZ
Paseo de la Reforma Norte No. 616-1606
Tlatelolco
México 3, D. F.
Tel: 5-29-90-80 | |
| 22. JESUS CARLOS ROSAS COBOS
Orion No. 146
Col. Prado Churubusco
México 13, D. F. | PROYECTOS MARINOS, S. C.
Plaza Comermex Desp. 703
México 10, D. F. |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO ESTUDIOS MARITIMOS Y PORTUARIOS (DEL 4
AL 14 DE JUNIO DE 1979)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
23. RODOLFO ROSAS MOYA Dr. Vertiz 783-4 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-19-33-27	S.C.T. OPERACION PORTUARIA Eugenia No. 197 Col. Narvarte México 12, D. F. Tel: 5-90-43-74
24. LUIS D. SALASTORREA RENGEL	SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
25. JORGE SALCEDO NARANJO La Hortencia 36 Los Reyes Tlalnepantla, Edo. de México	S.C.T. SUBDIRECCION GENERAL DE DRAGADO Baja California 255 Edif. "A" 7o. Piso Col. Condesa México 11, D. F. Tel: 5-74-54-41
26. JESUS SANTA ANNA RODRIGUEZ Playa Ola Verde 385 Col. Reforma Iztaccihuatl México 13, D. F. Tel: 5-79-17-14	S.C.T. SUBSECRETARIA DE PUERTOS Y MARINA MERCANTE Sebastian Lerdo de Tejada No. 6 Murc. San Juan Ixhuatepec Edo. de México Tel: 5-69-28-36
27. MANLIO FAVIO SANDOVAL MEDINA 2a. Priv. No. 106 Col. Otomi Tampico, Tamps. Tel: 3-22-79	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE TAMAULIPAS Centro Universitario Tampico, Tamps. Tel: 5-18-77
28. LUIS SILVA FRAGANO Nueva York 33A-210 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-16-07-40	CIA. MEXICANA AEROFOTO, S. A. 11 de Abril 338 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 5-16-07-40
29. LEON TEUTLI FICACHI San Buenaventura 622 Club Golf México 22, D. F. Tel: 5-73-14-41	PROYECTOS MARINOS, S. C. Plaza Comemex Bulevard Avila Camacho No. 1 Desp. 703 México 10, D. F. Tel: 3-95-00-88