

Horario del Curso: Hidráulica y Contaminación de Estuarios y Lagunas

Fecha: Enero 10 al 14 de 1983

Lunes                      Martes                      Miércoles                      Jueves                      Viernes

12:13	Carranza	Carranza	Carranza	Guerrero	Iriarte
13:14	Carranza	Carranza	García	Guerrero	Saenger
		R E C E S O			
16:17	García	García	Iriarte	Iriarte	Saenger
17:18	García	García	Iriarte	Iriarte	Saenger
18:19	Soto	Soto	Guerrero	Guerrero	Saenger
19:20	Soto	Soto	Guerrero	Saenger	Soto

1. PURPOSE

2. SCOPE

3. REFERENCES

4. DEFINITIONS

5. PROCEDURES

6. APPENDICES

7. RECORDS

8. RESPONSIBILITIES

9. REFERENCES

10. HISTORY

11. APPROVALS

12. DISTRIBUTION

13. CONTACTS

14. REVISIONS

15. SUPPLEMENTARY NOTES

16. APPENDICES

17. REFERENCES

18. HISTORY

19. DEFINITIONS

20. PROCEDURES

21. APPENDICES

22. REFERENCES

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA - FACULTAD DE INGENIERIA  
U. N. A. M.

HOJA NUM. 2

NOMBRE: OCEA. RAFAEL SEANGER FERNANDEZ

CARGO: JEFE DE DISCIPLINA DE OCEANOGRAFIA

EMPRESA O INSTITUCION: PROYECTOS MARINOS, S.C.

DOMICILIO: BOSQUES DE CIRUELOS NO 186

TELEFONO: 596-43-66 EXT. 100

NOMBRE: DR. LUIS A. SOTO.

CARGO: RESPONSABLE LABORATORIO DE ECOLOGIA DEL BENTOS

EMPRESA O INSTITUCION: INSTITUTO DE CIENCIAS DEL MAR Y LIMNOLOGIA

DOMICILIO: CIUDAD UNIVERSITARIA

TELEFONO: 548-25-B2

NOMBRE: \_\_\_\_\_

CARGO: \_\_\_\_\_

EMPRESA O INSTITUCION: \_\_\_\_\_

DOMICILIO: \_\_\_\_\_

TELEFONO: \_\_\_\_\_

NOMBRE: \_\_\_\_\_

CARGO: \_\_\_\_\_

EMPRESA O INSTITUCION: \_\_\_\_\_

DOMICILIO: \_\_\_\_\_

TELEFONO: \_\_\_\_\_

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES  
DE INVESTIGACIONES Y LABORATORIOS

FECHA DE LA EVALUACION: \_\_\_\_\_  
MÓDULO: \_\_\_\_\_

Y/O PARA VERIFICACION DE  
EFICIENCIA EN EL USO DE

ANEXO DEL PERSONAL

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES Y LABORATORIOS

COMPLEMENTISTA	
1	M. L. G. RANGEL GONZALEZ
2	ING. GUARDO ERASMO
3	ING. RAFAEL GARCIA RABORERA
4	DR. ANTONIO GONZALEZ
5	DR. RAFAEL ERASMO GONZALEZ
6	DR. LUIS A. SOTO
7	
8	
9	
10	ESCALA DE EVALUACION 1 a 10

# EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

(1)

CURSO: "HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS"

FECHA: 10 AL 14 DE ENERO  
MORELIA, MICH.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
<b>CONFERENCISTA</b>				
1. M. EN C. RAUL GUERRERO				
2. ING. GERARDO IRIARTE				
3. ING. RAFAEL GARCIA KRASOSKY				
4. DR. ARTURO CARRANZA				
5. OCEA. RAFAEL SAENGER FERNANDEZ				
6. DR. LUIS A SOTO				
7.				
8.				
9.				
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10				

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author outlines the various methods used to collect and analyze the data. This includes both manual and automated processes. The goal is to ensure that the data is as accurate and reliable as possible.

The third part of the document provides a detailed breakdown of the results. It shows that there has been a significant increase in sales over the period covered. This is attributed to several factors, including improved marketing strategies and better customer service.

Finally, the document concludes with a series of recommendations for future actions. These include continuing to invest in marketing, improving operational efficiency, and maintaining the high standards of data accuracy that have been established.

## 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 EN EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

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

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

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

AUTOMOVIL 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 cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

---

---

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	OTRO

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

---

---

10. Otras sugerencias:

---

---

---





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
(MORELIA, 10-14 DE ENERO)**

**GEOMORFOLOGIA COSTERA**

**DR. ARTURO CARRANZA EDWARDS**

## GEOMORFOLOGÍA COSTERA

Dr. Arturo Carranza Edwards\*

La zona costera es de alta prioridad para el hombre, pues gran parte de las actividades industriales, portuarias y urbanas se desarrollan ahí. Además en esta zona existe una fuerte interacción entre procesos marinos, continentales y atmosféricos.

Por lo anterior, para el aprovechamiento adecuado de la misma, se requiere de estudios en los que interactúen diversas disciplinas. Dentro de esas disciplinas, la geomorfología costera se dedica al estudio de las diferentes formas en que se presenta la configuración costera así como de los procesos que las producen.

Dentro de esta disciplina se recurre al uso de clasificaciones de las costas para facilitar el entendimiento de las mismas.

Aquí se analizan algunas clasificaciones de diversos autores, así como la aplicación de dos de ellas dentro de un marco regional, para el caso de las costas mexicanas.

\* Instituto de Ciencias del Mar y Limnología, UNAM Ciudad Universitaria, México, D. F., 04516.

## CLASIFICACION DE JOHNSON (1919)

1 COSTAS DE SUMERSION

- a) Costas de Ría
- b) Costas de Fiordos

2 COSTAS DE EMERSION (CON BARRERAS)

3 COSTAS NEUTRAS

- a) Costas de delta
- b) Costas de planicie aluvial
- c) Costas de planicie de inundación
- d) Costas volcánicas
- e) Costas de arrecifes coralinos
- f) Costas afalladas

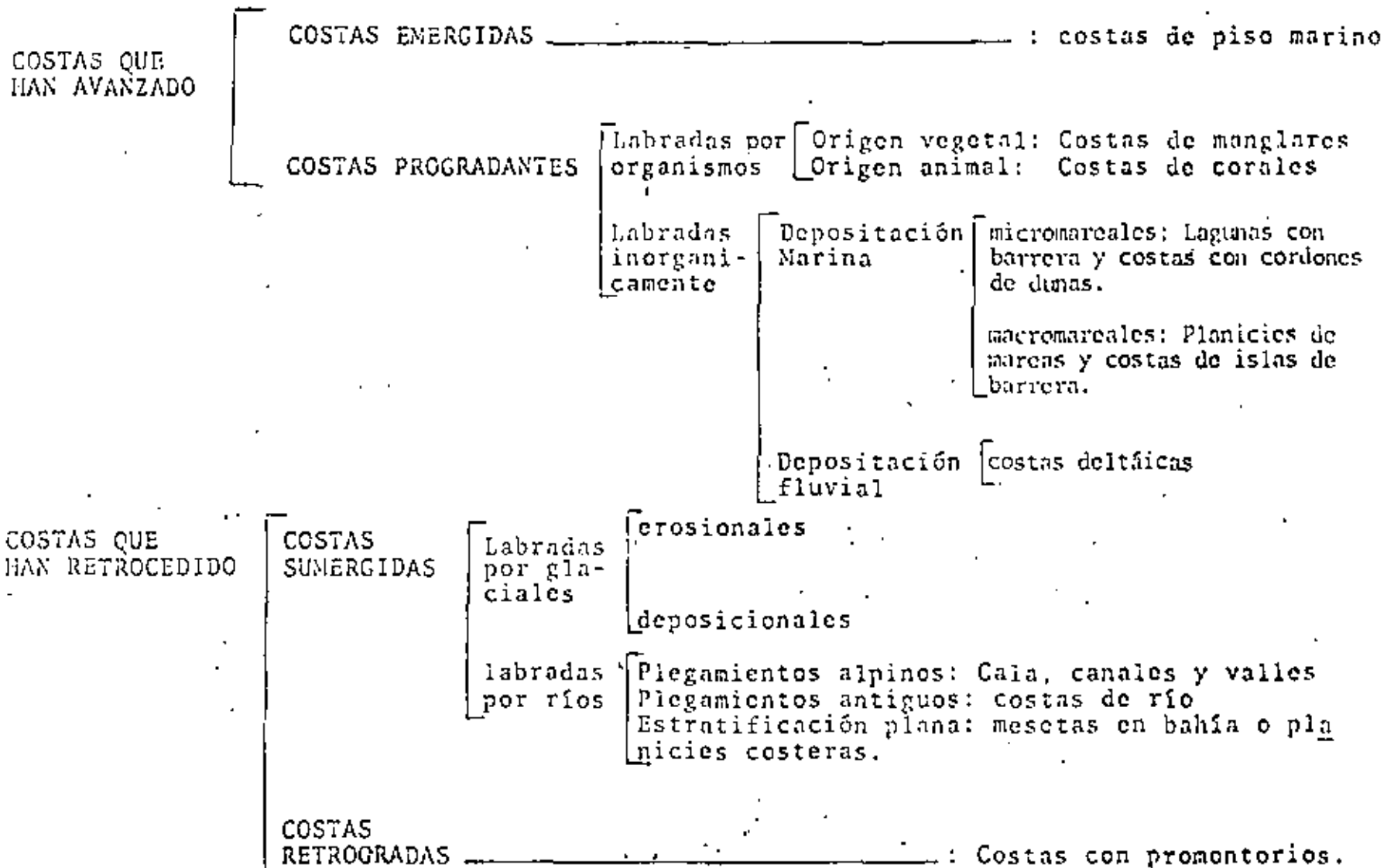
4 COSTAS COMPUESTAS - Cualquier combinación de las anteriores

SUJES

W.N. DAVIES  
 F.P. GULLIVER  
 D.W. JOHNSON  
 F.P. SUGBARD  
 C.A. COTTON  
 FLEMING Y ELLIOTT  
 H. VALENTIN  
 N.A. PRICE  
 W.F. TANNER  
 A. GUILGER  
 J.A. DAVIES  
 A.L. BLOOM

Tipo de estructura	X				X	X				X	X
Estabilidad de estructura						X			X		
Movimiento horizontal								X			X
Movimiento vertical		X	X	X		X	X	X			X
Agentes actuales				X		X	X	X			X
Agentes antiguos		X		X							X
Materiales del lecho								X	X		
Materiales en tránsito								X	X		
Tipo de energía								X	X		X
Nivel de energía								X	X		X
Patrón geométrico	X	X	X	X				X	X	X	
Equilibrio costero		X						X			
Perfil transversal		X	X	X				X			X
Erosión-depósito					X		X				X
Etapa (o edad)		X		X							
Clima								X	X		X
Ecología											
Tiempo						X					X

CLASIFICACION DE VALENTIN (1952)



## CLASIFICACION DE COSTAS (1952)

### 1 COSTAS DE REGIONES ESTABLES

- a) Predominancia de caracteres de la más reciente surgencia
- b) Predominancia de caracteres de emersión temprana
- c) Miscelaneas - volcánicas, fiordos, etc.

### 2 COSTAS DE REGIONES INESTABLES

- a) Costas en las cuales el cambio más reciente ha sido la surgencia sin importar la causa
- b) Costas en las cuales los cambios diastróficos recientes han producido emersión
- c) Costas monoclinales y afalladas
- d) Costas miscelaneas - volcánicas, fiordos, etc.

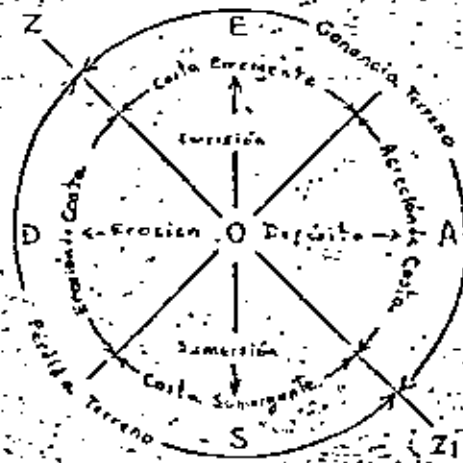


CLASIFICACION DE W. ARMSTRONG PRICE (1955)

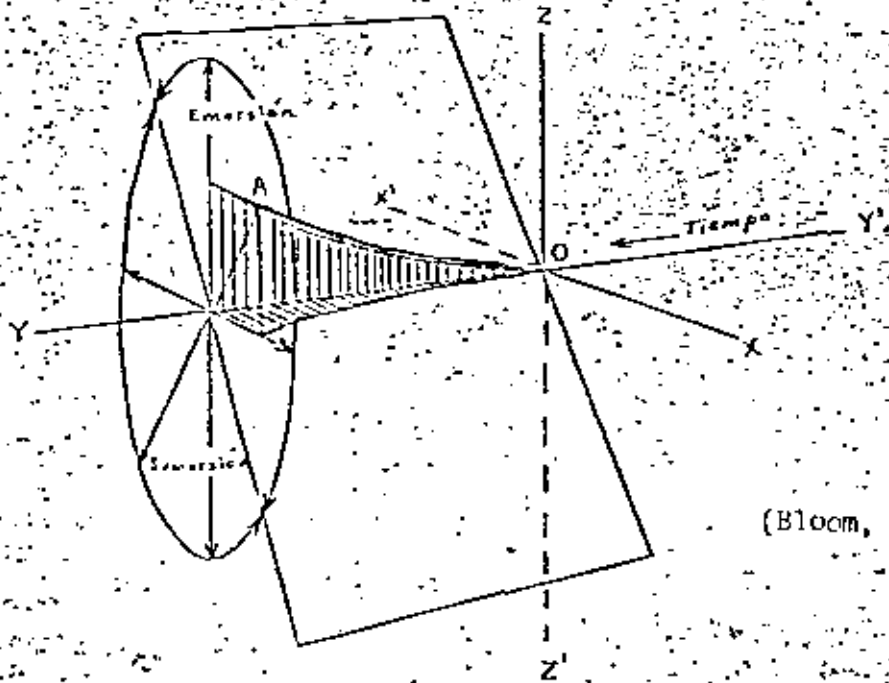
	h(ola)	D (en 1.6 Km)
1 Energía alta	50 cm	45.8 cm
2 Energía moderada	10 - 50 cm	45.8- 76.3 cm
3 Energía baja	10 cm	76.3 cm

CLASIFICACION DE J.L. DAVIES (1964)

- 1 Ambiente de olas de tormenta
- 2 Ambiente de swell de costas occidentales
- 3 Ambiente de swell de costas orientales
- 4 Ambiente de baja energía



(Valentin, 1952)



(Bloom, 1965)

## GEOMORFOLOGIA COSTERA

### BIBLIOGRAFIA SOBRE CLASIFICACIONES

- BLOOM, A. L. 1965: The explanatory description of coasts. *Zeits. fur Geomorph.* NF 9, 422-36.
- COTTON, C. A. 1952: Criteria for the classification of coasts. 17th Int. Geog. Cong. Abs. of Papers, 15.
- DAVIES, J. L. 1964: A morphogenetic approach to world shorelines. *Zeits. fur Geomorph.* 8 (Sp. No.), 127\*-42\*.
- DAVIES, W. M. 1898: *Physical Geography.*
- GUILCHER, A. 1957: *Morfología litoral y submarina.* Ed. Omega, S.A., Barcelona, 264 p.
- GULLIVER, F. P. 1899: Shoreline topography. *Proc. Am. Acad. Arts and Sci.* 34, 151-258.
- JOHNSON, D. W. 1919: *Shore processes and shoreline development.* New York: Wiley. (584 pp.)
- PRICE, W. A. 1955: Correlation of shoreline types with offshore bottom conditions. A. and M. College of Texas, Dept. of Oceanog., Proj. 63.
- SHEPARD, F. P. 1963: *Submarine geology.* 2nd Edition. New York: Harper & Row. (557 pp.)
- SUESS, E. 1888: *The face of the earth, II.* (English translation by H. B. C. Sollas, 1906) Oxford University Press.
- TANNER, W. F. 1960b: Bases of coastal classification. *S. E. Geol.* 2(1), 13-22.
- VALENTIN, H. 1952: *Die Kusten der Erde.* Petermanns Geog. Mitt. Ergänzungsheft 246.

## UNIDADES MORFO-TECTÓNICAS CONTINENTALES DE LAS COSTAS MEXICANAS

ARTURO CARRANZA-EDWARDS\*  
MARIO GUTIÉRREZ-ESTRADA\*\*  
RAFAEL RODRÍGUEZ-TORRES\*\*

### RESUMEN

Se establecen nueve unidades morfo-TECTÓNICAS continentales para las costas mexicanas, según la clasificación tectónica de Inman y Nordstrom y la clasificación genética y geomorfológica de Shepard. Se consideran características esencialmente regionales presentándose amplias distinciones entre las unidades. Algunas unidades resultan similares tectónicamente pero se pueden diferenciar genética y geomorfológicamente.

### ABSTRACT

Nine continental morphotectonic units have been established for the Mexican coasts, following the tectonic classification of Inman and Nordstrom and the descriptive-genetic classification of Shepard. Those tectonically similar units may be distinguished by their different genetic and/or geomorphic characteristics.

### INTRODUCCIÓN

Es objeto del presente estudio mostrar diversas unidades costeras para la República Mexicana que presentan entre sí diferenciaciones a gran escala, desde puntos de vista tectónicos y/o genéticos y geomorfológicos. Según esto, se clasifican nueve unidades aplicando los criterios de Inman y Nordstrom (1971) (tectónico) y de Shepard (1973) (genético y geomorfológico). De esta manera se conjugan criterios diferentes que permiten la separación en unidades de carácter regional, de acuerdo con sus características más representativas o sobresalientes.

A continuación, se describen las unidades haciendo una breve revisión general dentro de la cual se mencionan aspectos como: extensión, ubicación geomorfológica y fisiográfica, tipo de llanura costera y plataforma continental asociada, relaciones geológicas, etcétera.

Inmediatamente después se considera su clasificación.

Al término de la descripción de las unidades se presentan las tablas de clasificación utilizadas, así como un mapa referido a estas últimas.

### UNIDADES COSTERAS

#### UNIDAD I

Esta unidad se extiende desde el Río Bravo, Tamps. hasta Punta Delgada, Ver., con una lon-

gitud de unos 700 km. Se ubica dentro de la Planicie Costera Nororiental y limitada al sur con la Cordillera Neovolcánica (Tamayo, 1970). De norte a sur se tienen las siguientes subpro-

\* Universidad Nacional Autónoma de México, Centro de Ciencias del Mar y Limnología, Laboratorio de Geología Marina.

\*\* Instituto Nacional de Energía Nuclear, Insurgentes Sur 1150, 4o. Piso, México 12, D. F.

vincias fisiográficas: Cuenca del Bravo, Cuenca del Río Purificación, Cuenca Pánuco-Tuxpan (Tampico-Nautla) y la porción NW de la Zona de Veracruz (Álvarez, 1962).

La llanura deltaica del Río Bravo es amplia, de relieve moderado y la sedimentación clástica es dominante, destaca la presencia de la Laguna Madre, la cual constituye un sistema lagunar extenso que ocupa el tercio boreal de la unidad y se encuentra en un estado de evolución avanzado.

Como rasgo mayor, también se considera la existencia de la Barra de Tuxpan, que es una isla de barrera localizada entre Tampico y Tuxpan, probablemente controlada por topografía submarina y por procesos marinos constructivos.

En la llanura costera afloran rocas clásticas terciarias características de ambientes litorales (Carta Geol. Rep. Mex. 1968).

#### Clasificación

Tectónicamente se puede considerar a esta unidad como una *costa de mares marginales* (Inman y Nordstrom, 1971), que al igual que las tres siguientes unidades, se caracteriza por ser una costa que bordea mares marginales protegida del Océano Atlántico por el Arco del Caribe.

Según la clasificación geomorfológica y genética de Shepard (1973), esta unidad presenta dos tipos principales de costas: Costas primarias, deposición subaérea, deposición por ríos, *deltaias* (ej. Laguna Madre).

Costas secundarias, deposición marina, *costas de barrera*, *islas de barrera* (ej. Laguna de Tamulima).

#### UNIDAD II

La unidad costera II se extiende desde Punta Delgada, Ver., hasta las inmediaciones de Coatzacoahuas, Ver., con un desarrollo aproximado de 500 km. Incluye al norte parte del extremo oriental de la Cordillera Neovolcánica y en sus porciones central y sur a la Planicie Costera de Soyavento. Fisiográficamente comprende la Parte Central de la Zona de Veracruz (Álvarez, 1962).

La llanura costera es angosta y en parte señala

actividad volcánica desde el Plioceno en el área de los Tuxtlas Ver. (López-Ramos, 1971). La plataforma continental es, asimismo, angosta e influida parcialmente por crecimientos arrecifales en las vicinidades de Veracruz, Ver. Los sedimentos más abundantes en la llanura costera son plio-pleistocénicos constituidos esencialmente por piroclásticos derivados posiblemente del área volcánica de los Tuxtlas o del Pico de Orizaba (Álvarez, 1962).

#### Clasificación

Desde el punto de vista tectónico se clasifica a esta unidad como *costas de mares marginales* (Inman y Nordstrom, 1971) y de acuerdo con la clasificación de Shepard (1973), se pueden tener costas de tres tipos dentro de esta unidad:

Costas primarias, volcánicas, de *flujo de lava* y de *tefra* (ej.: Los Tuxtlas, Ver.).

Costas secundarias, contruidas por organismos, *arrecifes corales*, *costas de arrecifes hundidos* (ej. arrecifes frente a Veracruz, Ver.).

Costas primarias, de deposición subaérea, por viento, *costas con dunas* (ej. al Norte de Veracruz, Ver.).

#### UNIDAD III

Comprendida entre Coatzacoahuas, Ver. y la porción oriental de la Laguna de Términos, Camp y con unos 179 km de extensión que dentro de la Planicie Costera del Sureste (Tamayo, 1970). Fisiográficamente queda comprendida en la parte sur de la Zona de Veracruz y en la Zona Pantanosa de Tabasco (Álvarez, 1962).

Esta unidad ha recibido gran parte de sedimentos clásticos de grano fino que se han acumulado desde el Terciario en los complejos deltaicos de los ríos Tonala, Grijalva y San Pedro-San Pablo. La llanura costera es amplia y de pendiente moderada con lomeríos bajos de suave relieve formados en sedimentos del Mioceno (Perrilliat-Montoya, 1960).

En la porción oriental de la Laguna de Términos se aprecia aumento de la cantidad de apurte en carbonato de calcio (Ayala-Castañares, 1993) que permite limitar en esa zona a esta unidad.

La plataforma continental está bien desarrollada y presenta una pendiente suave y uniforme.

### Clasificación

Tectónicamente se considera que esta unidad representa una *costa de mares marginales* (Inman y Nordstrom, 1971). Genética y geomorfológicamente se trata de costas Primarias, deposición subaérea, por depositación de ríos, costas de complejos deltaicos (Shepard, 1973) (ej. Delta del Río Grijalva).

### UNIDAD IV

Esta unidad costera comprende el borde de la Península de Yucatán, desde las cercanías de Isla Aguada, Camp, hasta Chetumal, Q. Roo., su longitud aproximada es de 1 100 km.

Está comprendida en la Plataforma Yucateca (Tamayo, 1970) y en la clasificación fisiográfica propuesta por Alvarez (1962), corresponde con la llamada Península de Yucatán. La Plataforma Yucateca se encuentra en emergencia desde el Paleoceno (Carta Geol. Rep. Mex., 1968) y en su mayor parte presenta una llanura de relieve moderado y suave a excepción de la parte oriental que se profundiza rápidamente por erosión debido a las corrientes marinas que actúan en el Canal de Yucatán (Wilhelm y Ewing, 1972). Esta unidad está constituida por sedimentos carbonatados del Cuaternario Tardío y presenta topografía kárstica con ausencia de sistemas superficiales de drenaje (Logan *et al.*, 1969).

### Clasificación

De acuerdo a la clasificación tectónica (Inman y Nordstrom, 1971) esta unidad, al igual que las anteriores, corresponde a *costa de mares marginales*. Las unidades I a IV pertenecen, en el marco global de placas, a la Placa de América y se localizan en su parte occidental media (Le Pichón, 1968).

La unidad IV según la clasificación de Shepard (1973) contiene: Costas primarias, de erosión terrestre, con *topografía kárstica sumergida*; Costas secundarias, por depositación marina, de barrera con *playas de barrera, islas de barrera y ganchos de barrera*; Costas secundarias, construidas por organismos, arrecifes coralinos, *costas de arrecifes bordeantes*.

### UNIDAD V

La unidad V comprende al litoral Pacífico de la Península de la Baja California y tiene una longitud aproximada de 1 250 km se encuentra en la Vertiente Occidental Californiana limitada al este por el Sistema Californiano (Tamayo, 1970) dentro de la provincia fisiográfica de la Llanura Costera de Baja California (Alvarez, 1962).

En la mitad sur de la unidad abundan depósitos de aluvión, médanos y salinales del Reciente y del Pleistoceno (Mina, 1957). En la mitad Boreal predominan rocas carbonatadas del Cretácico Superior y volcánicas del Cenozoico Medio (Carta Geol. Rep. Mex., 1958).

Tanto esta unidad como la siguiente (unidad VI) al formar parte de la Península de la Baja California están siendo afectadas por un deslizamiento gravitacional debido a la fracturación de placas de material cortical y experimentan un desplazamiento con dirección hacia el noroeste y hacia la Placa del Pacífico; parece que este movimiento se debe a la Elevación del Pacífico Este (East Pacific Rise). (Rusnak *et al.*, 1961)

### Clasificación

Según la clasificación tectónica de Inman y Nordstrom (1971) se trata de costas de colisión, subtipo *costas de colisión continental*; las costas de colisión se presentan en los márgenes continentales cuando una placa continental gruesa choca con una placa oceánica delgada.

Geomorfológica y genéticamente (Shepard, 1973) se presentan tres clases de costas:

Costas primarias, por deposición subaérea, por viento, *costas con dunas* (ej. Área Bahía Magdalena).

Costas secundarias, por erosión de oleaje, promontorios cortados por olas, *costas de línea de playa* y *costas de terrazas elevadas cortadas por oleaje*.

Costas secundarias, costas por depositación marina, costas de barrera: *playa de barrera, islas de barrera, ganchos de barrera y bahías de barrera*.

## UNIDAD VI

Con un alcance de 120 km, la unidad costera VI comprende al litoral oriental de la Península de la Baja California. Se le encuentra dentro de la Veriente Occidental Californiana que está limitada al oeste por el sistema Californiano (Famayo, 1970). Perteneció a la Provincia de Sierras de la Baja California (Álvarez, 1962).

En contraste con la unidad anterior, esta unidad se asocia a una plataforma continental muy estrecha o casi nula. Únicamente en la porción norte la plataforma está bien desarrollada debido al vasto aporte de sedimentos del Río Colorado que constituyen un amplio delta, sumergido en su mayor parte, con un alcance aproximado de 200 km; su surgencia parece estar en relación con la última transgresión post-pleistocénica (Van Andel, 1963).

Con esta unidad se asocian principalmente rocas ígneas intrusivas y extrusivas del Cenozoico Medio (Cinta Geol. Rep. Mex, 1968).

## Clasificación

Tectónicamente, en esta unidad se trata de *costas de arrastre de neo-eje*, es decir formadas en áreas de "rift" (Iman y Nordstrom, 1971). Por sus características geomorfológicas y genéticas, se presentan los siguientes tipos de costas:

Costas primarias, formadas por movimientos diastroficos, costas de fallas, *costas de rift*. Costas secundarias, por erosión de oleaje, promontorios corados por olas, *costas labradas en materiales homogéneos* (ej. mitad austral de la unidad).

Costas secundarias, erosión por oleaje, costas irregulares por erosión por oleaje, *costas en formaciones heterogéneas* (ej. mitad boreal de la unidad).

## UNIDAD VII

El litoral de los estados de Sonora, Sinaloa y Nayarit, en una longitud de unos 110 km, comprende a la unidad VII. Se ubica dentro de la Planicie Costera Nevo-occidental limitada al sur por el cateno o cinturón de la Cordillera

Nevovolcánica (Famayo, 1970). Fisioográficamente se localiza dentro de las siguientes provincias propuestas por Álvarez (1962): Zona Desértica de Sonora, Llanura Costera de Sinaloa y Zona de Sierras y Valles Paralelos de la Sierra Madre Occidental. Presenta en su parte norte, al igual que la unidad anterior, sedimentos deltaicos del Río Colorado. Se encuentra relacionada con una plataforma continental amplia, de posible carácter deposicional y con talud moderado excepción hecha de la parte media de la unidad, donde el talud se profundiza rápidamente. Parece ser que esta unidad se ha desplazado aproximadamente unos 500 km, respecto de la unidad VI (Rusnak, *et al.*, 1964). El límite occidental de la unidad VII está controlado por un patrón NW-SE de fallas de bloque del Sistema San Andrés.

Las rocas asociadas son muy variables tanto litológica como cronológicamente en los dos tercios septentrionales. Hacia el tercio sur dominan rocas volcánicas terciarias.

La llanura costera, desde Mazatlán a los Mochis, Sinaloa, forma un plano inclinado hacia el suroeste razón por la cual en esta región el curso de los ríos es normal a la costa.

## Clasificación

De acuerdo al criterio tectónico sugerido por Iman y Nordstrom (1971), en esta unidad se tendrían *costas de arrastre de neo-eje*.

Desde un punto de vista geomorfológico y genético (Shepard, 1973) se pueden incluir tres tipos de costas:

Costas primarias, por deposición subáerea, deposición de ríos, *costas de complejos deltáicos* (ejemplo deltas de los ríos San Lorenzo y Culiacán en el Estado de Sinaloa). Costas primarias, deposición subáerea, deposición por vientos, *costas con dunas* (ejemplo área Río Yaqui, S. O.).

Costas primarias, formadas por movimientos diastroficos, costas de falla, *costas de "rift"*. Costas secundarias, por deposición marina, *planicies similares* (Shepard, 1973).



## UNIDAD VIII

Cubre una longitud aproximada de 1260 km desde Puerto Vallarta, Jalisco hasta Tehuantepec, Oaxaca. Se encuentra en la Planicie Costera Suroccidental, la cual se limita al norte por la Sierra Madre del Sur, al oeste por la Cordillera Neovolcánica y al este por el Portillo Istmico (Tamayo, 1970). Las provincias fisiográficas (Álvarez, 1962) con que se asocia son: Zona Montañosa de la Costa del Suroeste, Cuenca del Balsas y Zona Montañosa de Guerrero Oaxaca.

Frente a esta unidad se tiene una plataforma continental muy angosta, que se ensancha ligeramente en las cercanías del Delta del Río Balsas y del Bahío de Oaxaca. La línea de costa es paralela a la Fosa México-Mesoamericana (Tectonic Map of Mexico, 1964).

En lo general se presentan costas rocosas, abruptas, a excepción de algunas áreas donde, por influencia de corrientes fluviales, se desarrolla una incipiente planicie costera.

Las rocas más abundantes en la parte continental, son metamórficas e ígneas, con edades paleozoicas y posiblemente precámbricas.

## Clasificación

*Costas de colisión continental* de acuerdo con la clasificación tectónica (Hanan y Nordstrom, 1971).

Según la clasificación geomorfológica y genética (Shepard, 1973) predominan las costas primarias, formadas por movimientos diastróficos, con fallas, *costas de escape de falla*. No obstante, se presentan, en menor escala: Costas Secundarias, erosión por oleaje, promontorios cor-

ridos por oleaje, *costas con terrazas elevadas cortadas por oleaje* y costas secundarias por deposición marina, *playas de barrera* y *ganchos de barrera* (ej. porción costera del Estado de Guerrero).

## UNIDAD IX

Se extiende desde las vecindades de Tehuantepec, Oax., hasta los límites con la República de Guatemala y comprende unos 300 km. de longitud. Se localiza en la Planicie Costera Istmo-Chiapteca (Tamayo, 1970) de la provincia fisiográfica de la Sierra de Chiapas (Álvarez, 1962).

En esta unidad se tiene una llanura costera en desarrollo, de amplitud moderada, contrastante con una plataforma continental amplia, de talud moderadamente pronunciado (Tectonic Map of Mexico, 1964). Quizá se presente un control de subsuelo y submarino por el Rasfón Cretácico de Chiapas que parece influir genéticamente en esta unidad.

## Clasificación

*Costa de colisión continental* (Hanan y Nordstrom, 1971). Esta unidad y la anterior se encuentran afectadas tectónicamente por el contacto entre la Placa Cocos y la Placa de América.

De acuerdo con Shepard (1973) las costas de esta unidad se pueden considerar como Costas secundarias, por deposición marina, Costas de barrera, *playas de barrera*, *islas de barrera* y *ganchos de barrera* y costas de *planicies elevadas*.

TABLA I

CLASES DE COSTAS SEGUN GRANDES EFECTOS DE  
TECTÓNICA DE PLACAS (JANSEN Y NORDBERGM,  
1971)

- 
1. Costas de choque
    - 1a. Costas de colisión continental
    - 1b. Costas de colisión de zonas íslas
  2. Costas de eje de arrastre
    - 2a. Costas de arrastre de nuestro
    - 2b. Costas de arrastre de abateje
    - 2c. Costas de arrastre de anastaje
  3. Costas de márgenes marginales
- 

TABLA II

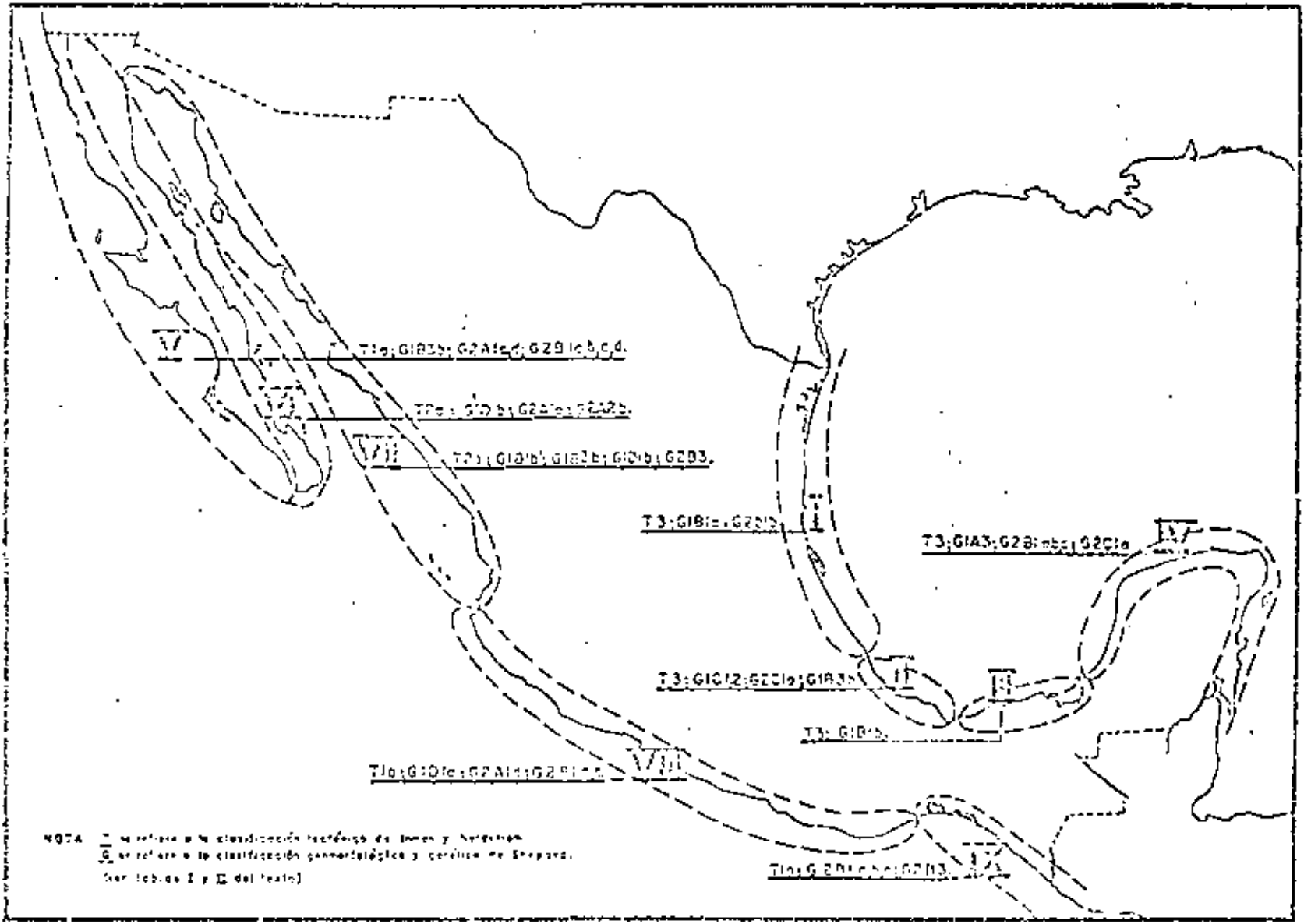
CLASIFICACIÓN GENÉTICA Y GEOMORFOLÓGICA DE  
COSTAS (SHEPARD, 1963)

- 
1. Costas *Pluviales*
    - A) Costas de erosión terrestre
      - 1) Costas de Ría
        - a) Dendrílica
        - b) Tidalis
      - 2) Costas labradas por erosión glacial
        - a) Fioridos
        - b) Gigantías glaciales
      - 3) Topografía kárstica sumergida
    - B) Costas de deposición subaérea
      - 1) Costas por deposición de ríos
        - a) Costas deltaicas (digitadas, labradas, anqueadas, cuspidas, deltas parcialmente cubiertos)
        - b) Costas de complejos deltaicos
        - b1) Costas de llanura aluvial (tomada de Shepard, 1962)
          - c) Caracteres de deriva parcialmente sumergidos
      - 2) Costas de deposición glacial
        - a) Morrenas parcialmente sumergidas
        - b) Deltas parcialmente cubiertos
        - c) Costas de complejos de aluvios aluviales
      - 3) Costas de deposición por viento
        - a) Costas con dunas progradantes
        - b) Costas con dunas
        - c) Costas con dunas fósiles
- 

- 4) Costas por deslizamiento
- C) Costas volcánicas
  - 1) Costas de flujo de lava
  - 2) Costas de tefra
  - 3) Costas de explosión o colapso volcánico
- D) Costas formadas por movimientos diastroficos
  - 1) Costas de fallas
    - a) Costas en escarpes de falla
    - b) Valles de falla o costas de "rift"
    - c) Cabalgadura
  - 2) Costas plegadas
- Extensiones sedimentarias
  - a) Deltas salinos
  - b) Protuberancias de lodo
- E) Costas de hielo

2. Costas *Secundarias*

- A) Costas de erosión por oleaje
    - 1) Protonorias cortadas por olas
      - a) Costados en materiales homogéneos
      - b) Costas de márgenes anguado
      - c) Costas de línea de falla
      - d) Costas con terrazas elevadas cortadas por oleaje
      - e) Costas con terrazas hundidas cortadas por oleaje
    - 2) Costas irregulares de erosión por olas
      - a) Costas litorales
      - b) Costas en formaciones heterogéneas
  - B) Costas por deposición marina
    - 1) Costas de barrera
      - a) Playas de barrera
      - b) Islas de barrera
      - c) Canchales de barrera
      - d) Bahías de barrera
      - e) Ataneros relevados
    - 2) Yermos raspados
    - 3) Planicies de playa
    - 4) Planicies de lodo o pantanos salados
  - C) Costas construidas por organismos
    - 1) Costas de arrecifes coralinos
      - a) Costas de arrecifes hundidos
      - b) Costas de barreras arrecifales
      - c) Atolones
      - d) Costas de arrecifes elevados
    - 2) Costas de arrecifes supalidos
    - 3) Costas de arrecifes de ostras
    - 4) Costas de mangle
    - 5) Costas de pastos pantanosos
-



UNIDADES COSTERAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA

## LITERATURA CITADA

- ALVARO, M. J., 1962. Apuntes de la clase de Geología, Paleogeografía y Tectónica de México. Su año carrera Ing. Geól. Fac. Ing., Univ. Nal. Autón. México (Inédito), 150 p.
- AYALA CASASAVAS, A., 1963. Sistemática y Distribución de los Foraminíferos Recientes de la Laguna de Términos, Campeche, México. *Inst. Geol. Univ. Nal. Autón. México*, 67-3: 150 p.
- CARTA GEOLÓGICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA, 1968. Comp. Sánchez-Mejorada, S., *Com. Carta Geol. Rep. Mex., Esc. 1: 2,000,000*
- ISMAN, D. L. y C. L. NORDSTRÖM, 1971. On the tectonic and morphologic classification of coasts. *J. Geol.*, 79 (1): 1-21.
- EL PIÉDRA, N., 1968. Sea-Floor Spreading and Continental Drift. *J. Geophys. Res.*, 73 (12): 3603-3607.
- LOEWS, B. W., J. L. HAZEN, W. M. AUB, J. D. WILLIAMS y R. G. STRAIN, 1969. Late Quaternary sediments of Yucatán shelf, México. *Int. Mt. Birney, A. R. (Ed.) Carbonate Sediments and Riffs, Yucatán Shelf, Mexico Am. Ass. Petrol. Geol. Mem.*, 11: 5-128.
- LÓPEZ RAMOS, E., 1971. *Geología General y de México*. Ed. Escolar, México. 509 p.
- MIXTEC, E., 1957. Bosquejo Geológico del Territorio Sur de la Baja California. *Ann. Mex. Geol. Petrol.*, 9 (3 y 4): 159-270.
- PEREZ-LAVASTROVA, M. del C., 1960. Moluscos del Mioceno de la cuenca salina del Istmo de Tehuantepec, México. *Paleont. Mex.*, 8: 1-28.
- RUSNAK, G. A., R. J. FISLER y F. P. SHIPMAN, 1964. Bathymetry and Faults of Gulf of California. *Int. Tjceol. H. van Andel and G. G. Jr. Shor (Ed.) Am. Ass. Petrol. Geol. Mem.*, 3: 59-75.
- SHEPARD, F. P., 1967. *Submarine Geology*. Harper and Row, Nueva York. 517 p.
- , 1973. *Submarine Geology*. Harper and Row, Nueva York. 517 p.
- TAMAYO, J. L., 1970. *Geografía Moderna de México*. Ed. Trillas México. 390 p.
- TERRAS, MAR OF MEXICO, 1961. *Compt. de Carta Z. Geol. Nat. Am. Esc. 1: 2,000,000*
- VAN ANDER, E. H., 1963. Recent Marine Sediments of Gulf of California. *Int. Tjceol. H. van Andel and G. G. Jr. Shor (Eds.) Am. Ass. Petrol. Geol. Mem.*, 3: 216-310.
- WHITMAN, O. y M. EWING, 1972. Geology and History of the Gulf of Mexico. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 83 (3): 575-600.

## AMBIENTES SEDIMENTARIOS

Dr. Arturo Carranza Edwards.\*

Los ambientes sedimentarios son el resultado de la interacción de procesos físicos, químicos y biológicos, los cuales son responsables en gran medida de la caracterización de los sedimentos depositados en un medio dado.

Por su misma naturaleza los ambientes sedimentarios varían con el tiempo en mayor o menor grado, de acuerdo con la variabilidad de los agentes que los conforman.

En los ambientes sedimentarios costeros, los cuales son transicionales entre los marinos y los continentales, se presentan rangos muy amplios en la variación de las condiciones de sedimentación. Aquí se considerarán los ambientes sedimentarios costeros haciendo énfasis en las características sedimentológicas de los mismos.

\* Instituto de Ciencias del Mar y Limnología, U.N.A.M.  
Ciudad Universitaria, México, D.F., 04510

## AMBIENTES SEDIMENTARIOS RECIENTES DE LA LLANURA COSTERA SUR DEL ISTMO DE Tehuantepec \*

ARTURO CARRANZA-EDWARDS \*\*

### RESUMEN

Se estudiaron sedimentos superficiales en ambientes fluvial, lagunar deltáico, lagunar, de duna y de playa barrera, dentro de la llanura costera sur del Istmo de Tehuantepec.

Para determinar los atributos sedimentológicos que pueden caracterizar a un ambiente dado se obtuvieron los siguientes parámetros: color del sedimento *in situ*, composición mineralógica, distribución porcentual de tamaños, carácter modal, tamaño gráfico promedio, coeficiente de clasificación, grado de asimetría, kurtosis, madurez textural y estructuras sedimentarias primarias.

En el área de estudio frecuentemente los sedimentos correspondientes a diferentes ambientes de depósito presentan atributos sedimentarios que se solapan y por lo tanto se dificulta la caracterización ambiental. Sin embargo, por medio de las relaciones tamaño gráfico promedio, coeficiente de clasificación y grado de asimetría, se pueden obtener mejores agrupaciones que usando otro tipo de combinaciones de parámetros texturales.

Las características mineralógicas y texturales reflejan un cuadro tectónico de deformación horizontal moderada, lo cual coincide con el modelo dinámico conceptualizado por otros métodos, tales como sismicidad y rasgos geomorfológicos.

Las implicaciones tectónicas se obtuvieron mediante separaciones magnéticas y de minerales pesados en la fracción de arena fina, indicando que los ambientes de playa barrera y fluvial son los de mayor interés potencial, ya que es en éstos donde se presentan las mejores concentraciones, dada su alta energía.

### ABSTRACT

Superficial sediments of fluvial, lagoonal-deltaic, lagoonal, dune and barrier beach environments were studied on the south coastal plain of the Isthmus of Tehuantepec. The following parameters were determined in order to obtain sedimentological attributes that could define a specific environment: colour *in situ* sediments, mineralogical composition, percentual size distribution, modal character, mean graphic size, classification coefficient, skewness, kurtosis, textural maturity and primary sedimentary structures.

An environmental separation is difficult to make using the sedimentary characteristics of each environment given that frequently the sedimentological parameters overlap as is observed in the study area. However the correlation of mean graphic size classification and skewness gave best group correlations that using other textural parameters. The textural and mineralogical characteristics reflect a tectonic setting of moderate horizontal deformation. This agree with the dynamic method estimated by others means such as seismicity and geomorphologic features.

The association and concentration of minerals was measured by magnetic separation and heavy minerals method on fine sand fractions. The higher concentration was ob-

\* Trabajo presentado parcialmente en el VI Congreso Nacional de Oceanografía, Ensenada B. California, México, 10 al 13 de abril, 1978. Recibido el 20 de febrero de 1979 y aceptado para su publicación el 21 de febrero de 1980.

\*\* Universidad Nacional Autónoma de México, Centro de Ciencias del Mar y Limnología, Contribución 113 del Centro de Ciencias del Mar y Limnología, UNAM.

tained on the barrier-beach and fluvial environments which have the highest energy. This makes these environments the most important from a potencial economic point of view.

## INTRODUCCIÓN

### OBJETIVOS

Los objetivos de este trabajo son: 1) Describir y analizar los sedimentos superficiales de la llanura costera del Istmo de Tehuantepec, en su porción meridional, donde se presentan diferentes ambientes sedimentarios resultantes de una interrelación entre procesos continentales y marinos. Este objetivo se refiere a la necesidad de conocer diferentes atributos sedimentológicos que pueden caracterizar un ambiente determinado actual, lo cual en cierta medida podría servir para interpretar ambientes sedimentarios análogos antiguos. 2) Analizar la interacción entre los sedimentos y el marco tectónico que los afecta. En particular la zona de estudio se encuentra dentro de una región de actividad tectónica actual que se destaca por su sismicidad, y 3) Investigar las implicaciones económicas de los sedimentos, a través de su composición mineralógica, depositados en diferentes ambientes de sedimentación.

### LOCALIZACIÓN Y VÍAS DE COMUNICACIÓN

El área de estudio se encuentra en el sureste del país, dentro de los paralelos  $16^{\circ}01'30''$  y  $16^{\circ}52'30''$  de latitud norte y los meridianos  $94^{\circ}15'00''$  y  $95^{\circ}21'30''$  de longitud este (Fig. 1).

El centro de población más importante es Juchitán de Zaragoza el cual está comunicado con el resto de la República Mexicana por la carretera Panamericana y por la Transístmica, así como por el Ferrocarril Coatzacoalcos-Salinas Cruz (Transístmico). Además, Juchitán se comunica por una carretera de 20 km de longitud con Istapec, donde existe un aeropuerto de corto alcance. Por vía marítima se puede llegar al Puerto de Salina Cruz, el cual se comunica con Juchitán por la carretera Transístmica.

### CLIMA

De acuerdo con el sistema de clasificación climática de Köppen, modificado por García (1970), en la zona costera sur del Istmo de Tehuantepec (Fig. 2) se presentan los siguientes subtipos de climas cálidos y semicálidos:

**Aw(w)ig:** Cálido húmedo (temperatura media del mes más frío mayor de  $18^{\circ}\text{C}$ ), el más seco de los cálidos subhúmedos con lluvias de verano, con un cociente  $P/T$  (precipitación total anual en mm sobre temperatura media anual en  $^{\circ}\text{C}$ ) menor de 43.2, un porcentaje de lluvia invernal menor de 5 de la anual, isotermal (en cuanto a la oscilación anual de las temperaturas medias mensuales), oscilación menor de  $5^{\circ}\text{C}$ , con el mes más caliente antes de junio.

**Aw(w)(i)ig:** Intermedia en cuanto a grado de humedad entre el más seco de los cálidos subhúmedos, un porcentaje de lluvia invernal menor de 5 de la anual, con poca oscilación (entre  $5^{\circ}$  y  $7^{\circ}\text{C}$ ) en cuanto a la oscilación anual de las temperaturas medias mensuales, pero en partes esta zona es isotermal, con el mes más caliente antes de junio.

**Aw(w)ig:** El más húmedo de los cálidos subhúmedos, con lluvias en verano, cociente  $P/T$  mayor de 55.3, un porcentaje de lluvia invernal menor de 5 de la anual, isotermal, con el mes más caliente antes de junio.

**(A)C(w)(w)ig:** Semicálido, el más cálido de los templados húmedos, con temperatura media anual mayor de  $18^{\circ}\text{C}$  y la del mes más frío menor de  $18^{\circ}\text{C}$ , porcentaje de lluvia invernal menor de 5 de la anual, con verano fresco largo, temperatura media del mes más caliente entre  $6.5^{\circ}\text{C}$  y  $22^{\circ}\text{C}$ , isotermal, con el mes más caliente antes de junio.

**(A)C(hu)(i)ig:** Semicálido, el más cálido de los templados húmedos, con temperatura media anual mayor de  $18^{\circ}\text{C}$  y la del mes más frío menor de  $18^{\circ}\text{C}$ , con lluvias todo el año, por ciento de lluvia invernal con respecto a la anual

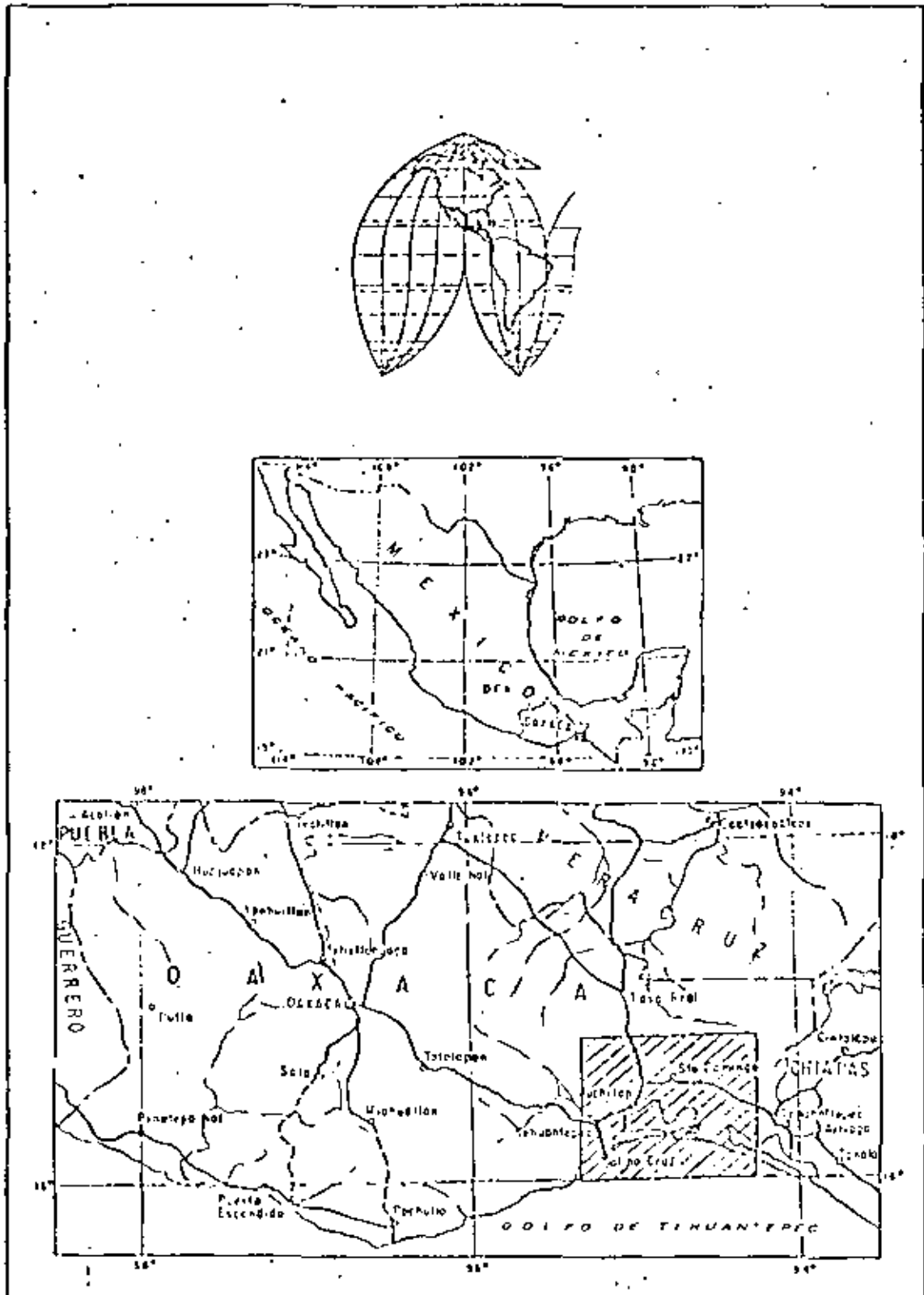


Fig. 1. Plano de localización.



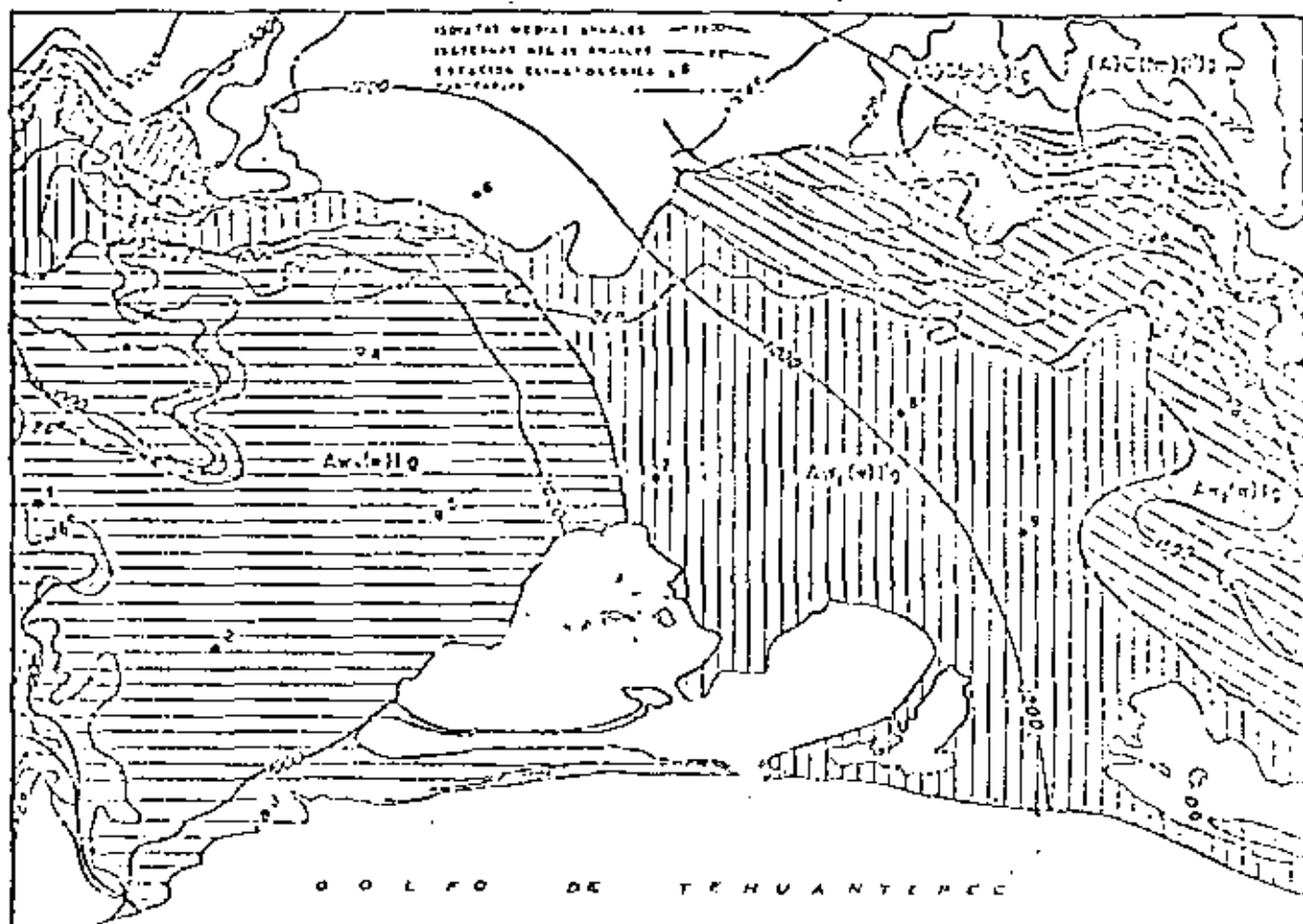


Fig. 2. Clima.

menor de 18, con poca oscilación anual de las temperaturas medias mensuales, entre 5° y 7°C, con el mes más caliente antes de junio.

Las máximas temperaturas medias mensuales (Fig. 3), se han registrado en las estaciones climatológicas Las Cuevas y Ostuta y las mínimas en las estaciones Chivela y Hacienda de Santo Domingo. La precipitación media mensual más alta se ha registrado en la Hacienda de Santo Domingo y la mínima (cero mm) también en la Hacienda Santo Domingo y en Ostuta (García, 1970).

En el Golfo de México existe una presión barométrica mayor que en el Golfo de Tehuantepec (Tamayo, 1970), lo que genera vientos del norte al sur que se encañonan en el Portillo Istmico y alcanzan ocasionalmente en la llanura costera velocidades hasta de 12 m/s

(Cromwell, 1975) y que afectan el crecimiento de algunos árboles en forma permanente (Lam-6b).

En el área de estudio la Secretaría de Recursos Hidráulicos (1970) ha registrado la máxima evaporación anual media en Salina Cruz (3880 mm) y la mínima en Ostuta (2130 mm).

#### TOPOGRAFÍA Y CLIMATOLOGÍA

En el extremo oriental de la zona de estudio (Fig. 4) aparecen las estribaciones de la Sierra Cristalina que es una subprovincia de la Provincia de Sierras de Chiapas (Álvarez, 1961) y es paralela a la costa del Océano Pacífico y orientada de noroeste a sudeste siendo una continuación del núcleo montañoso de Améri-

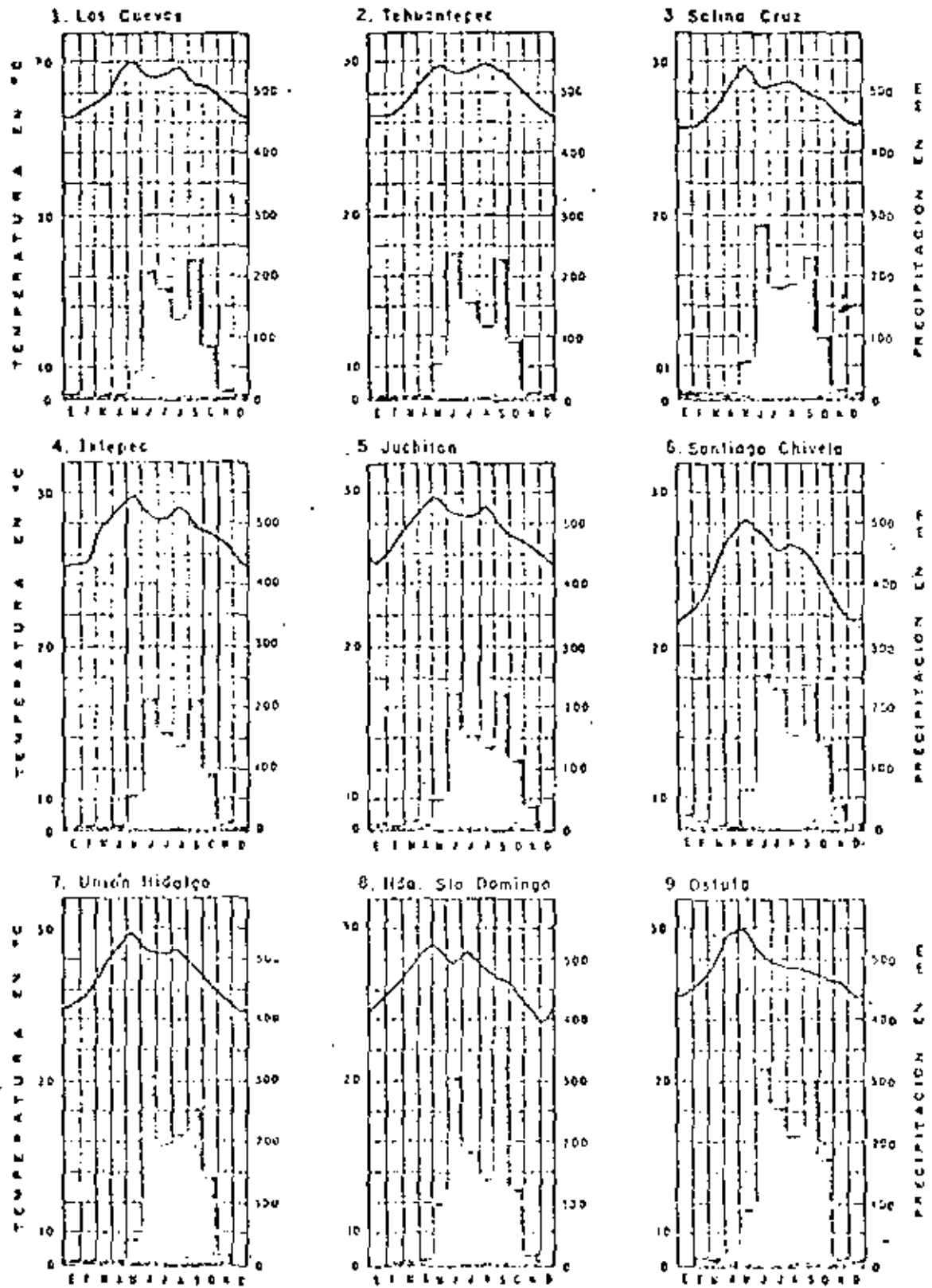


Fig. 3. Gráficas de temperatura y precipitación.

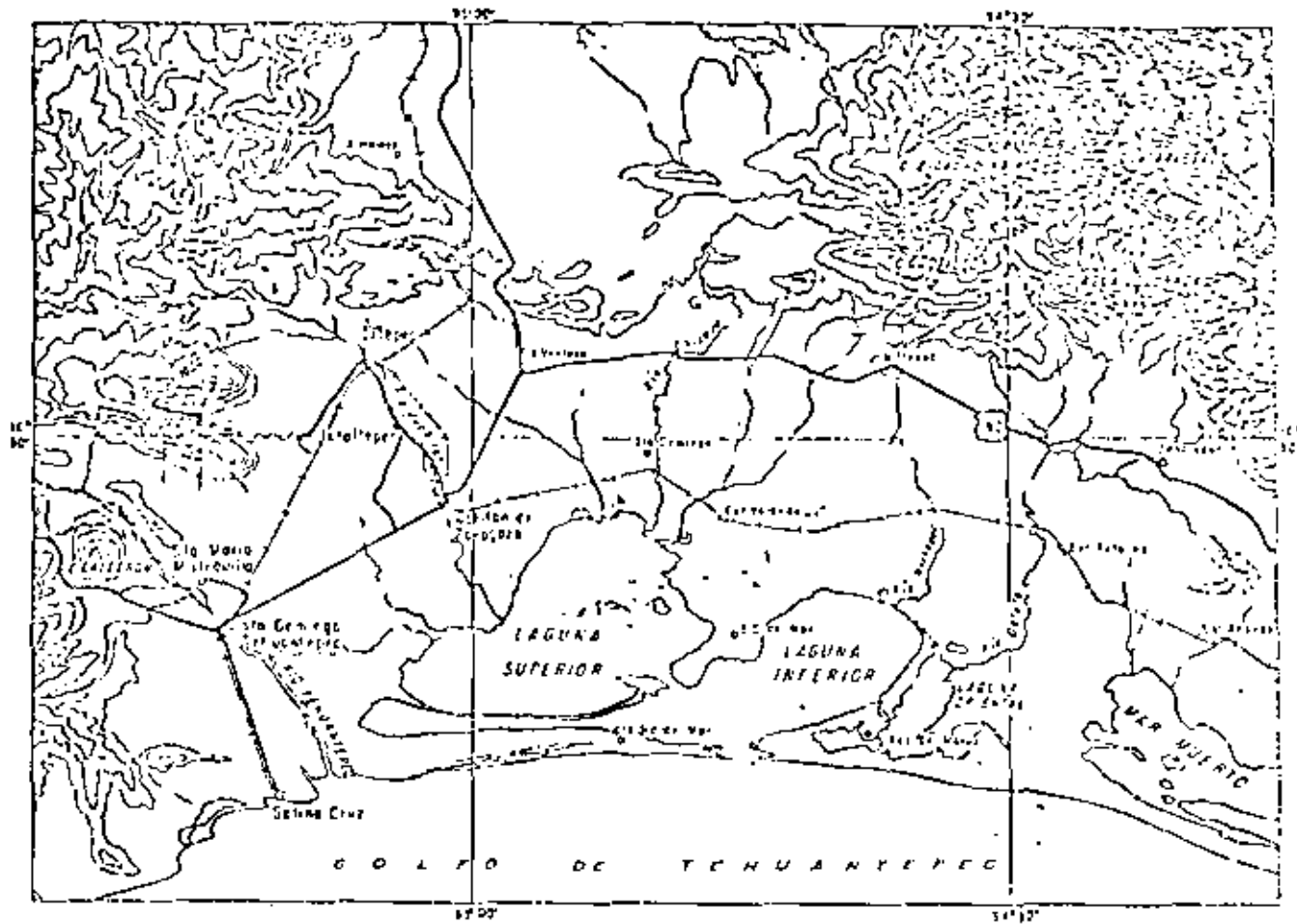


Fig. 4. Relieve.

ra Central. En su extremo noroeste el relieve es abrupto (Alvarez, 1961), alcanzando alturas de 2 400 m en el Cerro Picacho Prieto (Fig. 4). El panteaguis de la Sierra Cristalina, llamado por Ordóñez (1916) "Grupo de Montañas y Sierras Costeras" tienen fuertes pendientes hacia el Pacífico y pendientes moderadas que descienden gradualmente hacia la llanura costera norte del Istmo. Los suelos en las partes bajas son oxisoles o lateríticos principalmente, y en las partes más altas litosoles y regosoles. Hacia la porción occidental del Ista de estudio afloran al norte las estribaciones occidentales de la Sierra de Mixes y al Sur las de la Sierra Madre del Sur (conocida en esa porción como Sierra de Miahuatlán) y presentan generalmente perfiles sub-redondeados con fuerte relieve y alturas hasta de 1 200 m. En esta región los suelos son lateríticos (oxisoles) (García y Falcón, 1977).

La Sierra Atravesada o Portillo Istmico (Tanjayo, 1970) tiene una altura media de 500 m y un puerto cerca de la Estación Chivela (211 m de altura), tiene un desarrollo de 100 km en dirección este-oeste y su suave relieve está cubierto por suelos de rendzinas negras, rendzinas rojas, litosoles y regosoles según los Grandes Grupos de Suelo de Aguilera-Llerena (García y Falcón, 1977).

A partir de Salina Cruz la llanura se hace amplia, alcanzando hasta unos 45 km de anchura para estrecharse hacia el este en el límite de los estados de Oaxaca y Chiapas. Esta es una fértil llanura costera de bajo relieve limitada al W, N y E por las sierras mencionadas y al S por el litoral del Golfo de Tehuantepec. Los principales suelos de esta llanura están constituidos por aluvión (hidromórficos y halomórficos) con vegetación de selva baja caducifolia,

mientras que en las partes montañosas hay bosques de pino y encino (García y Falcón, 1977).

#### HIDROGRAFÍA

El drenaje en el área, es principalmente de tipo dendrítico (Lobeck, 1939) en el área y sólo muy localmente se aprecia drenaje rectangular en algunas porciones del sector oriental (Fig. 5).

Los ríos más importantes de W a E, son los siguientes: Tehuantepec, Juchitán o de los Perros, Chicapa, Nitepec y Ostuta. Como accidentes hidrográficos notables se mencionan las lagunas Superior, Inferior, Mar Filene y Oriental, siendo la más profunda la primera con profundidades hasta de 6 m.

El Río Tehuantepec arroja al Océano Pacífico cerca de cinco millones de m<sup>3</sup> de azolve

anual antes de que la Secretaría de Recursos Hidráulicos (1970) construyera la Presa Benito Juárez, la cual comenzó a almacenar las aguas del Río Tehuantepec a partir de junio de 1961, con fines de riego. Desde entonces el volumen de azolve descendió en la estación hidrométrica Las Cuevas (Fig. 6, Tabla 1) a cerca de 1 500 m<sup>3</sup> al año.

El Río de los Perros nace a una altura de 1 400 m en el parteaguas de la Sierra Mize y tiene un curso SE hasta su desembocadura en la Laguna Superior en la cual también vierte sus aguas el Río Chicapa que nace en el extremo occidental de la Sierra Madre de Chiapas a una altura de 2 200 m.

Las aguas del Río Nitepec inician su curso al este del Cerro Ocotillo a una altura de 1 400 m llegando a la Laguna Inferior. El Río Ostuta nace en el parteaguas de la Sierra Madre de

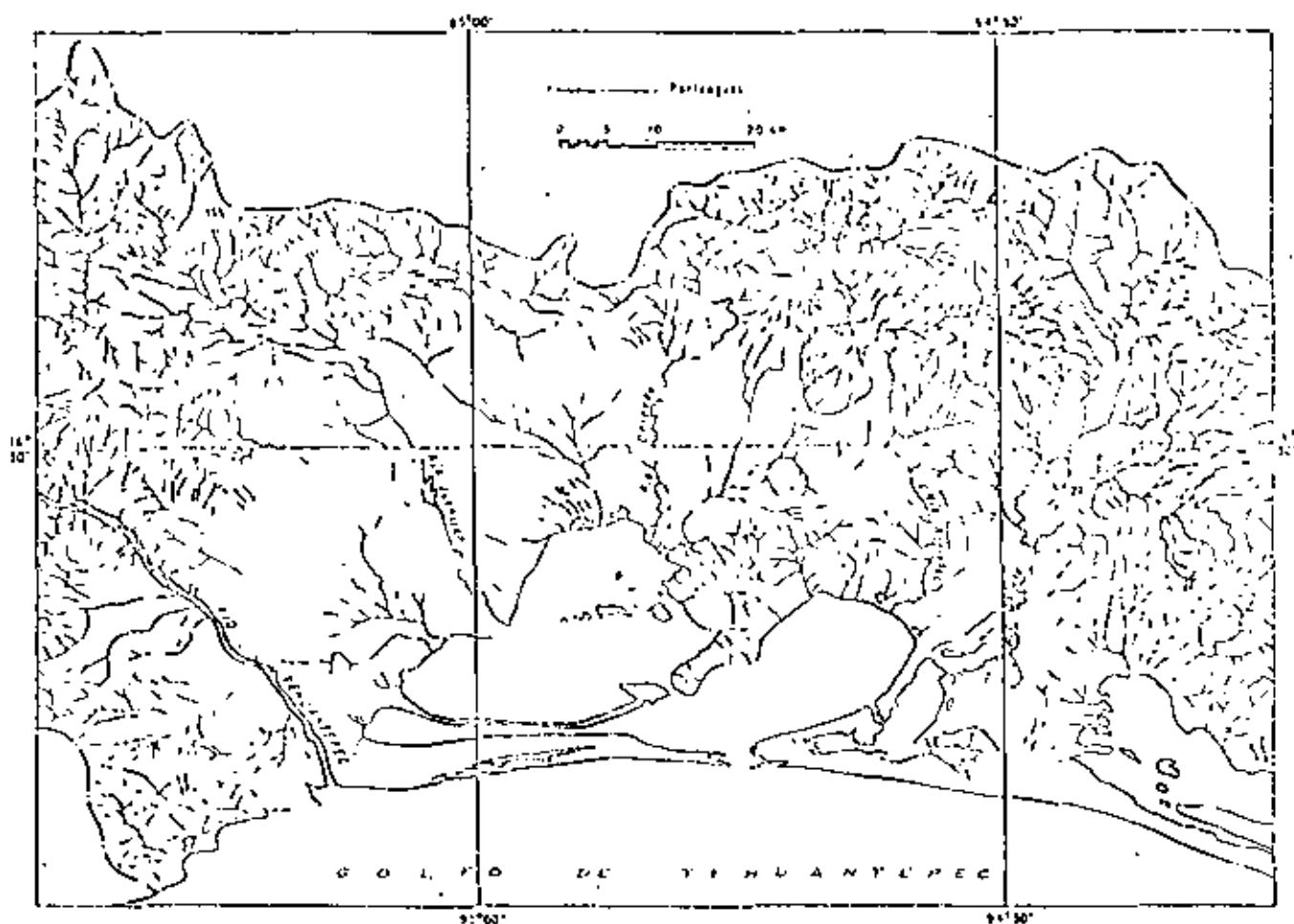


Fig. 5. Drenaje.

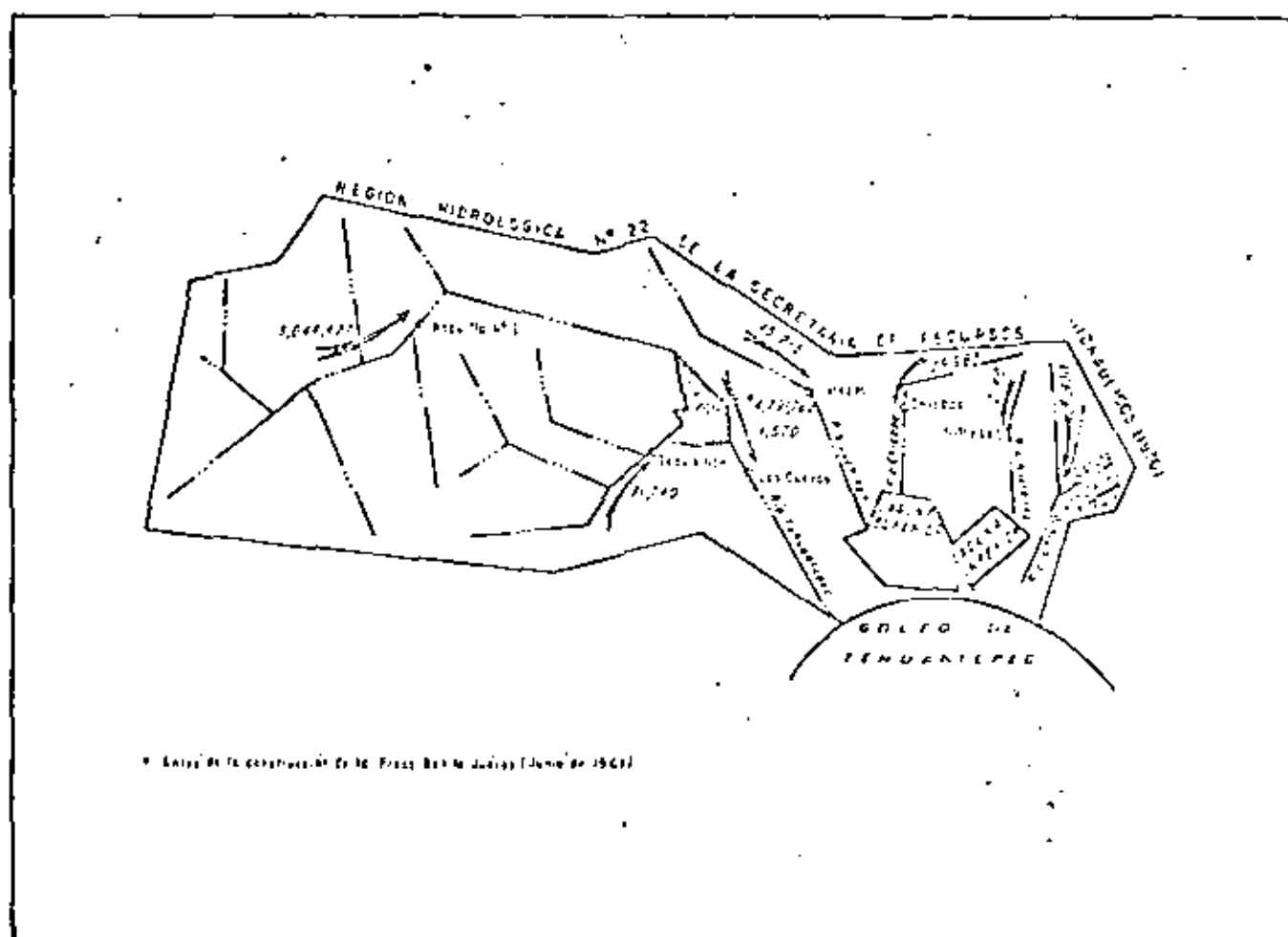
Fig. 6. Volumen anual de agua en m<sup>3</sup> de las corrientes principales.

TABLA I

## CARACTERÍSTICAS DE LOS RÍOS DEL AREA

Estación	Río	Área Drenada km <sup>2</sup>	Vol. Anual Es- timation miles m <sup>3</sup>	Vol. Anual Aguaje miles m <sup>3</sup>	% Modif. de Aguaje
Bosquilla No. 1	Tehuantepec	4187	517 620 5	3 011 127	0 87571
Tequisistlán	Tequisistlán	2215	271 318 6	21 710	0 07854
Las Cuevas*	Tehuantepec	2061	1 568 225 0	4 591 708	0 35
Las Cuevas**	Tehuantepec	—	571 559 8	1 570	0 0027
Istpece	De Los Perros	186	22 101 1	15 215	0 69102
Chicapa	Chicapa	125	115 260 1	29 985	0 2601
Niltpece	Niltpece	107	22 482 0	2 160	0 0965
Ostuta	Ostuta	257	467 282 0	21 450	0 0457
Zanatepec	Zanatepec	261	80 661 0	5 587	0 06937

Nota. Datos tomados de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (1970).

\* Antes de la construcción de la Presa Benito Juárez (junio de 1961).

\*\* Después de la construcción de la Presa Benito Juárez.

Chiapas a una altura de 2 600 m en el Cerro Picacho Prieto y desagua en el extremo noreste de la Laguna Oriental.

El volumen de azolve total anual en el complejo lagunar de la Bahía costera es próximo a los cien mil m<sup>3</sup>, según determinaciones efectuadas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (1970).

## GEOLOGÍA REGIONAL

Las rocas más antiguas en el área consisten de esquistos y gneises precámbricos que subyacen discordantemente a esquistos paleozoicos, los que presentan varias capas de metamorfismo, y subyacen a su vez, a sedimentos marinos y continentales del Triásico-Jurásico (United Nations Development Programme, 1969). La sucesión Mesozoica consiste de lutitas, calizas y sedimentos arcillocalcáreos y arcillomangosos. Durante el Paleozoico y el Mesozoico se presentaron rocas intrusivas constituidas principalmente por granitos (López-Ramos, 1971).

En el terciario la actividad volcánica se destaca por lavas de naturaleza predominantemente andesítica que varía ocasionalmente a riolítica y dacítica. En la porción noroeste del área afloran depósitos clásticos del Terciario (Fig. 7). El Paleoceno y Reciente están representados principalmente por suelos y depósitos de aluvión y lacustres cubriendo una gran extensión de la llanura costera.

## MÉTODOS DE TRABAJO

Para realizar el presente trabajo se efectuaron dos viajes al campo en los meses de enero y septiembre de 1977, colectándose en total 90 muestras de sedimentos superficiales en ríos, deltas lagunares, lagunas, dunas y playas de barrer (Figs. 7, 8 y 11, Tabla 5). Con el objeto de determinar las estructuras sedimentarias primarias se excavaron trincheras de aproximadamente 0.7 m de ancho por 1.0 m de profundidad. Con fotografías aéreas verticales (escala 1:20 000) se delimitaron los ambientes de depósito y se ubicaron las zonas de muestreo.

Las rocas metamórficas del Paleozoico exhiben un intenso plegamiento regional con dirección N 70°W y las sedimentarias del Mesozoico se ven afectadas por un importante tren de fallas con rumbo NW, en tanto que en el Terciario se presenta un control de fallas normales asociadas con actividad volcánica (United Nations Development Programme, 1969).

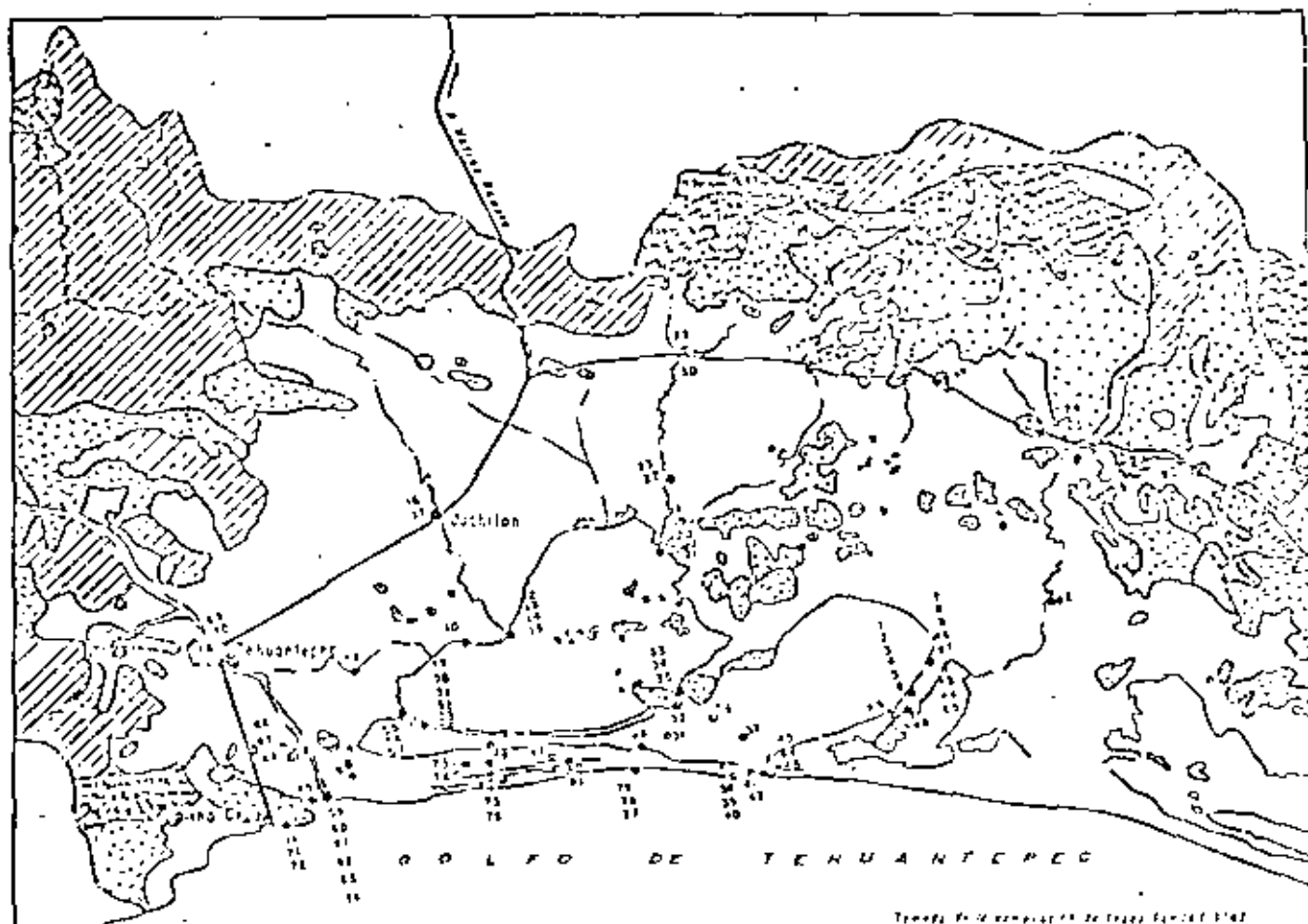
## TRABAJOS PREVIOS

Entre los primeros trabajos geológicos regionales del Istmo de Tehuantepec se pueden mencionar los de Barroso (1887) y Baker (1930). Böse (1935) postula que el Golfo de México y el Océano Pacífico han estado incomunicados desde el Cenozoico, lo cual es reafirmado por Durland, Arribas y Peck (1955).

Existen algunos trabajos de geología regional (Salas, 1919; Welber y Ojeda, 1956), tectónica (Mulleriel, 1949; de Gerona, 1967) y geología económica (Welber y Ojeda, 1957; de Cserna 1958; United Nations, 1969) entre otros.

En el área se han realizado escasas investigaciones sedimentológicas del Reciente: Sánchez-Barcelá (1972) hace un estudio sobre la transportación de sedimentos en la barra externa y en la barra interna que separa la Laguna Superior de la Laguna Inferior. Cromwell (1975) estudia la historia de desarrollo de la Laguna Superior a través de la evolución de las barras externa e interna del complejo lagunar.

En laboratorio se utilizaron las técnicas sugeridas por Folk (1974) para el estudio de los sedimentos, utilizando tamices para tamaños de partícula mayores de 1/16 de mm y el método de pipeta para tamaños menores. Los parámetros estadísticos se obtuvieron de acuerdo con las fórmulas de la tabla 2. La nomenclatura granulométrica de los sedimentos se obtuvo a partir de los datos de la tabla 5 y de las figuras 9 y 10 y la caracterización de las distribuciones de frecuencia (Folk, 1974) usando las tablas 2, 3, 4 y 5. Se cuantificaron las muestras y una



- Plastoceno y Reciente:** aluvión, suelos, diamante, depósitos lacustres, caliche, travertino, terrazas marinas, gravas y arenas de playa.
- ROCAS SEDIMENTARIAS.** Terciario continental (Tc): depósitos fluviales y lacustres, conglomerados, areniscas y arcillas arenosas. Eoceno (Ec): conglomerado continental. Cretácico Superior (Ks): Calizas arrecifales y con pedernal negro, sedimentos arcillo-calcareos y arcillo-margosos. Cretácico Medio (Km): calizas. Cretácico Inferior (Ki): lutitas negras, margas, areniscas y calizas oscuras y negras con pedernal. Cretácico Indiferenciado (K). Triásico-Jurásico (Tj-j): Capas rojas.
- ROCAS VOLCÁNICAS.** Terciario (Cv, Ige): principalmente andesitas, algunas riolitas y dacitas.
- ROCAS INTRUSIVAS.** Terciario (Igi): tacnitos, troncos y diques de composición dacítica y en menor proporción andesítica y riolítica. Mesozoico (Mi): Granitos y rocas verdes. Paleozoico (Gr): Granitos.
- ROCAS METAMÓRFICAS.** Cretácico (Esq(K)): esquistos. Paleozoico (Pz.met.): esquistos. Pre cámbrico (pC, Cb): esquistos y gneissos.

Fig. 7. Plano geológico sintetizado y sitios de muestreo.

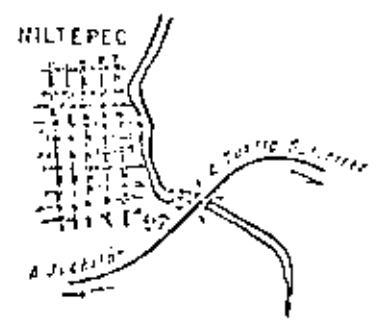
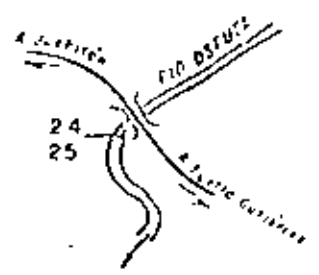
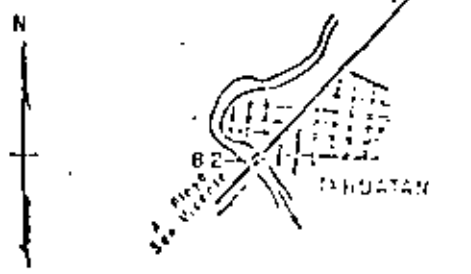
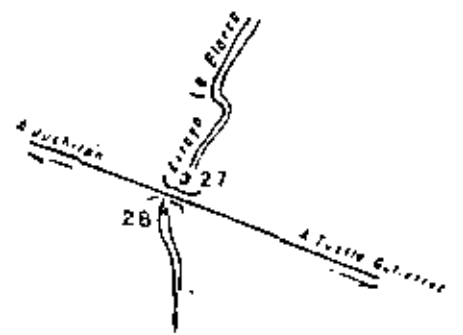
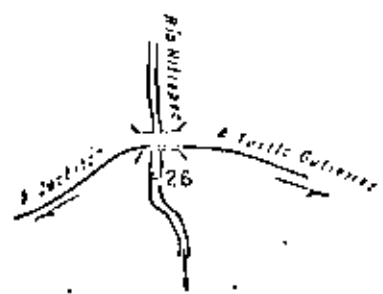
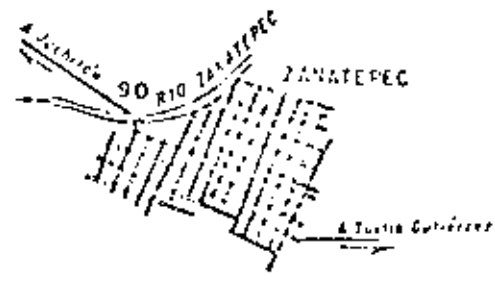
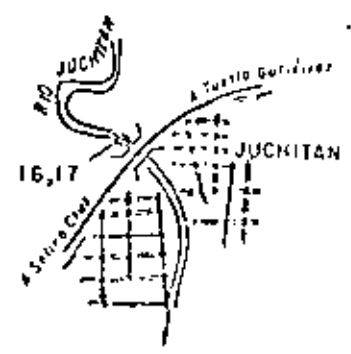
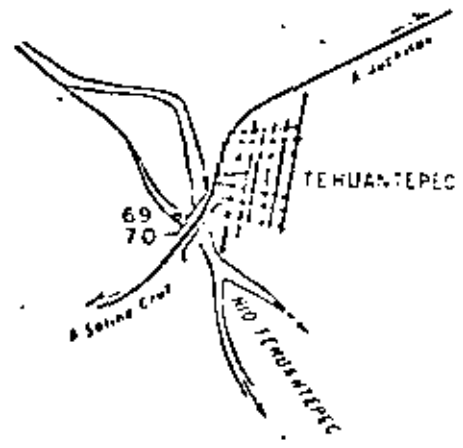
AGL  
PERIOD

78

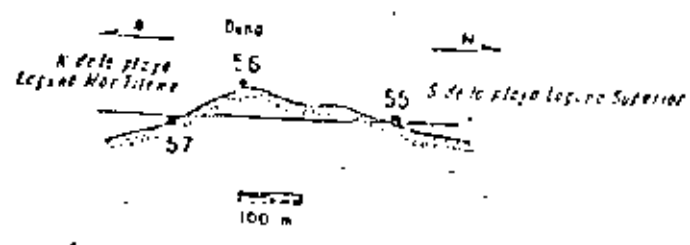
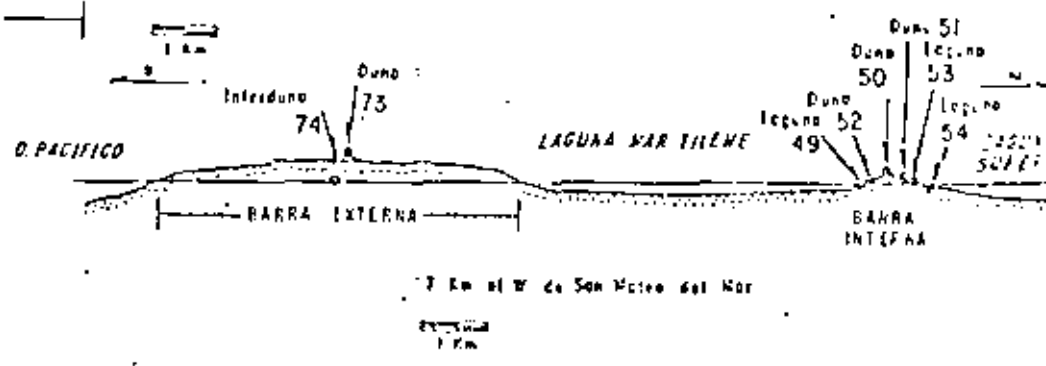
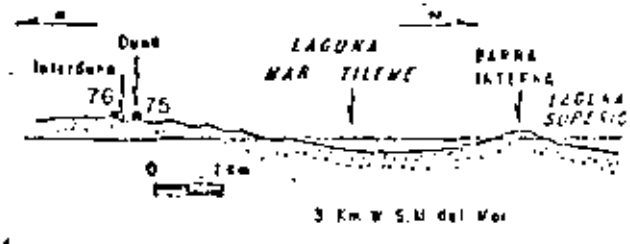
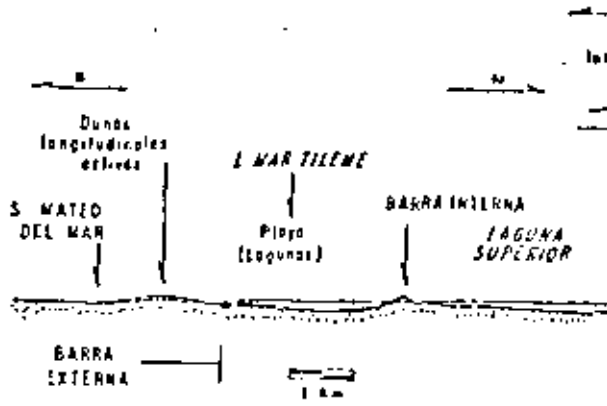
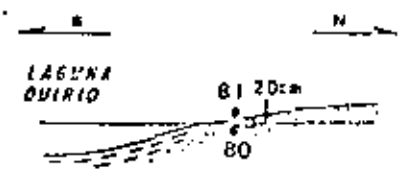
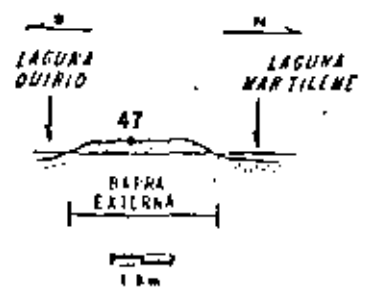
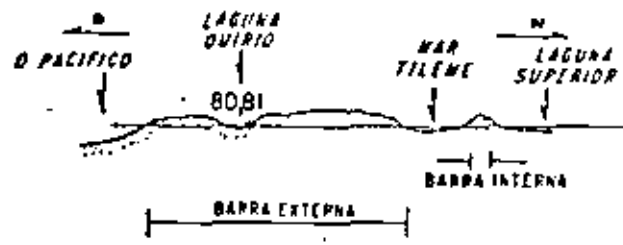
B1 20cm  
60

NA  
ILEME  
BARRA  
INTERNA  
LAGUNA  
SUPERIOR  
M 5 M del Mar

Duna 51  
Duna 50  
Duna 49  
Laguna 53  
Laguna 54  
LAGUNA  
SUPERIOR  
BARRA  
INTERNA







LAGUNA SUPERIOR

LAGUNA SUPERIOR

7 Km al W de San Mateo del Mar

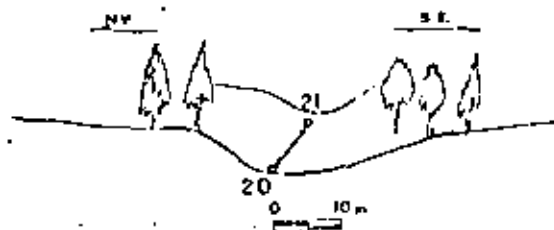
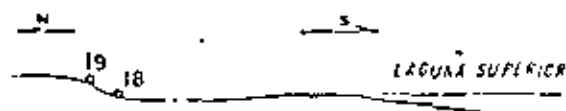
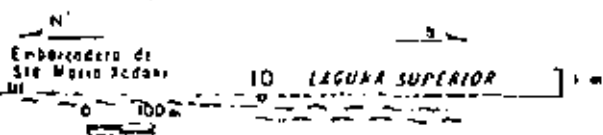
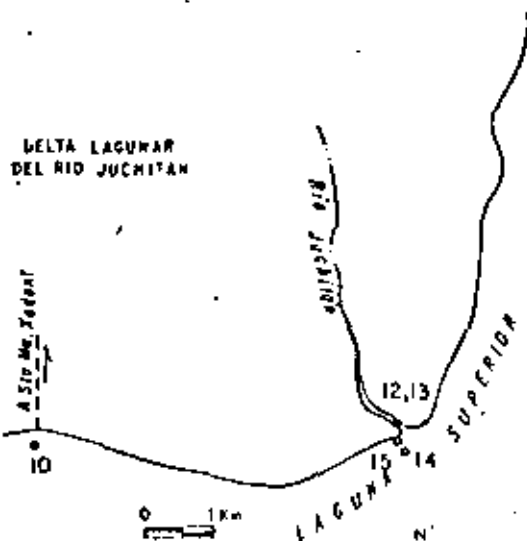
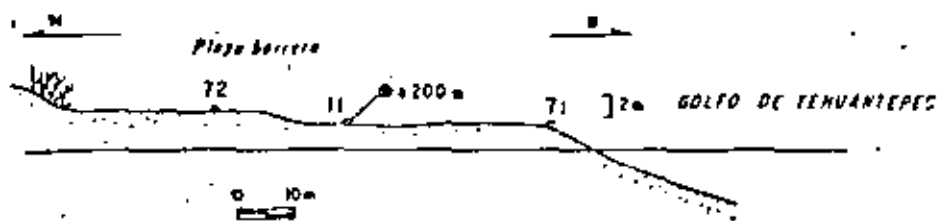
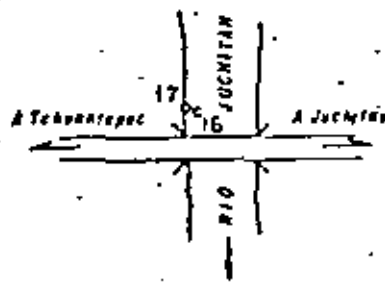
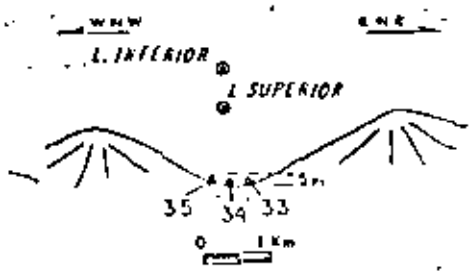


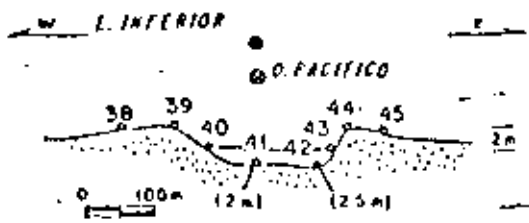
Fig. 2. Detalle de la localización de muestras.



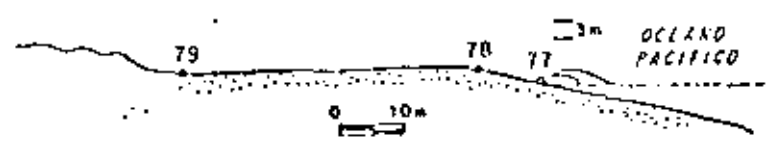
BOCA SANTA TERESA



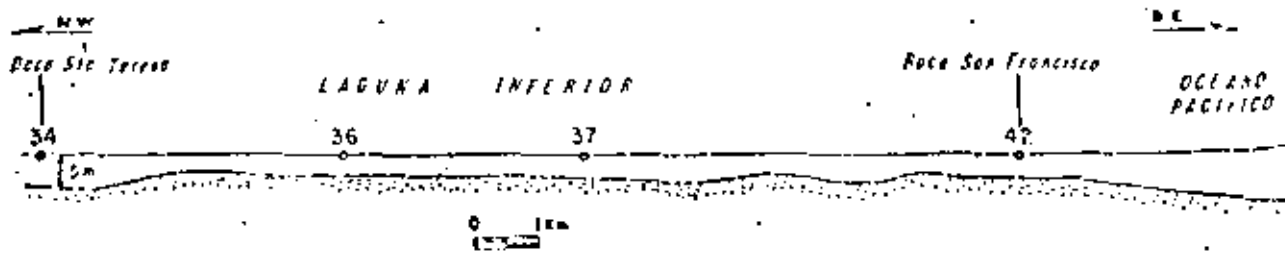
BOCA SAN FRANCISCO



PLATA MAPINA DE SANTA MARIA DEL MAR



LAGUNA INTERIOR



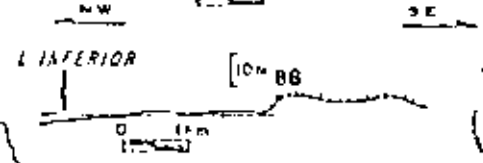
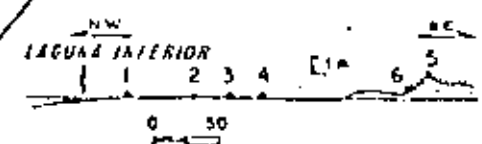
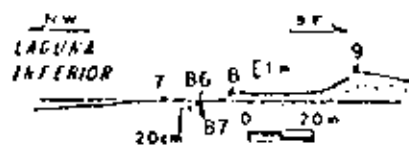
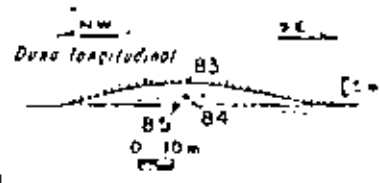
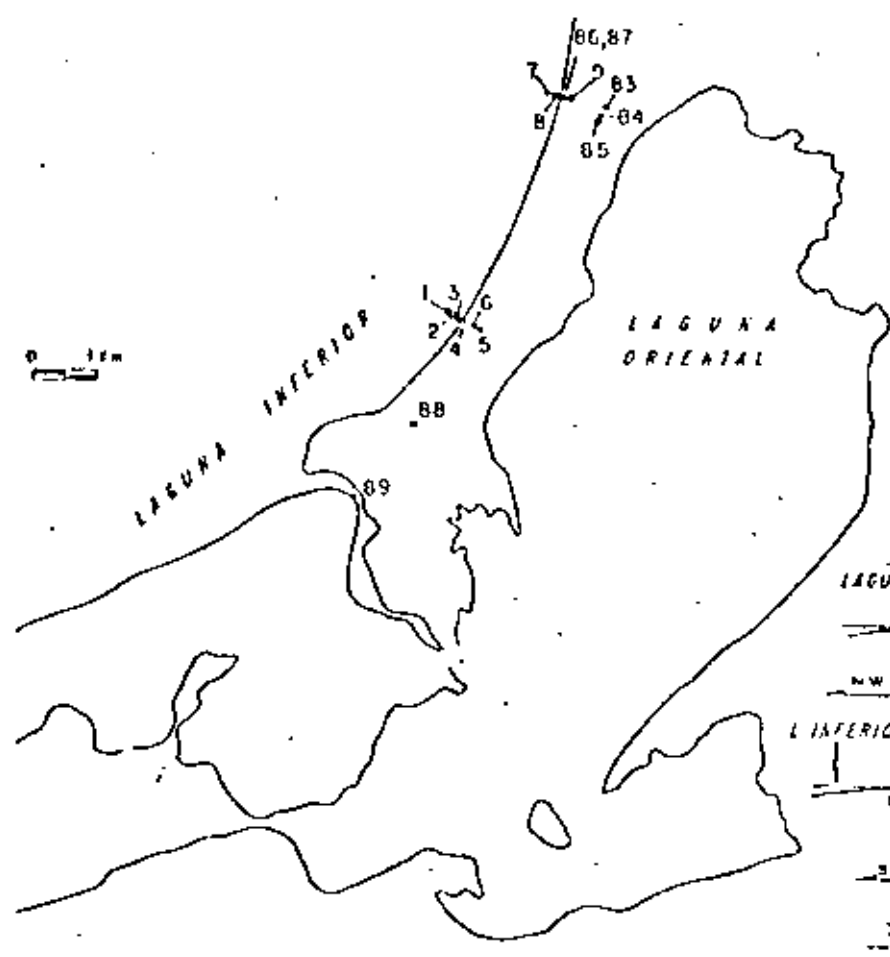
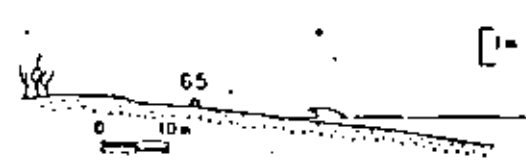
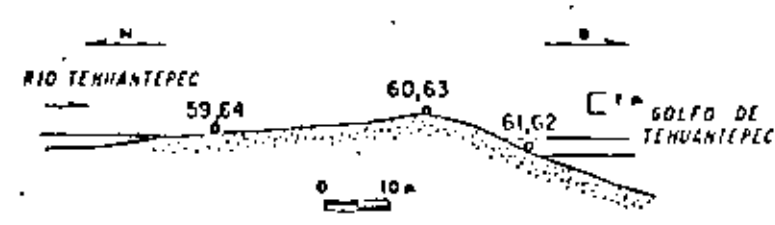
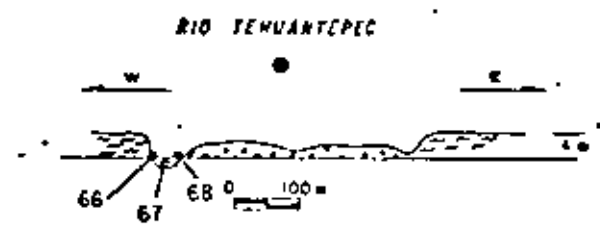
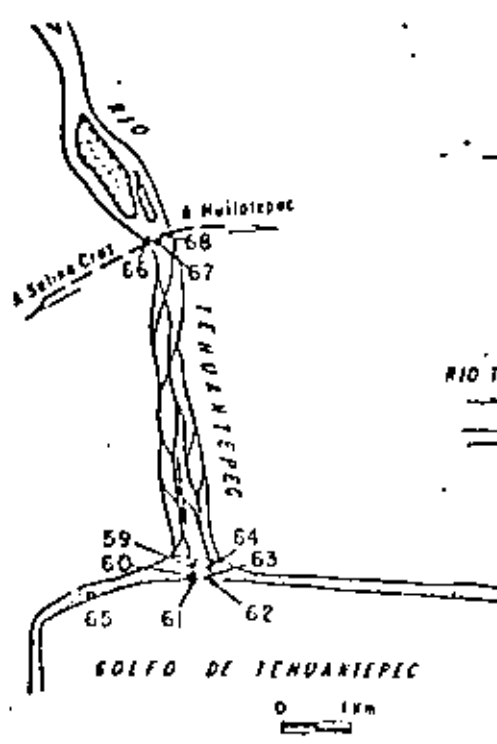


Tabla 2

PARAMETROS ESTADÍSTICOS, FORMULAS Y LIMITES UTILIZADOS

Parámetros y Fórmula	Limites
Tamaño gráfico promedio $Mz = (\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84})/3$	Grava: mayor de $- 1.0\phi$ (2 mm) Arena: $- 1.0\phi$ a $4.0\phi$ (2 a 1/16 mm) Limo: $4.0\phi$ a $8.0\phi$ (1/16 a 1/256 mm) Arcilla: menor de $8.0\phi$ (1/256 mm)
Desviación estándar Gráfica inclusiva $\sigma = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{4} + \frac{\phi_{95} - \phi_5}{6.6}$	Muy bien clasificado: menor de $0.35\phi$ Bien clasificado: $0.35\phi$ a $0.50\phi$ Moderadamente bien clasificado: $0.50\phi$ a $0.71\phi$ Moderadamente clasificado: $0.71\phi$ a $1.00\phi$ Mal clasificado: $1.00\phi$ a $2.00\phi$ Muy mal clasificado: $2.00\phi$ a $4.00\phi$ Extremadamente mal clasificado: mayor de $4.00\phi$
Grado de asimetría Gráfica inclusiva $Sk_1 = \frac{\phi_{16} + \phi_{84} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{84} - \phi_{16})} + \frac{\phi_5 + \phi_{95} - 2\phi_{50}}{2(\phi_{95} - \phi_5)}$	Muy asimétrico hacia finos: $+ 1.00$ a $+ 0.5$ Asimétrico hacia finos: $+ 0.5$ a $+ 0.1$ Casi asimétrico: $+0.1$ a $- 0.1$ Asimétrico hacia gruesos: $- 0.1$ a $- 0.5$ Muy asimétrico hacia gruesos: $- 0.5$ a $- 1.0$
Kurtosis $K_s = \frac{\phi_{95} - \phi_5}{2.44(\phi_{75} - \phi_{25})}$	Muy platocúrtico: menor de $0.67$ Platocúrtico: $0.67$ a $0.90$ Mesocúrtico: $0.90$ a $1.11$ Leptocúrtico: $1.11$ a $1.50$ Extremadamente leptocúrtico: mayor de $1.50$ Muy leptocúrtico: $1.50$ a $3.00$

parte se lavó de finos, se estimaron los polos cuarzo-feldespatos-fragmentos de roca, utilizando un microscopio binocular marca Swift con 20 aumentos. Para ello se usaron cuadros comparativos de porcentajes y se hicieron cinco observaciones por muestra promediándose los resultados. Con los datos obtenidos (Tablas 4, 6, 7a, 7b y Fig. 12) se elaboró la nomenclatura de los sedimentos colectados (Tabla 8).

Se utilizó un separador magnético (Isodinámico Franz Modelo L-1) con caída vertical y con un amperaje de 0.95 amp, para determinar

el porcentaje de magnetita en una serie de muestras cuarteadas (Tabla 10). También se utilizó una fracción de arena fina y se separaron de minerales ligeros y pesados con bromoformo (Tabla 9).

Finalmente con el mismo separador magnético, en arena fina, se aislaron fracciones cada 0.1 Amp con pendiente longitudinal de 20° y transversal de 10°.

Para el pesado de los sedimentos se usó una balanza de precisión marca Mettler Modelo P163 con divisiones de un mg.

AMBIENTES SEDIMENTARIOS

AMBIENTE FLUVIAL

Entre los diferentes ambientes sedimentarios estudiados (Fig. 11) el fluvial presenta una composición mineralógica que en la mayor parte de los sedimentos (Tabla 7a, Fig. 12) varía

entre litarenitas y litarenitas feldespáticas, siendo estas últimas las más abundantes en el Río Tehuantepec.

Se hace notar que en el arroyo La Blanca (Fig. 8) en una distancia de 100 m el sedimento del cauce varía de litarenita aguas arriba del

TABLE 3  
PERCENTILES

Muestra	ϕ5	ϕ16	ϕ25	ϕ50	ϕ75	ϕ84	ϕ95	Muestra	ϕ5	ϕ16	ϕ25	ϕ50	ϕ75	ϕ84	ϕ95
1	2.29	2.60	2.70	2.92	3.17	3.30	3.70	46	0.55	1.18	1.32	1.52	1.75	1.88	2.25
2	2.01	2.60	2.75	3.12	2.60	3.92	9.09	47	-0.30	0.30	0.57	1.40	2.40	2.52	3.45
3	-0.47	0.42	1.45	2.58	3.12	3.60	12.75	48	0.70	1.40	1.60	1.61	2.05	2.14	2.41
4	-0.53	-0.08	0.10	0.67	1.30	1.70	2.70	49	0.33	1.04	1.25	1.50	1.75	1.87	2.16
5	0.70	1.65	2.08	2.55	2.81	2.91	3.25	50	-0.20	0.16	0.32	0.62	0.89	1.01	1.41
6	-0.44	0.10	0.60	1.70	2.62	2.75	3.10	51	0.12	0.58	0.50	0.73	0.98	1.20	1.40
7	-0.21	1.32	2.18	2.75	3.07	3.18	3.38	52	-0.68	0.25	0.39	0.67	0.90	1.12	1.55
8	-1.60	-1.08	-0.80	-0.18	0.60	1.42	2.77	53	0.30	1.00	1.40	4.38	7.52	8.75	11.27
9	0.01	0.58	0.80	1.39	2.02	2.40	2.81	54	0.15	0.47	0.63	0.98	1.28	1.42	1.70
10	2.05	2.70	3.02	4.28	6.30	8.42	11.10	55	-0.43	0.01	0.19	0.69	1.08	1.22	1.67
11	0.15	0.67	0.85	1.30	1.63	1.90	2.35	56	-0.70	-0.24	0.07	0.70	1.16	1.37	1.88
12	-0.70	0.15	0.52	1.21	3.75	6.72	7.70	57	-0.03	0.97	1.19	3.00	4.12	5.15	7.50
13	-0.98	-0.40	-0.08	0.38	1.13	1.41	1.93	58	-2.05	-0.50	0.50	1.63	2.35	2.69	3.30
14	0.11	0.49	0.53	0.75	1.05	1.31	3.13	59	-0.70	-0.21	-0.03	0.32	0.68	0.82	1.20
15	-0.12	0.97	1.53	2.37	3.90	6.60	10.28	60	0.71	1.00	1.20	3.48	1.85	2.05	2.56
16	-2.56	-1.55	-0.67	0.13	1.25	1.60	2.33	61	0.29	0.70	0.85	1.25	1.60	1.82	2.41
17	1.30	2.59	2.90	3.51	5.10	6.30	9.20	62	-0.46	0.09	0.15	0.69	1.21	1.48	1.95
18	1.98	2.52	2.85	3.56	8.70	8.85	12.18	63	-2.70	-1.30	0.00	0.80	1.50	1.43	1.79
19	4.08	5.80	6.28	7.03	7.11	7.62	8.09	64	-0.19	-0.02	0.10	0.31	0.56	0.61	0.80
20	0.86	1.10	1.39	1.73	2.00	2.16	2.47	65	1.15	1.49	1.65	2.05	2.47	2.62	2.99
21	-0.32	0.47	0.70	1.18	1.57	1.78	3.40	66	-1.10	0.14	0.52	1.20	1.59	1.80	2.18
22	-2.93	-2.60	-2.39	-1.40	0.10	0.93	2.50	67	-1.36	-0.22	0.08	0.69	1.20	1.41	1.90
23	3.85	4.71	5.20	6.35	7.85	8.70	10.30	68	-0.21	0.25	0.50	0.89	1.08	1.43	1.79
24	-1.02	-0.58	-0.30	0.01	0.30	0.60	0.96	69	-0.41	0.91	1.49	2.13	2.72	3.02	4.17
25	0.45	0.93	1.16	1.58	1.99	2.15	2.65	70	-2.85	-1.86	-1.57	-1.89	0.00	0.82	2.00
26	-4.30	-3.68	-3.05	-1.30	-0.17	0.22	1.15	71	-0.51	-0.10	0.10	0.50	0.97	1.05	1.41
27	-2.33	-0.38	0.25	1.22	2.00	2.31	2.89	72	0.00	0.30	0.58	0.95	1.10	1.61	2.13
28	-0.63	0.09	0.47	1.07	1.61	1.96	3.42	73	0.40	1.27	1.63	2.29	2.77	2.96	3.28
29	-2.53	-1.75	-1.34	-0.40	0.72	1.25	1.86	74	-0.31	0.35	0.69	1.41	2.33	2.66	3.10
30	-1.03	-0.30	0.09	0.60	1.07	1.31	1.70	75	1.57	1.75	1.93	2.37	2.76	2.92	3.24
31	1.28	2.22	2.45	2.89	3.30	3.53	2.80	76	-0.62	-0.27	-0.09	0.40	1.58	1.96	2.80
32	2.37	2.67	2.88	3.22	4.12	5.75	10.75	77	0.83	1.12	1.30	1.68	2.05	2.24	2.68
33	-0.57	0.54	1.50	2.40	4.85	7.00	10.20	78	0.63	0.91	1.12	1.52	1.89	2.07	2.53
34	-1.80	-1.10	-0.63	0.85	3.75	6.80	10.61	79	0.41	0.76	0.90	1.27	1.58	1.75	2.17
35	-0.50	0.32	1.28	2.61	8.00	9.90	12.50	80	0.20	0.91	1.26	1.81	2.70	3.68	7.10
36	-2.22	-0.51	0.02	0.93	1.49	1.77	2.58	81	1.12	2.00	2.55	4.67	7.00	9.10	10.50
37	-0.77	-0.17	0.20	1.09	1.88	2.30	2.73	82	-3.86	-3.57	-3.51	-2.50	-0.77	0.06	0.95
38	1.81	2.05	2.16	2.41	2.68	2.81	3.78	83	0.39	0.97	1.23	1.75	2.32	2.58	3.12
39	1.62	1.87	1.99	2.28	2.61	2.75	3.14	84	-1.70	-1.72	-1.12	-0.51	0.68	1.32	2.50
40	1.25	1.70	1.88	2.22	2.97	2.71	3.09	85	-0.60	0.01	0.33	1.01	1.89	2.32	3.10
41	-0.22	0.20	0.37	0.71	1.12	1.32	1.63	86	1.31	2.30	2.58	3.58	2.97	3.01	3.25
42	-0.41	0.15	0.41	0.83	1.19	1.38	1.91	87	-1.46	-1.13	-0.96	-0.45	2.56	2.75	3.69
43	0.71	1.20	1.41	1.82	2.18	2.23	2.61	88	-2.71	-1.20	0.23	2.44	2.60	3.07	3.37
44	0.50	0.91	1.13	1.48	1.87	2.00	2.40	89	3.02	5.22	5.80	8.50	9.85	10.28	11.18
45	0.54	0.73	0.85	1.12	1.41	1.60	1.97	90	-3.63	-2.81	-2.45	-1.14	0.50	0.92	1.80

cruce con la carretera Panamericana a litarenita feldespática aguas abajo del mismo cruce.

Los sedimentos ruditicos tomados en este ambiente están constituidos principalmente por cuarzo ruditicos polimicticos con excepción de la muestra 70, cuya composición la ubica como pegmatidita.

La muestra más fina de este ambiente es un limo sublitarenítico (muestra 23) en la cual se incrementa el contenido de cuarzo por una disminución de tamaño de grano.

Las litarenitas feldespáticas exhiben esencialmente un color gris verdoso oscuro, en tan-

Tabla 4  
PARAMETROS ESTADÍSTICOS

Muestra	Mediana (Md)	Modo Principal (mo)	Tamaño Promedio (Mz)	Desviación Standard (σ)	Asimetría (S <sub>sk</sub> )	Kurtosis (K <sub>k</sub> )
1	2.92	2.90	2.94	0.99	+0.10	1.23
2	3.12	3.10	3.21	1.28	+0.45	3.76
3	2.38	2.75	2.50	2.79	+0.09	3.24
4	0.67	0.55	0.76	0.93	+0.21	1.10
5	2.55	2.65	2.38	0.70	-0.13	1.42
6	1.70	2.65	1.52	1.20	-0.21	0.65
7	2.55	2.80	2.42	1.02	-0.57	1.50
8	-0.18	-0.35	0.65	1.20	+0.33	1.28
9	1.30	0.75	1.46	0.89	+0.07	0.93
10	4.28	2.65	5.13	2.60	+0.48	1.13
11	1.30	1.55	1.29	0.61	-0.05	1.16
12	1.21	0.90	2.60	2.91	+0.61	1.67
13	0.58	0.85	0.53	0.89	+0.77	0.98
14	0.75	0.65	0.85	0.66	+0.47	2.58
15	2.37	1.90	3.31	2.98	+0.51	1.86
16	0.13	0.90	0.16	1.35	-0.21	0.94
17	3.94	2.65	5.98	2.07	+0.19	1.21
18	5.56	2.65	5.98	3.51	+0.23	0.51
19	7.00	7.47	6.83	1.48	-0.42	1.10
20	1.73	2.10	1.66	0.50	-0.15	1.66
21	1.18	1.10	1.14	1.19	+0.20	2.09
22	-1.10	-2.50	-1.02	1.66	+0.37	0.94
23	6.35	5.50	6.00	1.97	+0.21	1.00
24	0.01	0.15	0.01	0.59	-0.02	1.63
25	1.58	1.50	1.55	0.61	-0.21	1.69
26	-1.30	-0.60	-1.59	1.80	-0.16	0.77
27	1.22	1.35	1.06	1.47	-0.27	3.22
28	1.07	1.10	1.01	1.08	+0.06	1.42
29	-0.40	-0.60	-0.30	1.41	-0.38	0.87
30	0.60	0.67	0.57	1.41	-0.38	0.87
31	2.69	3.15	2.89	1.32	+0.25	3.14
32	3.22	3.15	3.88	2.05	+0.72	2.63
33	2.10	2.40	3.51	3.24	+0.14	1.52
34	0.87	-0.50	2.18	3.86	+0.68	1.16
35	2.61	2.25	4.35	4.27	+0.53	0.77
36	0.98	1.10	0.72	1.27	-0.30	1.28
37	1.09	1.75	1.01	1.12	-0.66	0.85
38	2.41	2.40	2.45	0.41	+0.16	1.24
39	2.28	2.25	2.30	0.45	+0.10	1.60
40	2.22	2.25	2.21	0.53	-0.04	1.09
41	0.71	0.75	0.55	0.59	+0.05	1.12
42	0.63	0.90	0.78	0.66	-0.01	1.23
43	1.82	2.25	1.75	0.55	-0.18	1.08
44	1.48	1.40	1.45	0.56	-0.29	1.11
45	1.12	1.10	1.15	0.43	+0.15	0.99
46	1.52	1.50	1.53	0.41	-0.01	1.15
47	1.40	0.70	1.31	1.07	-0.60	0.80
48	1.81	1.95	1.79	0.41	-0.26	1.56
49	1.50	1.50	1.47	0.48	-0.19	1.50
50	0.62	0.75	0.61	0.46	-0.02	1.16
51	0.73	0.75	0.74	0.37	+0.01	1.09
52	0.67	0.75	0.68	0.46	+0.06	1.11
53	4.28	1.25	4.71	3.63	+0.19	1.73
54	0.98	1.00	0.96	0.50	-0.01	1.09
55	0.69	0.75	0.61	0.62	-0.09	0.97

TABLA 4. (Continuación)

Muestra	Mediana (Md)	Meda Principal (mo)	Tamaño Promedio (M <sub>Z</sub> )	Desviación Standard (σ)	Asimetría (S <sub>sk</sub> )	Kurtosis (K <sub>sk</sub> )
56	0.70	0.75	0.61	0.79	-0.12	0.97
57	3.00	3.75	3.04	2.25	+0.15	1.53
58	1.63	1.85	1.14	1.84	-0.44	1.38
59	0.32	0.60	0.31	0.54	-0.05	1.10
60	1.48	1.40	1.51	0.54	+0.13	1.17
61	1.25	1.25	1.25	0.60	-0.08	1.16
62	0.69	0.75	0.75	0.72	+0.09	0.89
63	0.80	1.00	0.51	1.36	-0.25	1.42
64	0.34	0.40	0.32	0.34	-0.09	1.65
65	2.05	1.90	2.05	0.56	+0.02	0.92
66	1.20	1.35	1.01	0.91	-0.31	1.26
67	0.69	0.85	0.61	0.91	-0.18	1.19
68	0.89	0.90	0.80	0.60	-0.09	1.05
69	2.13	2.25	2.03	1.21	-0.13	1.55
70	-0.89	-1.00	-0.64	1.54	-0.68	1.51
71	0.50	0.55	0.48	0.58	-0.05	0.50
72	0.95	0.85	0.99	0.61	+0.11	1.07
73	2.33	2.65	2.17	0.8	-0.26	1.01
74	1.42	0.80	1.47	1.10	+0.03	0.86
75	2.38	2.60	2.34	0.58	-0.07	0.92
76	0.41	0.00	0.66	1.08	-0.40	0.95
77	1.62	1.65	1.63	0.56	-0.03	1.03
78	1.51	1.50	1.51	0.57	-0.01	1.01
79	1.25	1.25	1.39	0.51	-0.06	1.06
80	1.84	1.85	2.13	1.74	+0.44	1.56
81	4.80	4.70	5.26	3.20	+0.25	0.56
82	-2.32	-3.50	-1.91	1.63	-0.32	1.89
83	1.76	1.75	1.77	0.82	-0.02	1.63
84	-0.51	-1.00	-0.18	1.28	-0.26	0.91
85	1.06	0.80	1.12	1.14	-0.11	0.97
86	2.78	2.80	2.74	0.45	-0.36	1.59
87	-0.15	-1.00	0.49	1.66	-0.46	0.55
88	2.45	2.90	1.43	1.50	-0.65	0.95
89	8.45	9.55	6.26	2.41	-0.29	0.57
90	-1.15	-2.50	-1.02	1.76	-0.60	0.81

TABLA 5

## DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DE TAMAÑOS

Muestra	Grava (%)	Areña (%)	Limo (%)	Arcilla (%)	Lodo (%) (Limo + Arcilla)	Areña Lodo	Limo Arcilla
1		97.90	2.10		2.10	—	1.00
2		85.24	9.13	5.24	14.37	—	0.65
3		85.86	3.16	10.68	14.11	—	0.21
4		99.18	0.82		0.82	—	1.89
5		97.92	2.08		2.08	—	1.00
6		98.52	1.18		1.18	—	1.60
7		97.68	2.32		2.32	—	1.00
8	18.86	61.14			0.10	1.00	—
9		100.00			0.00	—	0.0
10		44.22	57.18	18.60	55.78	—	0.66
11	0.08	59.25	0.65		0.67	0.99	—



Tabla 5. (Continuación)

Muestra	Grava (%)	Arena (%)	Limo (%)	Arcilla (%)	Lodo (%) (Limo + Arcilla)	Arena Lodo	Limo Arcilla
12	2.77	72.48	21.93	2.82	24.75	0.73	—
13	4.74	95.26			0.00	1.00	—
14		96.19	3.81		3.81	—	1.00
15	0.50	75.30	11.46	12.74	24.20	0.76	—
16	26.66	73.34			0.00	1.00	—
17		52.16	40.24	7.73	47.91	—	0.84
18		36.75	26.09	37.12	63.21	—	0.41
19		4.58	90.13	5.29	95.42	—	0.94
20		97.84	2.16		2.16	—	1.00
21	2.66	90.94	3.91	2.49	6.40	0.93	—
22	57.96	42.04			0.00	1.00	—
23		6.36	70.08	23.56	93.64	—	0.73
24	5.41	91.22	0.37		0.37	0.99	—
25	0.30	97.97	1.73		1.73	0.98	—
26	54.86	43.14			1.00	1.00	—
27	10.65	89.35			1.00	1.00	—
28	2.08	93.70	4.22		4.22	0.96	—
29	33.06	16.92			1.00	1.00	—
30	5.43	91.57			1.00	1.00	—
31		89.87	5.21	4.92	10.13	—	0.51
32		73.67	14.36	11.97	26.33	—	0.54
33		71.50	15.24	13.06	28.30	—	0.54
34	17.78	58.51	13.21	12.50	25.71	0.71	—
35		59.20	16.03	24.77	40.80	—	0.39
36	0.93	90.07			0.00	1.00	—
37	2.68	97.32			0.00	1.00	—
38		96.93	3.07		3.07	—	1.00
39		99.38	0.62		0.62	—	1.00
40		98.81	1.19		1.19	—	1.00
41		98.88	1.12		1.11	—	1.00
42		98.72	1.28		1.28	—	1.00
43		98.89	1.11		1.11	—	1.00
44		100.00			0.00	—	1.00
45		99.43	0.57		0.57	—	1.00
46		100.00			0.00	—	0.00
47		97.95	2.07		2.07	—	1.00
48		97.57	2.43		2.43	—	1.00
49		93.51	1.49		1.49	—	1.00
50		99.51	0.49		0.49	—	1.00
51		99.61	0.36		0.36	—	1.00
52		98.92	1.08		1.08	—	1.00
53		48.61	29.80	21.56	51.36	—	0.38
54		96.67	3.33		3.33	—	1.00
55		96.88	3.12		3.12	—	1.00
56	0.68	97.80	1.52		1.52	0.98	—
57		73.81	22.04	4.12	26.16	—	0.81
58	15.28	81.72			0.00	1.00	—
59	2.56	97.44			0.00	1.00	—
60		99.39	0.61		0.61	—	1.00
61		98.87	1.13		1.13	—	1.00
62	0.70	98.09	1.13		0.15	0.99	—
63	17.50	82.50			0.00	1.00	—
64	1.04	93.96			0.00	1.00	—
65		98.98	1.02		1.02	—	1.00
66	5.17	94.83			0.00	1.00	—
67	6.35	93.65			0.00	1.00	—
68	0.77	98.78	0.45		0.45	0.99	—
69	2.68	91.82	4.87	0.43	5.30	0.95	—

TABLA 5. (Continuación)

Muestra	Grava (%)	Arena (%)	Limo (%)	Arcilla (%)	Esbo (Limo + Arcilla) (%)	Arena Esbo	Limo Arcilla
70	45.74	52.36	1.90		1.90	0.96	—
71	0.61	99.36			1.00	1.00	—
72	0.31	99.63	0.04		0.04	0.99	—
73	0.24	99.36	0.40		0.40	0.99	—
74	1.02	98.89	0.09		0.69	0.99	—
75		99.76	0.30		0.30	—	1.00
76	1.19	98.51	0.30		0.30	0.99	—
77		99.97	0.03		0.03	—	1.00
78		99.98	0.02		0.02	—	1.00
79	0.45	99.52	0.03		0.03	0.99	—
80		87.70	11.70	0.60	12.30	—	0.95
81		84.70	14.40	20.90	65.30	—	0.68
82	62.17	30.83			0.60	1.00	—
83		98.43	1.57		1.57	—	1.00
84	30.19	69.52	0.29		0.29	0.99	—
85	1.20	96.72	2.02		2.02	0.98	—
86	0.01	99.93	0.06		0.06	0.99	—
87	23.60	76.31	0.06		0.06	0.99	—
88	17.83	81.68	0.49		0.06	0.99	—
89		10.50	36.63	52.90	89.50	—	0.41
90	52.03	47.85	0.12		0.12	0.99	—

TABLA 6

## MADUREZ TEXTURAL Y AMBIENTES DE LOS SEDIMENTOS

Contenido de Arcilla						Contenido de Arcilla					
Muestra	Arcilla (%)	d	e	Madurez	Ambiente	Muestra	Arcilla (%)	d	e	Madurez	Ambiente
1	0.00	0.39	0.2	Immaduro	Lagunar	24	0.00	0.59	0.2	Submaduro	Fluvial
2	5.24	1.38	0.2	Immaduro	Lagunar	25	0.03	0.61	0.2	Submaduro	Fluvial
3	10.68	2.79	0.2	Immaduro	Lagunar	26	0.03	1.80	0.2	Submaduro	Fluvial
4	0.00	0.93	0.2	Submaduro	Lagunar	27	0.00	1.17	0.2	Submaduro	Fluvial
5	0.00	0.70	0.2	Submaduro	Duna	28	0.00	1.08	0.2	Submaduro	Fluvial
6	0.00	1.20	0.2	Submaduro	Duna	29	0.00	1.41	0.2	Submaduro	Fluvial
7	0.00	1.02	0.2	Submaduro	Lagunar	30	0.00	0.81	0.3	Submaduro	Fluvial
8	0.00	1.29	0.3	Submaduro	Lagunar	31	4.92	1.32	0.2	Submaduro	Lagunar
9	0.00	0.88	0.2	Submaduro	Duna	32	11.97	2.03	0.2	Immaduro	Lagunar
10	18.60	2.80	0.2	Immaduro	Lagunar	33	13.06	3.21	0.2	Immaduro	Lagunar
11	0.00	0.61	0.1	Submaduro	Playa barrera	34	12.50	3.86	0.2	Immaduro	Lagunar
12	2.82	2.01	0.4	Submaduro	Lag-deltico	35	21.77	4.27	0.3	Immaduro	Lagunar
13	0.00	0.89	0.2	Submaduro	Lag-deltico	36	0.00	1.27	0.3	Submaduro	Lagunar
14	0.00	0.66	0.3	Submaduro	Lag-deltico	37	0.00	1.12	0.1	Submaduro	Lagunar
15	12.71	2.98	0.3	Immaduro	Lag-deltico	38	0.00	0.11	0.3	Supermaduro	Playa barrera
16	0.00	1.53	0.3	Submaduro	Fluvial	39	0.00	0.15	0.4	Supermaduro	Playa barrera
17	7.73	2.07	0.2	Immaduro	Fluvial	40	0.00	0.53	0.3	Submaduro	Playa barrera
18	57.12	3.51	0.2	Immaduro	Lag-deltico	41	0.00	0.59	0.3	Submaduro	Lagunar
19	5.29	1.48	0.2	Immaduro	Lag-deltico	42	0.00	0.66	0.3	Submaduro	Lagunar
20	0.00	0.50	0.3	Submaduro	Lag-deltico	43	0.00	0.55	0.3	Submaduro	Playa barrera
21	2.49	1.19	0.2	Submaduro	Lag-deltico	44	0.00	0.56	0.3	Submaduro	Playa barrera
22	0.00	1.66	0.3	Submaduro	Fluvial	45	0.00	0.13	0.3	Supermaduro	Playa barrera
23	23.56	1.97	0.3	Immaduro	Fluvial	46	0.00	0.41	0.3	Supermaduro	Lagunar

Tabla 6 (Continuación)

Contenido de Arcilla (%)						Contenido de Arcilla (%)					
Muestra	Arcilla (%)	$\sigma$	$\rho$	Madurez	Ambiente	Muestra	Arcilla (%)	$\sigma$	$\rho$	Madurez	Ambiente
47	0.02	1.07	0.3	Submaduro	Duna	69	0.43	1.21	0.2	Submaduro	Fluvial
48	0.00	0.44	0.3	Supermaduro	Lagunar	70	0.00	1.54	0.3	Submaduro	Fluvial
49	0.00	0.48	0.2	Maduro	Lagunar	71	0.00	0.58	0.5	Submaduro	Playa barrera
50	0.00	0.46	0.4	Supermaduro	Duna	72	0.00	0.61	0.4	Submaduro	Playa barrera
51	0.00	0.37	0.3	Supermaduro	Duna	73	0.00	0.86	0.3	Submaduro	Duna
52	0.00	0.46	0.3	Supermaduro	Duna	74	0.00	1.30	0.3	Submaduro	Duna
53	21.36	3.60	0.3	Immaduro	Lagunar	75	0.00	0.58	0.3	Submaduro	Duna
54	0.00	0.50	0.4	Submaduro	Lagunar	76	0.00	1.08	0.3	Submaduro	Duna
55	0.00	0.62	0.3	Submaduro	Lagunar	77	0.00	0.56	0.2	Submaduro	Playa barrera
56	0.00	0.72	0.3	Submaduro	Duna	78	0.00	0.57	0.3	Submaduro	Playa barrera
57	4.12	2.25	0.2	Submaduro	Lagunar	79	0.00	0.61	0.2	Submaduro	Playa barrera
58	0.00	1.81	0.2	Submaduro	Fluvial	80	0.60	1.71	0.3	Submaduro	Lagunar
59	0.00	0.51	0.3	Submaduro	Playa barrera	81	20.00	3.20	0.3	Immaduro	Lagunar
60	0.00	0.51	0.2	Submaduro	Playa barrera	82	0.00	1.63	0.2	Submaduro	Fluvial
61	0.00	0.60	0.3	Submaduro	Playa barrera	83	0.00	0.82	0.1	Submaduro	Duna
62	0.00	0.71	0.2	Submaduro	Playa barrera	84	0.00	1.28	0.3	Submaduro	Duna
63	0.00	1.36	0.4	Submaduro	Playa barrera	85	0.00	1.11	0.2	Submaduro	Duna
64	0.00	0.51	0.2	Maduro	Playa barrera	86	0.00	0.45	0.2	Maduro	Lagunar
65	0.00	0.56	0.2	Submaduro	Playa barrera	87	0.00	1.66	0.4	Submaduro	Lagunar
66	0.00	0.91	0.2	Submaduro	Fluvial	88	0.00	1.00	0.3	Submaduro	Duna
67	0.00	0.91	0.2	Submaduro	Fluvial	89	52.00	2.41	0.3	Immaduro	Lagunar
68	0.00	0.60	0.3	Submaduro	Fluvial	90	0.00	1.76	0.2	Submaduro	Fluvial

Tabla 7a

COMPOSICIÓN Y CLAS MINERALÓGICO DE LOS SEDIMENTOS (CLASIFICACIÓN DE ARENITAS)

Muestra	Fragmen- tos			Clas. Mineralógico	Muestra	Fragmen- tos			Clas. Mineralógico
	Cuarzo %	Feldes- patos %	de roca %			Cuarzo %	Feldes- patos %	de roca %	
1	69±1	7±2	4±1	Subfeldsarenita lítica	21	35±5	15±5	50±0	Litarenita
2	88±2	5±0	7±2	Sublitarenita	25	33±2	12±2	55±0	Litarenita
3	91±3	4±1	2±1	Subfeldsarenita	27	32±3	12±2	56±1	Litarenita
4	75±5	8±3	17±3	Sublitarenita	28	45±5	20±5	35±5	Litarenita feldespática
5	80±5	15±3	5±0	Subfeldsarenita	30	32±2	12±2	56±5	Litarenita
6	85±5	10±2	5±0	Subfeldsarenita	31	42±3	5±0	13±3	Sublitarenita
7	88±3	5±0	7±2	Sublitarenita	32	60±0	11±5	29±1	Litarenita feldespática
8	77±3	12±3	11±0	Subfeldsarenita	33	60±0	1±0	39±1	Litarenita
9	80±3	15±0	5±0	Subfeldsarenita	34	67±0	0	33±3	Litarenita
10	60±5	5±0	15±5	Lito subfeldsarenítico	35	35±5	7±2	58±2	Litarenita
11	50±5	4±2	6±3	Sublitarenita	36	40±5	5±0	55±2	Litarenita
12	30±0	10±0	60±0	Litarenita	37	50±1	5±1	39±2	Litarenita
13	30±0	9±2	61±2	Litarenita	38	70±0	20±0	10±0	Feldsarenita lítica
14	32±2	10±0	58±2	Litarenita	39	72±2	13±2	15±0	Litarenita feldespática
15	23±2	7±2	70±5	Litarenita	40	87±2	5±0	8±3	Sublitarenita
16	33±2	20±5	47±2	Litarenita	41	70±5	7±2	23±5	Litarenita
17	60±0	8±2	32±3	Litarenita	42	72±5	8±2	20±3	Litarenita
18	77±7	7±3	16±1	Lito sublitarenítico	43	72±2	8±1	10±2	Sublitarenita
19	62±3	9±0	33±3	Lito sublitarenítico	44	72±2	7±2	15±3	Sublitarenita
20	75±5	7±3	18±2	Litarenita feldespática	45	67±3	5±0	28±3	Litarenita
21	42±2	17±5	41±5	Litarenita feldespática	46	70±0	5±0	25±2	Litarenita
23	58±3	7±3	35±5	Lito sublitarenítico					

TABLA 7a. (Continuación)

Muestra	Fragmentos			Clan Mineralógico	Muestra	Fragmentos			Clan Mineralógico
	Cuarzo %	Feldespatos %	de roca %			Cuarzo %	Feldespatos %	de roca %	
47	85±2	7±2	10±0	Sublitarenita	67	70±3	12±2	18±2	Litarenita feldespática
48	78±3	5±0	17±2	Sublitarenita	68	60±5	10±0	30±3	Litarenita feldespática
49	65±0	10±3	25±5	Litarenita feldespática	69	57±2	21±3	22±3	Litarenita feldespática
50	78±5	3±0	2±25	Litarenita	71	78±2	8±2	14±2	Sublitarenita
51	77±3	7±2	16±4	Sublitarenita	72	80±2	7±2	13±2	Sublitarenita
52	72±2	7±3	11±4	Sublitarenita	73	89±6	4±1	7±3	Sublitarenita
53	62±3	15±0	22±2	Lito-litarenítico feldespático	74	77±2	12±3	31±1	Subfeldsarenita
54	80±3	5±2	15±2	Sublitarenita	75	77±3	17±2	6±1	Subfeldsarenita
55	60±0	13±5	27±5	Litarenita feldespática	76	73±3	5±0	20±7	Sublitarenita
56	85±7	10±5	5±0	Subfeldsarenita	77	78±5	8±2	14±2	Sublitarenita
57	87±5	5±0	9±3	Sublitarenita	78	80±3	10±1	10±2	Sublitarenita
58	60±5	13±4	27±3	Litarenita	79	50±5	5±2	25±0	Litarenita
59	62±2	5±0	33±2	Litarenita	80	91±1	4±1	5±0	Sublitarenita
60	72±2	7±2	21±0	Litarenita feldespática	81	77±2	5±0	18±2	Lito-sublitarenítico
61	77±3	5±0	18±2	Sublitarenita	83	75±0	8±2	17±2	Sublitarenita
62	57±7	8±2	35±5	Litarenita	85	85±5	7±2	8±1	Sublitarenita
63	65±4	13±3	22±5	Litarenita feldespática	86	85±0	7±3	8±2	Sublitarenita
64	57±3	14±4	32±2	Litarenita feldespática	87	60±0	7±3	33±2	Litarenita
65	81±2	7±2	12±2	Sublitarenita	88	90±3	4±2	7±3	Sublitarenita
66	68±4	10±3	32±3	Litarenita feldespática	89	92±2	3±1	5±0	Lito-sublitarenítico

TABLA 7b.

## COMPOSICIÓN Y CLAN MINERALÓGICO DE LOS SEDIMENTOS (CLASIFICACIÓN DE RUMFAS)

Muestra	Cuarzo %	FRM	FRS	FRV	FRP	Clan Mineralógico
22	54±2	27±3	9±1	10±2	0	Cuarzo-rodita polimítica
26	75±2	15±2	10±2	0	0	Cuarzo-rodita polimítica
28	73±1	20±0	7±2	0	0	Cuarzo-rodita polimítica
50	7±1	0	0	0	91±1	Pegmatita
82	43±4	18±3	17±3	19±2	4±1	Cuarzo-rodita polimítica
81	92±2	0	8±3	0	0	Cuarzo-rodita
90	65±3	12±1	7±1	16±1	0	Cuarzo-rodita polimítica

FRM = Fragmentos de rocas metamórficas

FRS = Fragmentos de rocas sedimentarias

FRV = Fragmentos de rocas volcánicas

FRP = Fragmentos de pegmatita

FDLR, 19637

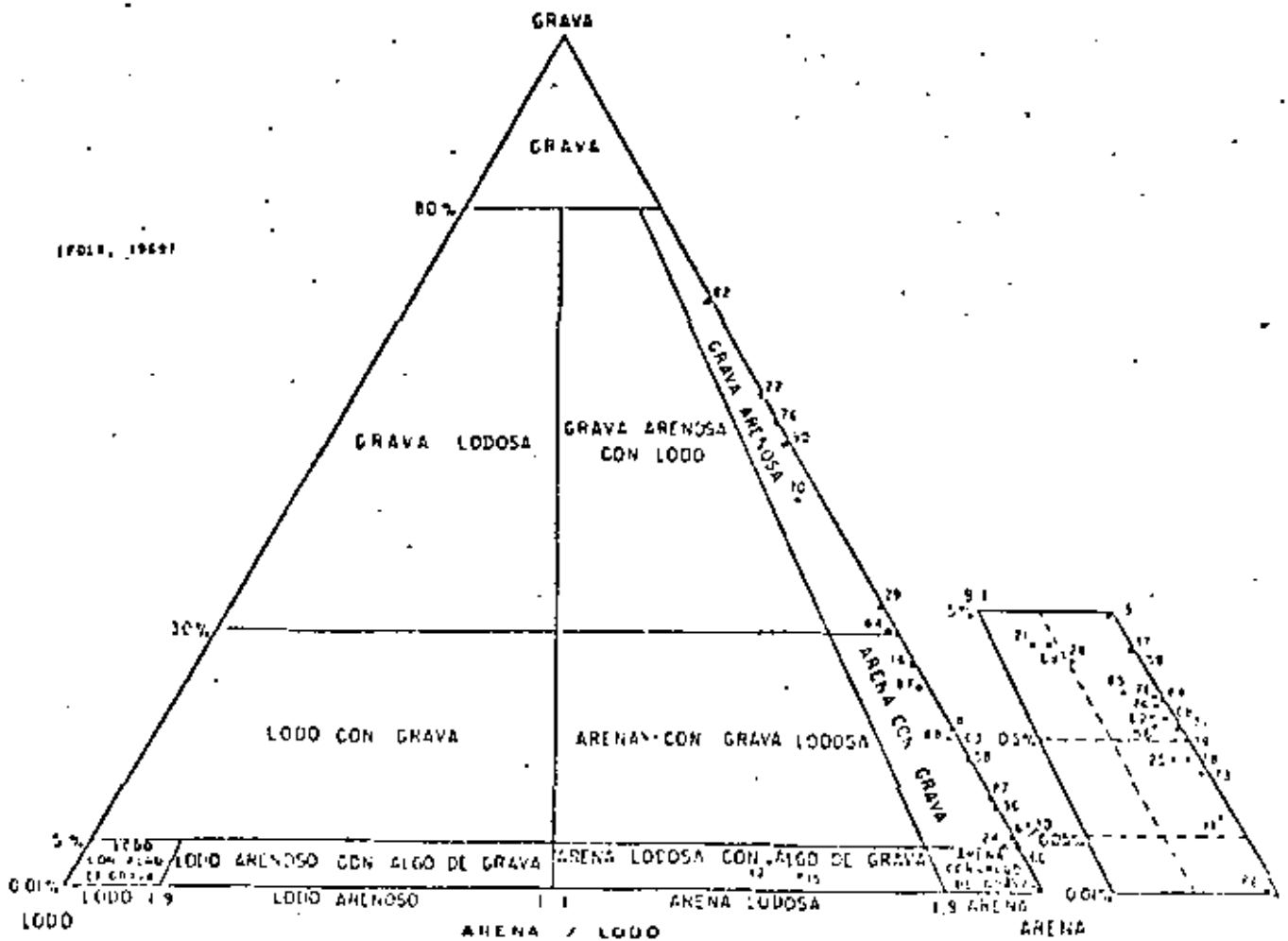


Fig. 9. Triángulo de nomenclatura granulométrica (grava, arena y lodo).

Tabla B

NOMENCLATURA DE LOS SEDIMENTOS

1. Subfeldsarenita gris oscura, gradual: arena fina, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, leptocúrtica, madura. *Ambiente lagunar.*
2. Subfeldsarenita gris oscura, gradual: arena muy fina lodosa, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, extremadamente leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
3. Subfeldsarenita gris oscura, gradual: arena fina arcillosa, bimodal, muy mal clasificada, casi simétrica, extremadamente leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
4. Subfeldsarenita café clara, gradual: arena gruesa, unimodal, moderadamente clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
5. Subfeldsarenita café clara, laminación cruzada: arena fina, unimodal, moderadamente bien clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, submadura. *Ambiente de duna.*
6. Subfeldsarenita café clara, laminación cruzada: arena mediana, bimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy platocúrtica, submadura. *Ambiente de duna.*
7. Subfeldsarenita gris oscura, gradual: arena fina, bimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
8. Subfeldsarenita café clara, laminación cruzada: arena muy gruesa, con gránulos, bimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
9. Subfeldsarenita café clara, laminación cruzada: arena mediana, trimodal, moderadamente clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. *Ambiente de duna.*

TABLA 8. (Continuación)

10. Lodo sublitarenítico gris oscuro, masivo; lodo con arena fina, bimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
11. Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena mediana con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, leptocúrtica, submadura. *Ambiente de playa-barriera.*
12. Litarenita café oscura, masiva; arena gruesa limosa con algo de gránulos, bimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
13. Litarenita gris oscura, masiva; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
14. Litarenita gris oscura, laminación horizontal; arena gruesa, unimodal, moderadamente clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, muy leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
15. Litarenita gris oscura, laminación horizontal; arena mediana lodosa con algo de gránulos, unimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, muy leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
16. Litarenita gris clara, masiva; arena gruesa con gránulos, bimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
17. Litarenita café clara; laminación horizontal; arena fina limosa, bimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, inmadura. *Ambiente fluvial.*
18. Lodo sublitarenítico gris oscuro, laminación horizontal; lodo con arena fina, bimodal, muy mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
19. Limo sublitarenítico café claro, laminación horizontal; limo, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
20. Litarenita feldespática gris oscura, masiva; arena mediana, unimodal, bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
21. Litarenita feldespática gris oscura, masiva; arena mediana con algo de gránulos, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, muy leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar deltáico.*
22. Cuarzoarilita polimítica café; grava de matadura arenosa, bimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, platocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
23. Limo sublitarenítico café claro, masivo; limo, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, inmadura. *Ambiente fluvial.*
24. Litarenita gris clara; arena gruesa con gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
25. Litarenita gris clara; arena mediana con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
26. Cuarzoarilita polimítica café oscura, masiva; grava de matadura arenosa, bimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, platocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
27. Litarenita café clara, masiva; arena mediana con mataduras, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
28. Litarenita feldespática café clara, masiva; arena mediana con algo de gránulos, unimodal, mal clasificada, casi simétrica, leptocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
29. Cuarzoarilita polimítica café oscura; grava de gránulos, unimodal, moderadamente clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
30. Litarenita café oscura; arena gruesa con gránulos, unimodal, moderadamente clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
31. Sublitarenita gris oscura; arena fina lodosa, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, extremadamente leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
32. Litarenita feldespática negra, laminación horizontal; arena muy fina lodosa, unimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, muy leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
33. Litarenita negra; arena fina lodosa, unimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
34. Litarenita negra; arena gruesa con gránulos lodosa, unimodal, muy mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
35. Litarenita café oscura; arena mediana lodosa, unimodal, extremadamente mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, platocúrtica, inmadura. *Ambiente lagunar.*
36. Litarenita gris clara; arena mediana con mataduras, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
37. Litarenita gris clara; arena mediana con algo de gránulos, polimodal, mal clasificada, casi simétrica, platocúrtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
38. Feldespática lítica café clara, laminación horizontal; arena fina, unimodal, bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, leptocúrtica, supermadura. *Ambiente de playa-barriera.*
39. Litarenita feldespática café clara, laminación horizontal; arena fina, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, supermadura. *Ambiente de playa-barriera.*

TABLA B. (Continuación)

40. Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena fina, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
41. Litarenita café arena gruesa, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, leptocórtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
42. Litarenita café arena gruesa, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, leptocórtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
43. Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, moderadamente bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
44. Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, moderadamente bien clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
45. Litarenita café clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, mesocórtica, supermadura. *Ambiente de playa-barroca.*
46. Litarenita gris clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, leptocórtica, supermadura. *Ambiente lagunar.*
47. Sublitarenita café clara, laminación cruzada; arena mediana, bimodal, mal clasificada, casi simétrica, platocórtica, submadura. *Ambiente de duna.*
48. Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy leptocórtica, supermadura. *Ambiente lagunar.*
49. Litarenita tobacopínea café oscura; arena mediana, unimodal, bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy leptocórtica, madura. *Ambiente lagunar.*
50. Litarenita café clara, ligeramente laminar; arena gruesa, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, leptocórtica, supermadura. *Ambiente de duna.*
51. Sublitarenita café clara, ligeramente laminar; arena gruesa, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, supermadura. *Ambiente de duna.*
52. Sublitarenita café clara, ligeramente laminar; arena gruesa, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, leptocórtica, supermadura. *Ambiente de duna.*
53. Lodo litarenítico tobacopíneo café oscuro; lodo con arena mediana, bimodal, muy mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, platocórtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
54. Sublitarenita café oscura; arena gruesa, unimodal, bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
55. Litarenita tobacopínea café oscura; arena gruesa, unimodal, moderadamente bien clasificada casi simétrica, mesocórtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
56. Sublitarenita café clara, ligeramente laminar; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocórtica, submadura. *Ambiente de duna.*
57. Sublitarenita café verdosa; arena fina lamosa, unimodal, muy mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, leptocórtica, submadura. *Ambiente lagunar.*
58. Litarenita tobacopínea gris clara; arena mediana con marabitas, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica, hacia los tamaños gruesos, leptocórtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
59. Litarenita café oscura, masiva; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
60. Litarenita tobacopínea café verdosa clara, masiva; arena mediana, unimodal, moderadamente bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, leptocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
61. Sublitarenita verde oscura, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, leptocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
62. Litarenita verde oscura, laminación horizontal; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, platocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
63. Litarenita tobacopínea café, masiva; arena gruesa con marabitas, bimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
64. Litarenita tobacopínea verde oscura, masiva; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, muy bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, madura. *Ambiente de playa-barroca.*
65. Sublitarenita gris verdosa, laminación horizontal; arena fina, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, submadura. *Ambiente de playa-barroca.*
66. Litarenita tobacopínea gris verdosa oscura; arena mediana con gránulos, unimodal, moderadamente clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocórtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
67. Litarenita tobacopínea gris verdosa oscura; arena gruesa con marabitas, unimodal, moderadamente clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, leptocórtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
68. Litarenita tobacopínea gris verdosa oscura; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocórtica, submadura. *Ambiente fluvial.*
69. Litarenita tobacopínea gris verdosa oscura; arena fina con algo de gránulos, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy leptocórtica, submadura. *Ambiente fluvial.*

TABLA B. (Continuación)

70.	Pegmatolita gris verdosa clara; grava de gránulos con arena gruesa, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy leptocúrtica, submadura. <i>Ambiente fluvial.</i>
71.	Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, platicúrtica, submadura. <i>Ambiente de playa-barrera.</i>
72.	Sublitarenita gris amarillenta, laminación horizontal; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de playa-barrera.</i>
73.	Sublitarenita café clara, laminación horizontal; arena fina con algo de gránulos, bimodal, moderadamente clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
74.	Sublitarenita café clara, laminación cruzada; arena mediana con algo de gránulos, bimodal, mal clasificada, casi simétrica, platicúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
75.	Sublitarenita café clara, laminación cruzada; arena fina, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
76.	Sublitarenita café clara, laminación cruzada; arena gruesa con algo de gránulos, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
77.	Sublitarenita gris clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de playa-barrera.</i>
78.	Sublitarenita gris clara, laminación horizontal; arena mediana, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de playa-barrera.</i>
79.	Litarenita gris clara, laminación horizontal; arena mediana con algo de gránulos, unimodal, moderadamente bien clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de playa-barrera.</i>
80.	Sublitarenita gris verdosa oscura, gradual; arena mediana fina, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, muy leptocúrtica, submadura. <i>Ambiente lagunar.</i>
81.	Limo sublitarenítico negro, gradual; limo con arena fina, trimodal, muy mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, platicúrtico, inmaduro. <i>Ambiente lagunar.</i>
82.	Cuarzo redita polimétrica café oscura; grava de matacenas con arena gruesa, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, muy leptocúrtica, submadura. <i>Ambiente fluvial.</i>
83.	Sublitarenita café oscura, gradual; arena mediana, unimodal, moderadamente clasificada, casi simétrica, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
84.	Cuarzo redita café clara, gradual; grava de gránulos con arena gruesa, bimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
85.	Sublitarenita café, gradual; arena mediana con algo de gránulos, unimodal, mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños finos, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
86.	Sublitarenita café clara, gradual; arena fina con algo de gránulos, bimodal, bien clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, muy leptocúrtica, madura. <i>Ambiente lagunar.</i>
87.	Litarenita café, gradual; arena gruesa con gránulos, bimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños finos, muy platicúrtica, submadura. <i>Ambiente lagunar.</i>
88.	Sublitarenita café, laminación cruzada; arena fina con matacenas, unimodal, mal clasificada, muy asimétrica hacia los tamaños gruesos, mesocúrtica, submadura. <i>Ambiente de duna.</i>
89.	Lodo sublitarenítico negro; lodo con arena muy fina, trimodal, muy mal clasificada, asimétrica hacia los tamaños gruesos, platicúrtico, inmaduro. <i>Ambiente lagunar.</i>
90.	Cuarzo redita polimétrica, café oscura; grava de matacenas con arena gruesa, bimodal, mal clasificada, casi simétrica, platicúrtica, submadura. <i>Ambiente fluvial.</i>

to que el color de los sedimentos de otra composición varía de gris a café en tonos claros y oscuros.

Los sedimentos varían desde muy mal clasificados (muestra 17) hasta moderadamente bien clasificados (muestras 24, 25 y 68), presentando en general una fuerte tendencia a una mala clasificación.

La asimetría puede tener cualquier rango, pero con predominancia a ser negativa. En muestras muy próximas (24 y 25, 27 y 28, 29 y 30) se pueden encontrar valores de asimetría

que caen dentro de diferentes rangos. Hay una incidencia mayor de asimetría hacia tamaños gruesos en el sector oriental próximo a la zona montañosa, mientras que en la porción intermedia (Lám. 1<sup>a</sup>) y baja de la llanura costera, hay una predominancia de asimetría hacia tamaños finos. En las muestras del Río Telmantepet la asimetría va desde casi simétrica hasta muy asimétrica hacia los tamaños gruesos.

En el Río Telmantepet los sedimentos colectados tienen valores de curtosis entre leptocúrticos y muy leptocúrticos. En los demás sedi-



Tabla 9

PORCENTAJE EN PESO DE MINERALES LIGEROS (L) Y PESADOS (P) DE LA FRACCIÓN DE ARENA FINA

1. AMBIENTE FLUVIAL			3. AMBIENTE LAGUNAR DIFÚSICO		
Mta.	L.	P.	Mta.	L.	P.
16.	92.96	7.02	12.	93.61	6.39
17.	95.56	4.44	13.	98.78	1.22
22.	83.23	15.76	14.	73.79	26.21
23.	98.31	1.69	15.	93.90	6.10
24.	92.61	7.39	16.	95.85	4.15
25.	89.53	10.45	19.	98.66	1.34
26.	98.16	1.84	20.	75.06	24.94
27.	99.10	0.90	21.	67.06	32.94
28.	88.10	11.90			
29.	67.49	32.51			
30.	81.81	15.19	4. AMBIENTE DE BUNIA		
58.	96.69	3.31	Mta.	L.	P.
66.	91.87	8.13	5.	99.52	0.48
67.	96.89	3.11	6.	99.01	0.99
68.	97.18	2.82	7.	98.86	1.14
69.	96.03	3.97	8.	96.90	3.10
70.	91.98	8.02	9.	93.55	6.45
82.	88.03	11.97	10.	96.88	3.12
96.	71.71	28.29	11.	92.00	7.10
			12.	93.75	6.25
			13.	98.10	1.90
			14.	97.30	2.70
			15.	98.31	1.69
			16.	97.20	2.80
			17.	95.06	4.94
			18.	97.17	2.83
			19.	95.07	4.93
			20.	97.91	2.09
			5. AMBIENTE DE PLAYA BARRERA		
			Mta.	L.	P.
			11.	88.58	11.42
			12.	86.35	13.65
			13.	75.51	24.49
			14.	96.93	3.07
			15.	96.71	3.29
			16.	67.52	32.48
			17.	95.94	4.06
			18.	52.30	47.70
			19.	83.11	16.89
			20.	61.86	38.14
			21.	68.08	31.92
			22.	46.12	53.88
			23.	98.71	1.29
			24.	70.26	29.74
			25.	77.31	22.69

Tabla 10

PORCENTAJE EN PESO DE MAGNETITA (MUESTRA SIN LODO)

1. AMBIENTE FLUVIAL		3. AMBIENTE LAGUNAR DIFÚSICO	
Mta.	M.	Mta.	M.
1.	0.05	12.	0.10
17.	0.07	13.	0.04
22.	0.11	14.	0.01
23.	0.13	15.	0.03
21.	0.02	18.	0.06
25.	0.23	19.	0.40
26.	0.03	20.	0.06
27.	0.01	21.	0.01
28.	0.09		
29.	0.06	4. AMBIENTE DE BUNIA	
30.	0.02	Mta.	M.
58.	0.16	5.	0.10
66.	0.24	6.	0.09
67.	0.31	9.	0.10
68.	0.02	47.	0.01
69.	0.30	50.	0.00
70.	0.15	51.	0.00
82.	0.00	52.	0.05
90.	0.10	56.	0.05
		73.	0.04
		74.	0.10
		75.	0.11
		76.	0.02
		83.	0.02
		81.	0.00
		85.	0.01
		88.	0.07
		5. AMBIENTE DE PLAYA BARRERA	
		Mta.	M.
		11.	0.11
		12.	1.41
		13.	3.52
		14.	0.20
		15.	0.07
		16.	0.00
		17.	2.11
		18.	1.41
		19.	0.07
		20.	0.32
		21.	0.02
		22.	1.02
		23.	0.01
		24.	0.41
		25.	0.54
		26.	0.23
		27.	0.22

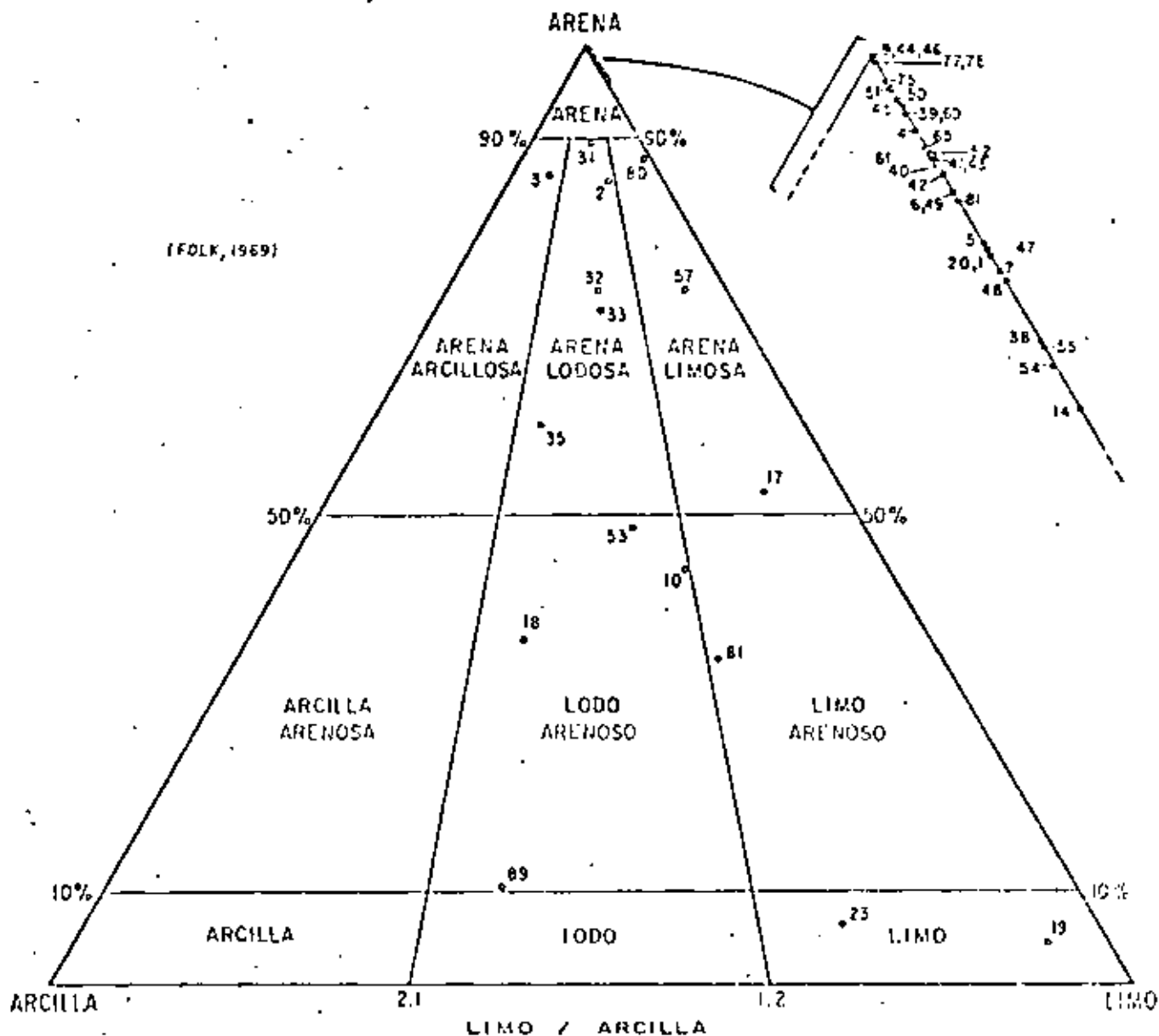


Fig. 10. Triángulo de nomenclatura granulométrica (arena, limo y arcilla).

Tabla II  
PORCENTAJE DE ALUVIÓN Y DE ROCAS EMPUESTAS EN LAS CUENCAS

Río	A Aluvión	S Sedimentarias	I Intusivas	E Estrusivas	M Metamórficas	Línea de Erosión Actual * m
Tehuantepec	7	19	18	28	18	0.012
Joctitán	23	63	5	7	2	0.017
Chicapa	29	22	14	9	26	0.020
Niltepec	56	—	—	36	8	0.020
Ostota	31	21	5	33	12	0.116

A = Aluvión      S = Rocas Sedimentarias      I = Rocas Intusivas      E = Rocas Estrusivas  
M = Rocas Metamórficas

\* Valores deducidos a partir de la tabla I, resulta de dividir el volumen de azolve entre el área drenada.

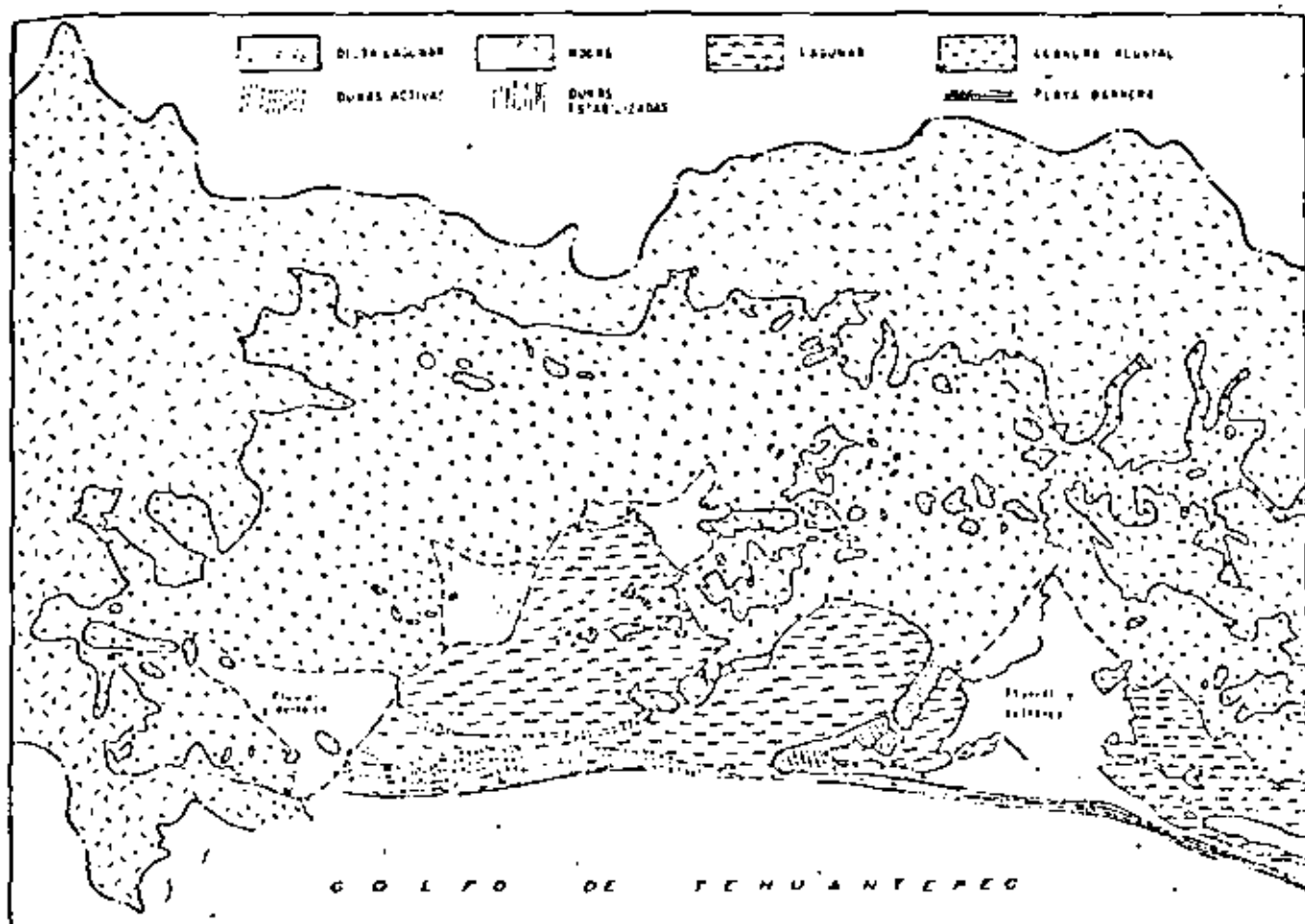


Fig. 11. Ambientes de depósito.

mentos analizados no se aprecia ninguna distribución preferencial en la cortosis, la cual además varía desde muy platocórica hasta muy leptocórica. El tamaño gráico promedio se concentra especialmente en los rangos de arena media y gruesa y en segundo término en el de gránulos y en menor proporción arena muy gruesa, arena fina y limo grueso, estando ausente el tamaño de arena muy fina en los sedimentos colectados.

En cuanto a la moda textural se encontró un carácter preferentemente unimodal y en grado decreciente bimodal y trimodal sin distribución preferencial. Todas las muestras resultaron ser submareñas con excepción de las muestras 17 y 23 las cuales son inmareñas.

Se observó que las estructuras sedimentarias primarias son masivas desde el punto de vista

de ordenamiento interno y estructura de la estratificación, excepción en el sitio en que se colectó la muestra 17, en el Río Juchitán, que presentó laminación horizontal.

#### AMBIENTE LAGUNAR DELTAICO

Los sedimentos de ambos deltas presentan una predominancia de tonos oscuros en color gris principalmente. El delta del Río Juchitán o de los Perros está constituido por litarenitas, mientras que el delta del Río Chicapa está constituido por litarenitas feldespáticas (muestras 20 y 21) y por sublitanitas en el material más fino (muestras 18 y 19) con un mayor enriquecimiento en cuarzo.

En ambos deltas, en la desembocadura de los

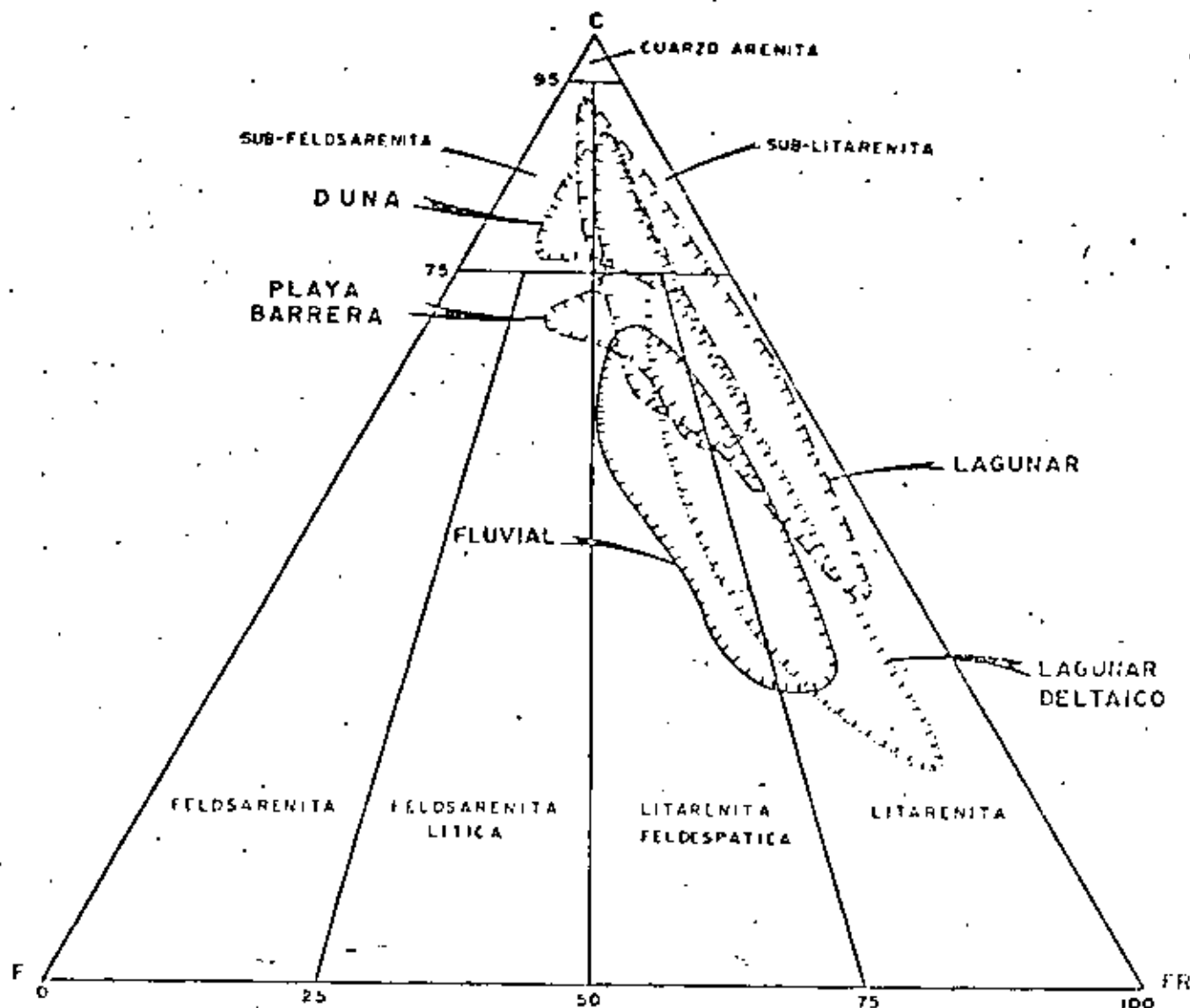


Fig. 12. Composición mineralógica de los sedimentos (clasificación de arenitas).

rios dentro del cauce, las muestras varían desde muy mal clasificadas hasta moderadamente bien clasificadas y el grado de clasificación tiende a ser más bajo a medida que los sitios de muestreo se encuentran más lejos de la influencia fluvial y están sujetos a la influencia del ambiente lagunar.

En este ambiente se nota una fuerte tendencia de asimetría hacia los tamaños finos, presentando valores de asimetría hacia los gruesos en las muestras 19 y 20.

La cortosis varía principalmente entre mesocórtico y leptocórtico. El tamaño gráfico pro-

medio corresponde con arena gruesa y media en igual abundancia, predominando sobre arena fina y muy fina también en igual proporción.

De las muestras colectadas el 63% es unimodal y el 37% restante bimodal.

Las muestras 15, 18 y 19 son inmaduras, encontrándose más influenciadas por el ambiente lagunar y las restantes, que se relacionan más con el ambiente fluvial son submaduras.

Se aprecian estructuras masivas y de laminación horizontal; estas últimas se encontraron en el sitio en donde se colectaron las muestras

14, 15 y 18 y microfósiles desarrolladas a partir de pequeñas conchas en la parte emergida del delta del Río Juchitán (Lím. 32).

#### AMBIENTE LAGUNAR

Desde el canal de la Boca de Santa Teresa hasta la Boca de San Francisco los sedimentos colectados son de composición litarenítica, mientras que las muestras restantes presentan composición variable entre sublitarénitas y sublitarénitas principalmente.

En las muestras 80 y 81 de la Laguna Quirio y en las muestras 86 y 87 de la Laguna Inferior, se observa un cambio en la composición en solo 20 cm de distancia vertical, pasando en el primer caso, de la superficie hacia abajo de limo sublitarénico a sublitarénita y en el segundo, también en el mismo sentido, se pasa de sublitarénita a litarenita. No se aprecia ninguna relación entre la composición y el color del sedimento y solamente se aprecia un color negro o gris cuando se va de la orilla de las lagunas hacia adentro y café o café verdosa de la orilla hacia afuera.

El sedimento de la boca Santa Teresa es de muy mal clasificado a extremadamente mal clasificado, y en el canal que comunica a la Laguna Inferior con la Laguna Oriental, el sedimento es muy mal clasificado, mientras que en la boca San Francisco, que comunica el complejo lagunar con el mar, el sedimento es moderadamente bien clasificado; esto se puede explicar como debido a niveles de energía más altos en la boca de San Francisco, lo cual permite una mejor clasificación de tamaños. Cuando los sedimentos lagunares están muy próximos a la influencia de ambientes de dunas, se llega a presentar una mejor clasificación siempre y cuando el oleaje es importante, como en el caso de la porción sur de la Laguna Superior (Lím. 3b) y en el suroeste de la Laguna Inferior.

Las muestras de la porción norte de la barra externa en la orilla de la Laguna Mar Tileme presentan una buena clasificación, posiblemente porque ha desaparecido el efecto de protección contra el viento, que ofrece la barra interna, aunado a la influencia de sedimentos atenuados de la barra externa.

Los sedimentos lagunares no afectados por acción de oleaje o viento (muestras 80 y 81 en la Laguna Quirio y 31, 32 y 36 y 37 en la Laguna Inferior) presentan valores de clasificación variables entre mal clasificados y muy mal clasificados.

En general los sedimentos tienen una mayor tendencia a ser asimétricos hacia tamaños finos que hacia tamaños gruesos, encontrándose abundantes sedimentos que son casi simétricos. No se observa ninguna relación entre la clasificación y la asimetría, ya que por ejemplo, los sedimentos de la boca San Francisco son casi simétricos y están moderadamente bien clasificados, en tanto que la muestra 3, que está muy mal clasificada, también corresponde con un sedimento casi simétrico. Tampoco se aprecia una distribución geográfica preferencial de los valores de asimetría. Esto se puede deber a que localmente es muy fácil tener variaciones fuertes en cuanto al grado de contaminación de sedimentos finos y de sedimentos gruesos, y de esta forma es difícil pensar que el parámetro de asimetría sea sensible al ambiente lagunar. Es notoria la predominancia de sedimentos leptocéntricos y muy leptocéntricos, a pesar de encontrarse todo tipo de rangos de curiosis. Al igual que con la asimetría, el ambiente lagunar ofrece una gran variabilidad en cuanto a la curiosis, sin un patrón preferencial respecto a su distribución geográfica.

Las muestras 3, 8, 86 y 87 de la Laguna Inferior son bimodales, lo cual puede reflejar cierta influencia cercana al ambiente de duna presente en la barra que separa dicha laguna de la Oriental.

Al sur de Santa María Nadari, en la Laguna Superior, la muestra 10 exhibe bimodalidad que puede deberse a la influencia deltáica del Río Juchitán. Las muestras 53 y 57 son bimodal y trimodal respectivamente, posiblemente por descarga de finos en el muelle acioso. La muestra 37 es polimodal, en tanto que las demás muestras cercanas a ella, en el ambiente lagunar, son unimodales al igual que la gran mayoría de los sedimentos contenidos en este ambiente. Quizá esa polimodalidad provenga de una influencia múltiple de las aguas de las lagunas Superior, Mar Tileme, Inferior y del Golfo de Tehuantepec. En la misma forma la

muestra 89, que es trimodal, puede ser explicada también por la influencia del intercambio de aguas entre la Laguna Inferior y la Laguna Oriental, además de la acción del viento que en esa área proviene del NW (Lám. 1b).

Los sedimentos de este ambiente se destacan por ser submaduros e inmaduros con excepción de un bajo porcentaje que cae dentro de maduros y supermaduros. Los sedimentos maduros corresponden a las muestras 1, 49 y 86 asociadas en cierta forma a barras internas y a un oleaje más o menos intenso, mientras que las muestras supermaduras (46 y 47) se pueden explicar principalmente por su fuerte influencia de material que constituye la barra externa.

A pesar de encontrarse diversas estructuras sedimentarias primarias, el ordenamiento interno comúnmente observado corresponde a una gradación textural normal por incremento o decremento en el contenido de conchas y variación de tamaño de los granos (Láms. 2a, 2b). Los sedimentos de la orilla sur de la Laguna Mar Filene están laminados horizontalmente, debido a la influencia previa de estructuras en ambientes de playa-barrera, esto es, la interacción del ambiente lagunar con la orilla norte de la barra externa. En igual forma la muestra 8 de la orilla sureste de la Laguna Inferior parece estar reflejando la cercanía del ambiente de dunas estabilizadas al presentar laminación cruzada.

El sitio en donde se colectó la muestra 10 de la Laguna Superior, presenta estructura masiva por su cercanía con el ambiente deltáico lagunar del Río Juchitán.

#### DUNAS

Es notable que la composición mineralógica de las dunas presenten una agrupación alta en los sectores de sublitanénita y subfeldesocénita sumando más del 80% del total del cuadro composicional.

Las dunas emplazadas en la barrera que separa a la Laguna Inferior de la Laguna Oriental son más ricas en feldespatos cuando no están muy afectadas por vegetación, no así aquellas dunas estabilizadas por vegetación (Láms. 5a, 5b y 8b) que se empobrecen en su conte-

nido de feldespatos, quedando constituidas por sublitanénitas, esto se debe posiblemente por una salida de nutrientes de vegetales a partir de minerales ricos en feldespatos, mediante intemperismo bioquímico.

En el caso de las dunas activas soportadas por la barrera externa (Lám. 6a) y por la barrera interna hay una variabilidad en composición (sublitanénita a subfeldesocénita) que podría explicarse por la fuerte acción del viento creando contaminación en la composición mineralógica de las dunas. Se observa una anomalía en una duna longitudinal estabilizada (muestras 83, 84 y 85), ya que en sus partes alta y baja se tienen sublitanénitas, en tanto que hacia la mitad de la duna el sedimento superficial está compuesto por cuarzo milita. En este ambiente se aprecia una fuerte relación entre la composición y el color del sedimento, que en la totalidad de las muestras fue café en tonos claros principalmente.

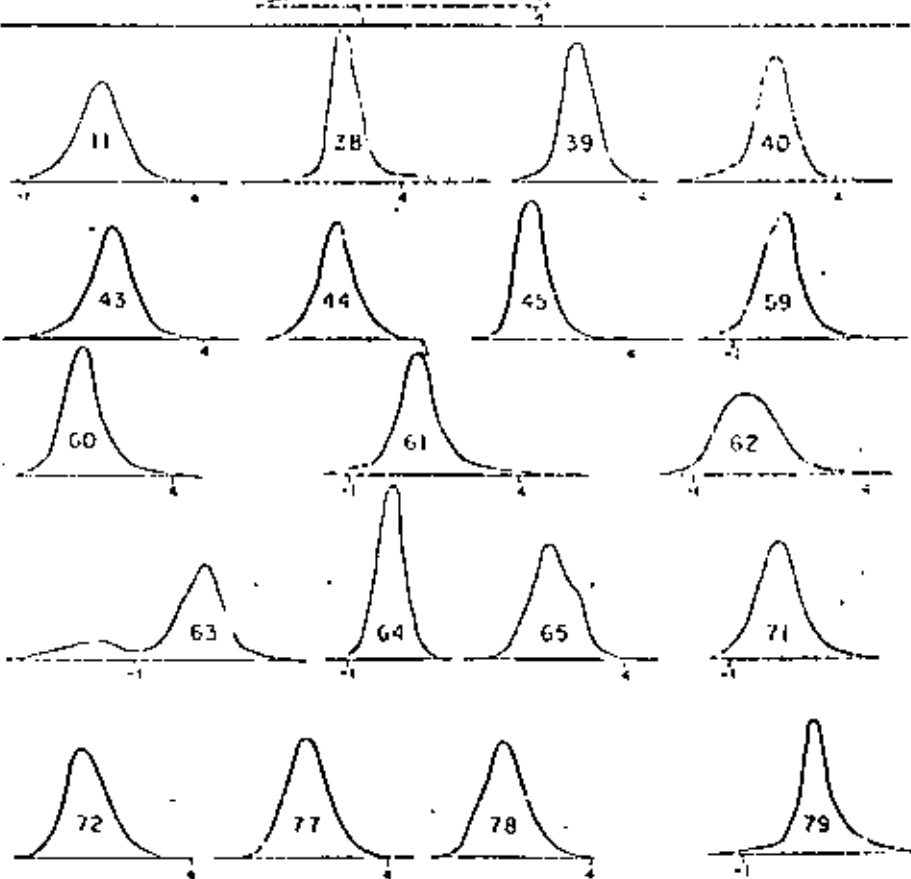
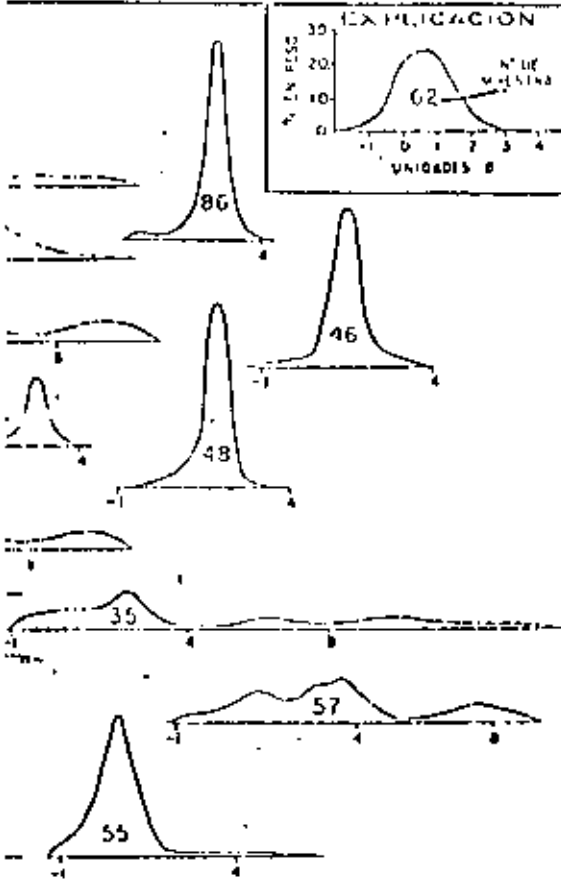
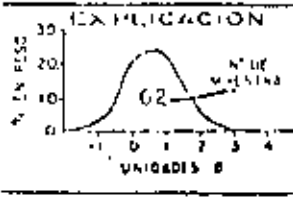
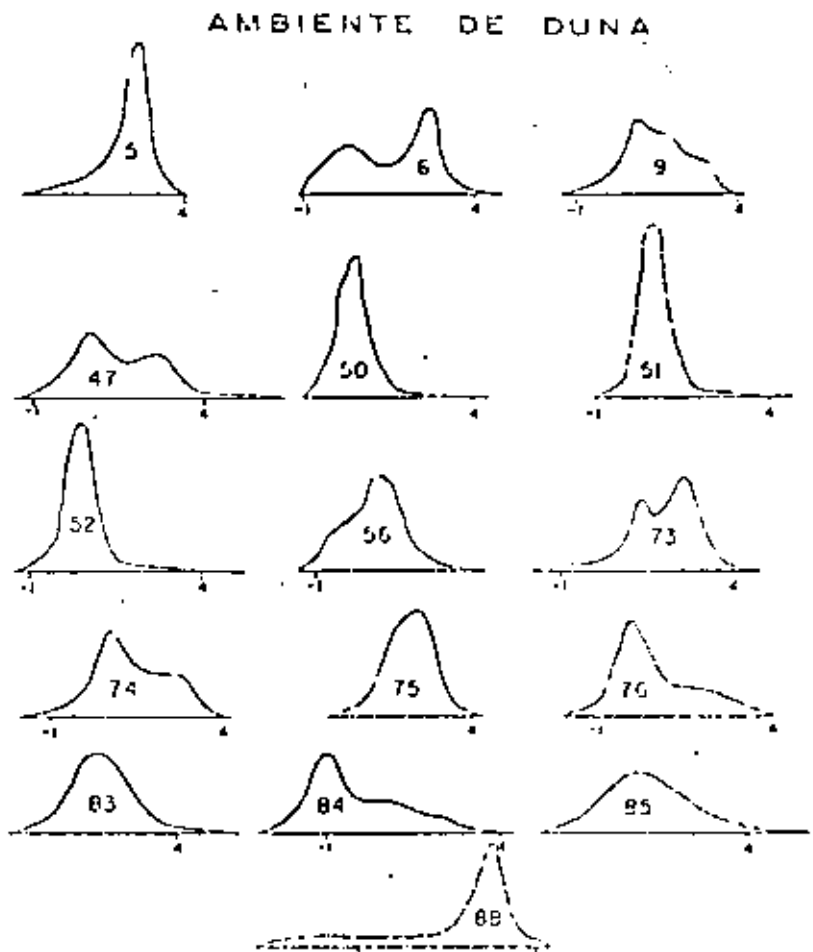
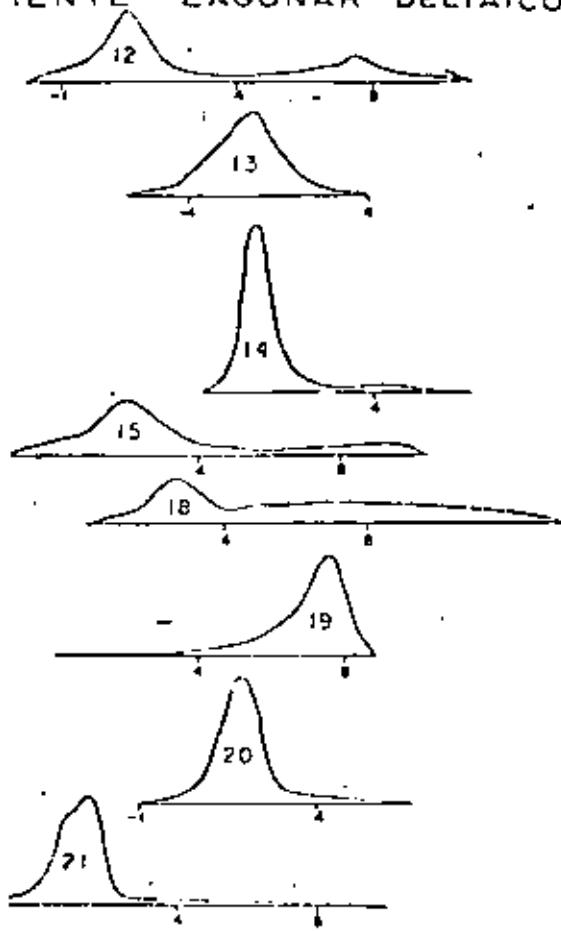
En cuanto al grado de clasificación, se encontró que los sedimentos que forman las dunas son en orden de abundancia, mal clasificados, moderadamente clasificados, bien clasificados y moderadamente bien clasificados. Estos valores presentan una distribución heterogénea y solamente las muestras 50, 51 y 52 están bien clasificadas, posiblemente debido a que está protegida contra el viento por los arbustos y chaparales presentes en este sitio de muestreo. Por otro lado en pocos metros la clasificación puede variar bastante, siendo mejor clasificadas localmente las dunas (muestras 73, Lám. 7b, y muestra 75) que las antidunas (muestras 74 y 76).

Las dunas muestreadas exhiben una mayor tendencia a ser asimétricas hacia los tamaños gruesos que hacia los finos (Tabla 4) y gran número de ellas son casi simétricas. No obstante se encontró que algunos sedimentos de duna con asimetría hacia los tamaños gruesos (muestras 5, 6, 56, 73, 84, y 88) exhiben asimetría negativa por la presencia de conchas; esto es, resulta importante eliminar del estudio granulométrico de los sedimentos las conchas que no están fragmentadas y que no constituyen parte del sedimento.

Las dunas presentan sedimentos preferentemente mesocásticos y en segundo término, lep-

AMBIENTE LAGUNAR DELTAICO

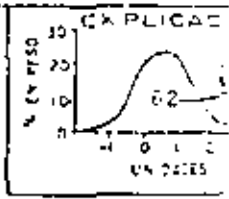
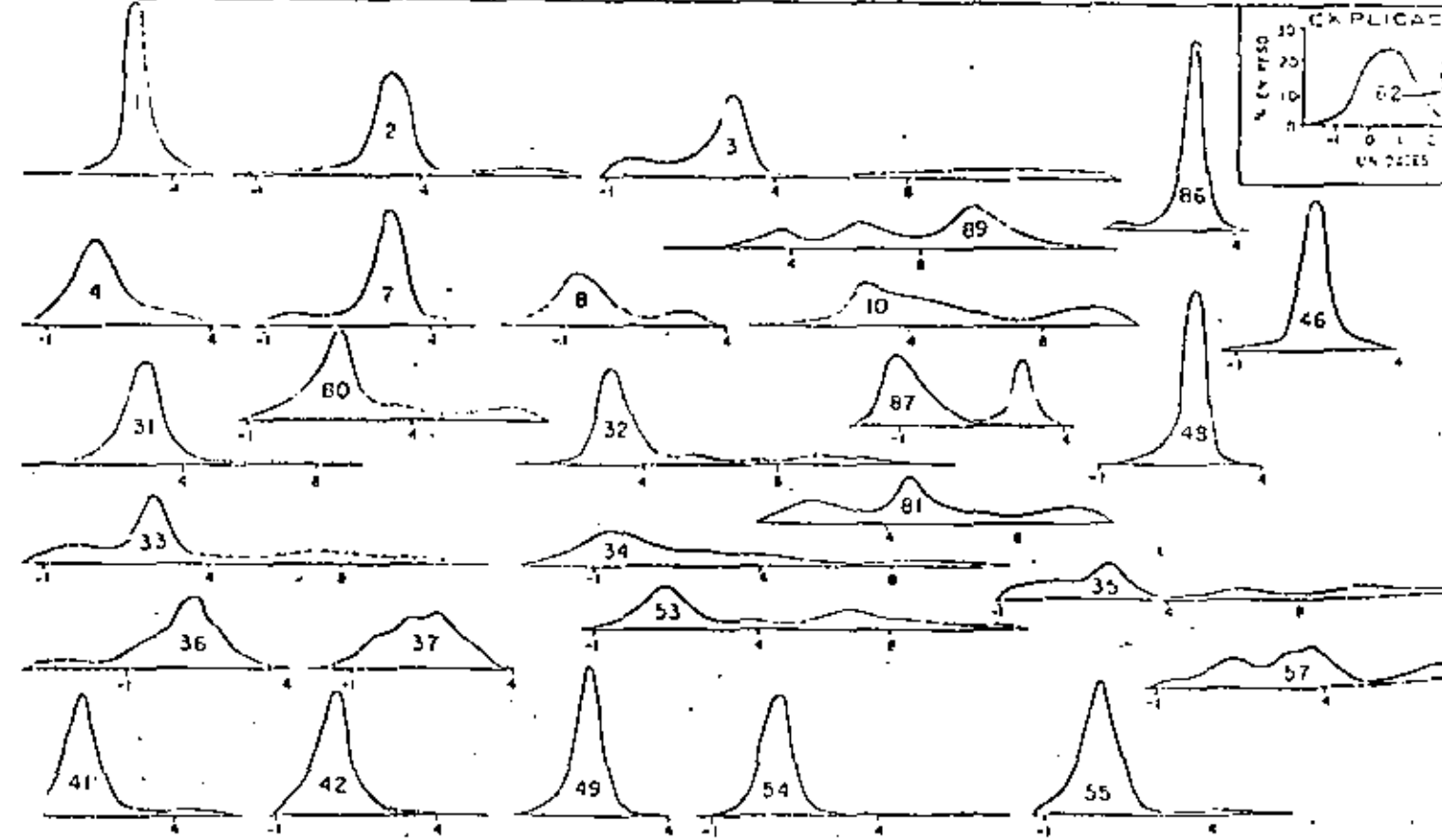
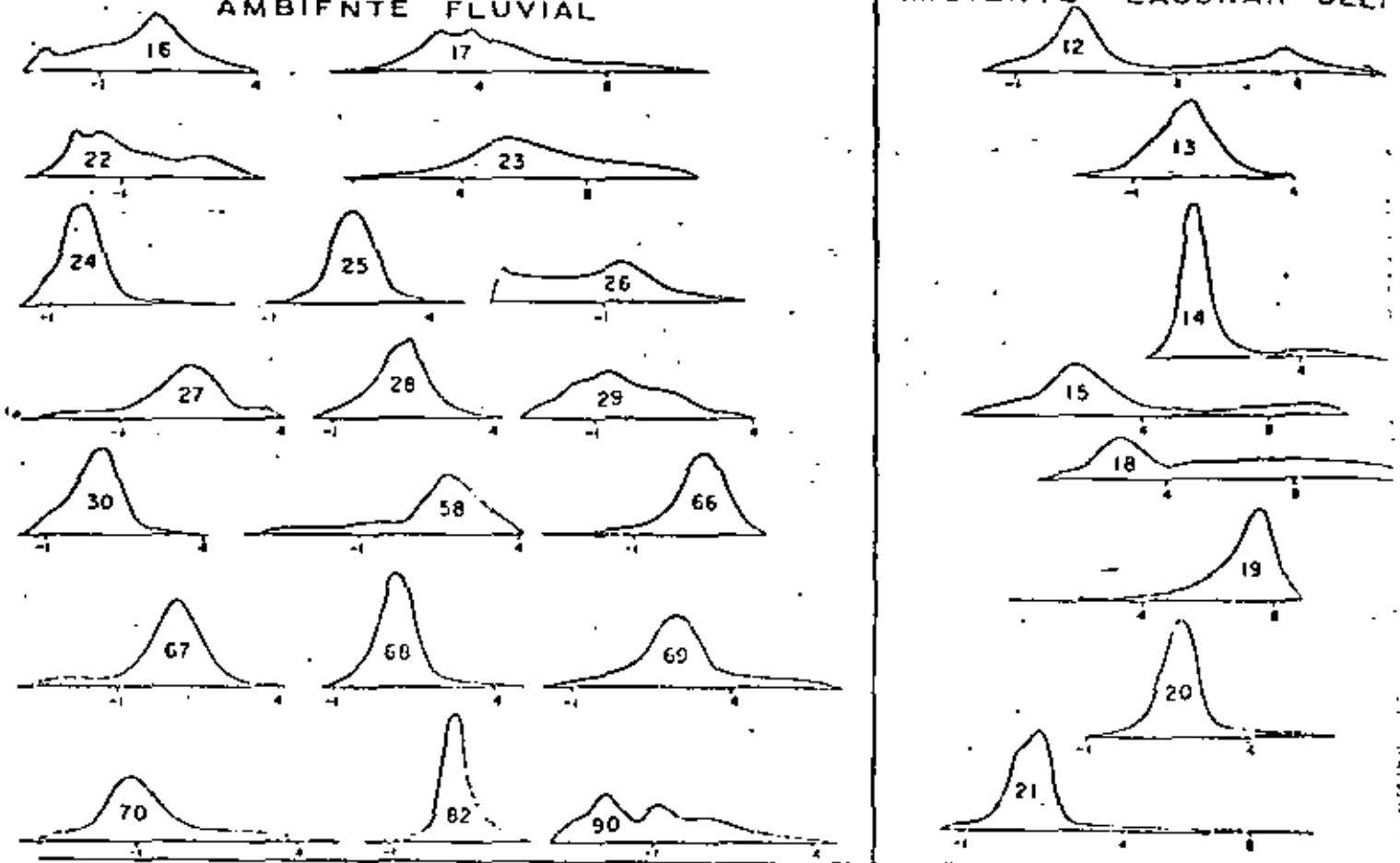
AMBIENTE DE DUNA



AMBIENTE DE PLAYA BARRERA

AMBIENTE FLUVIAL

AMBIENTE LAGUNAR DELTA



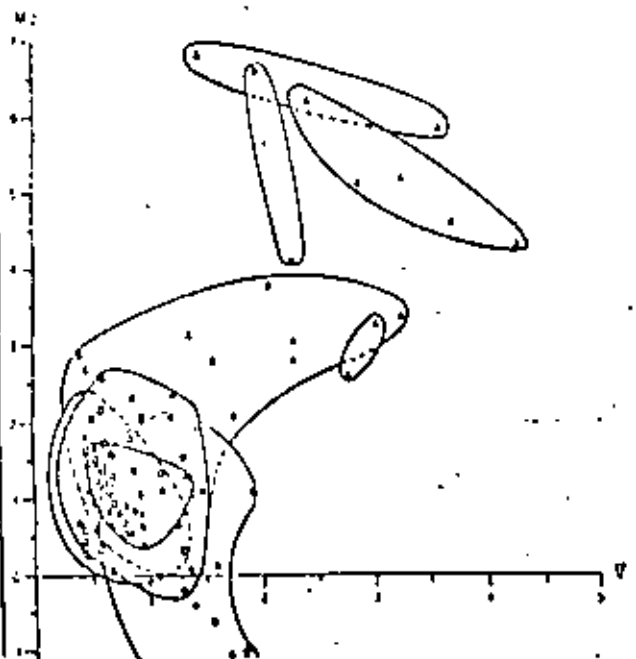
AMBIENTE LAGUNAR

Fig. 13. Curvas de frecuencia de tamaño



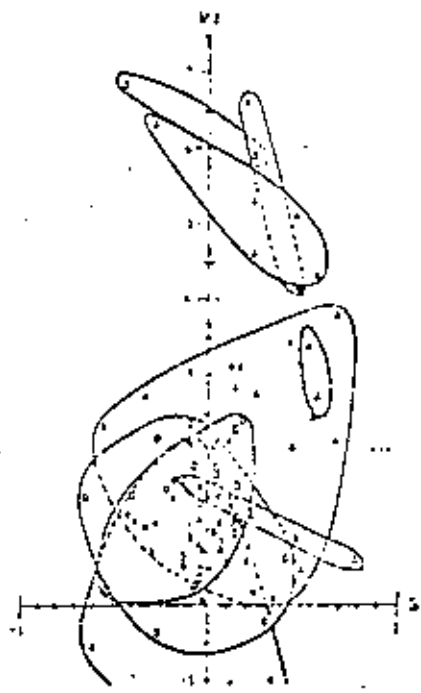
- FLUVIAL
- △ LAGUNAR DELTAICO
- ▲ LAGUNAR
- ◇ DUNA
- PLAYA-BARRERA

0



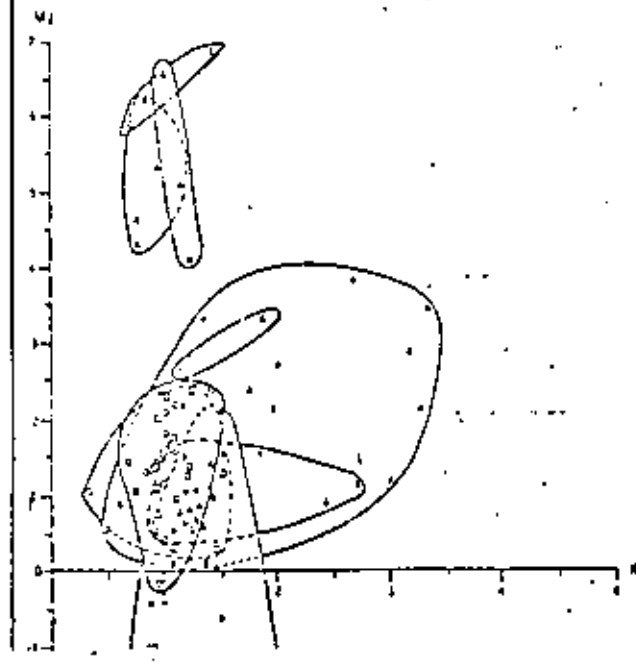
- FLUVIAL
- △ LAGUNAR DELTAICO
- ▲ LAGUNAR
- ◇ DUNA
- PLAYA-BARRERA

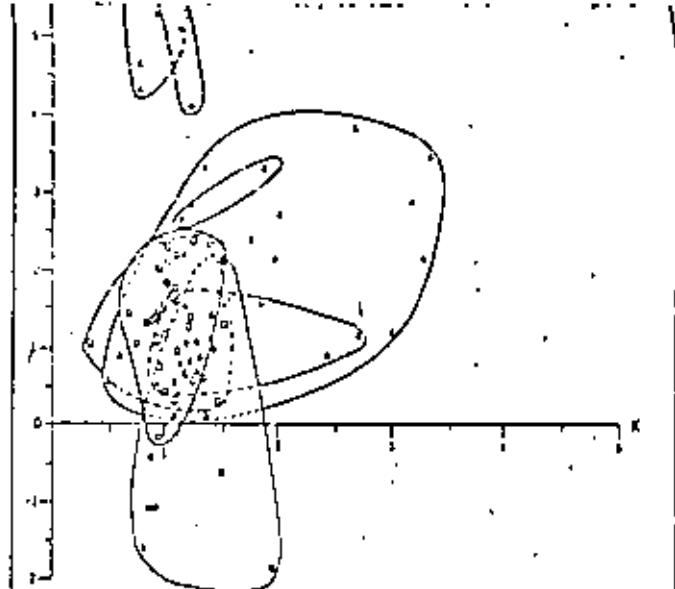
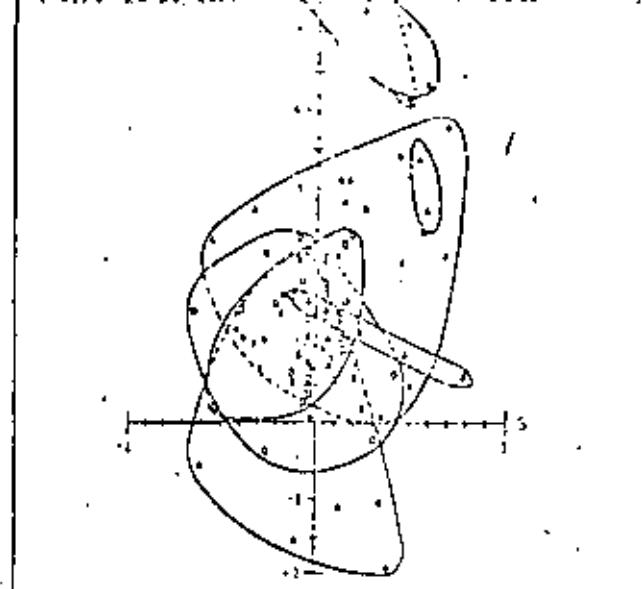
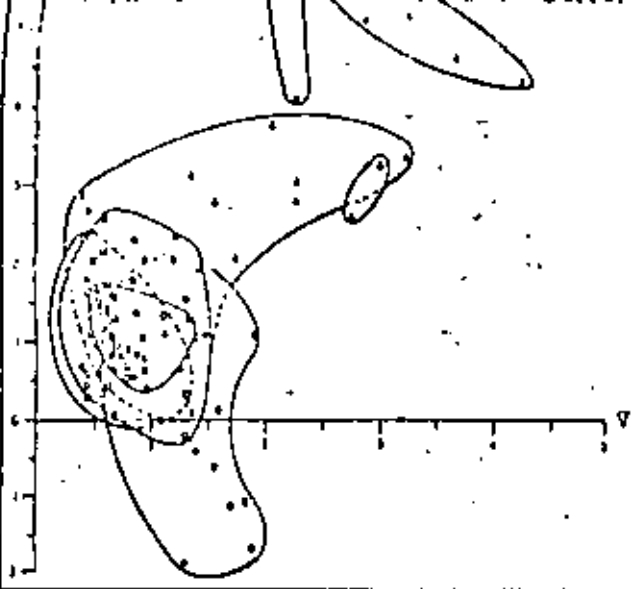
b



- FLUVIAL
- △ LAGUNAR DELTAICO
- ▲ LAGUNAR
- ◇ DUNA
- PLAYA-BARRERA

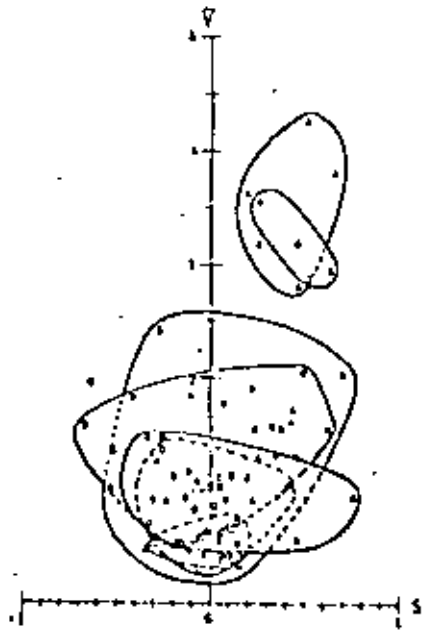
c





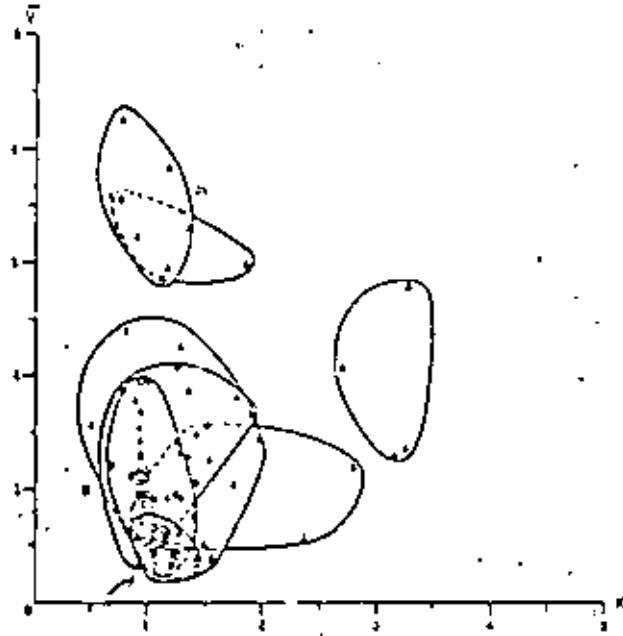
- FLUVIAL
- ▲ LAGUNAR DELTAICO
- △ LAGUNAR
- DUNA
- ◻ PLATA-BARRERA

d



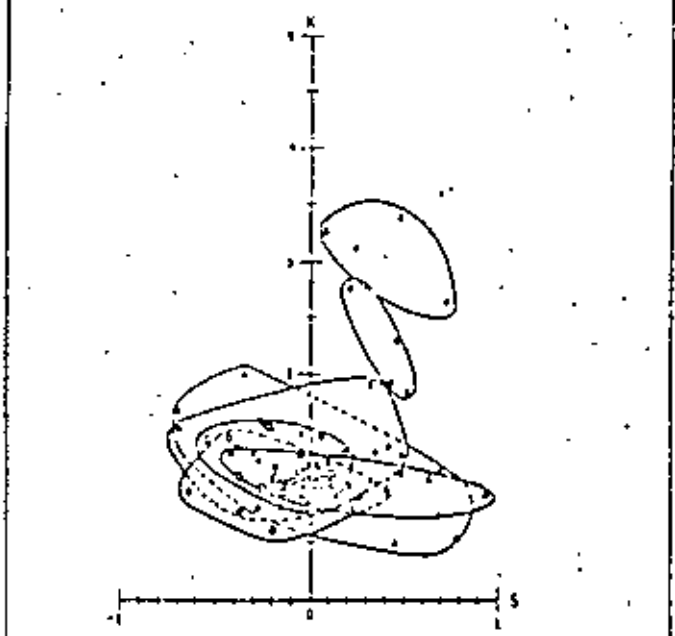
- FLUVIAL
- ▲ LAGUNAR DELTAICO
- △ LAGUNAR
- DUNA
- ◻ PLATA-BARRERA

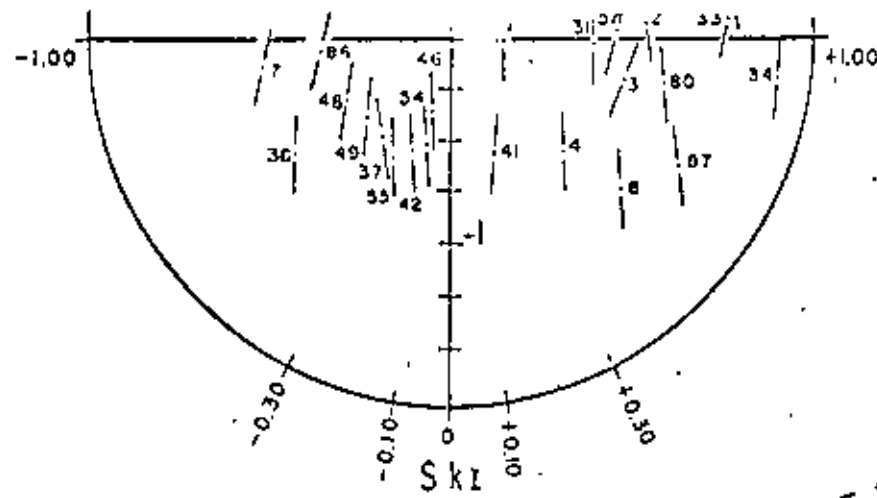
e



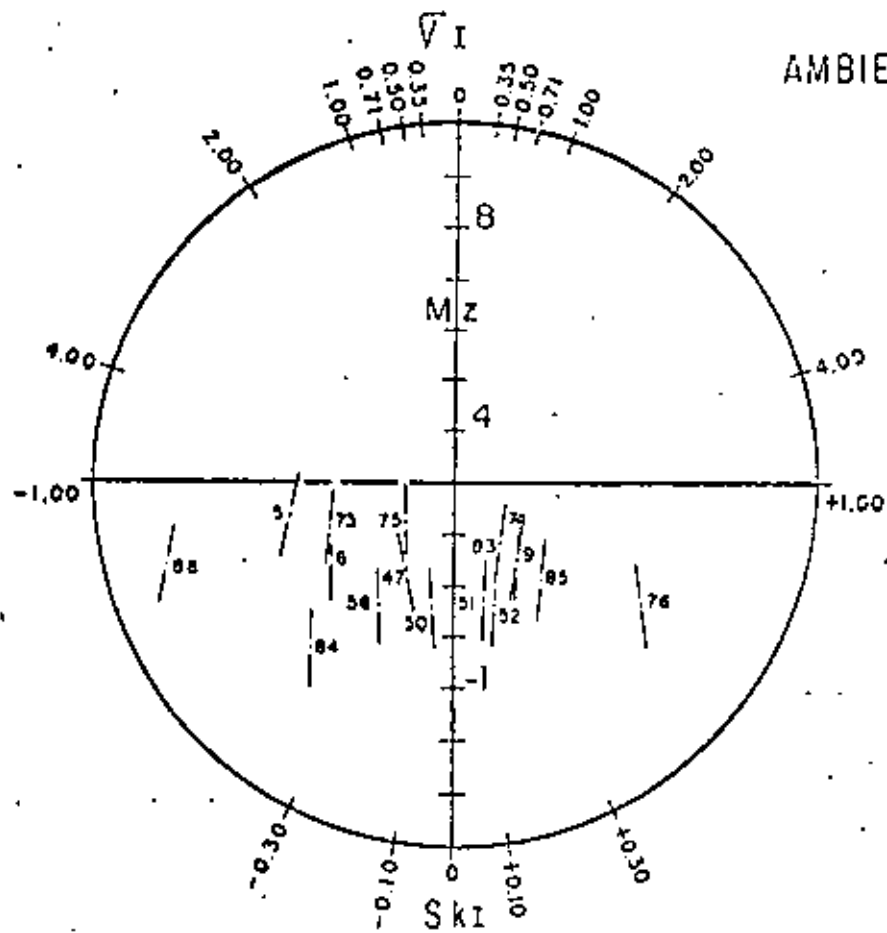
- FLUVIAL
- ▲ LAGUNAR DELTAICO
- △ LAGUNAR
- DUNA
- ◻ PLATA-BARRERA

f

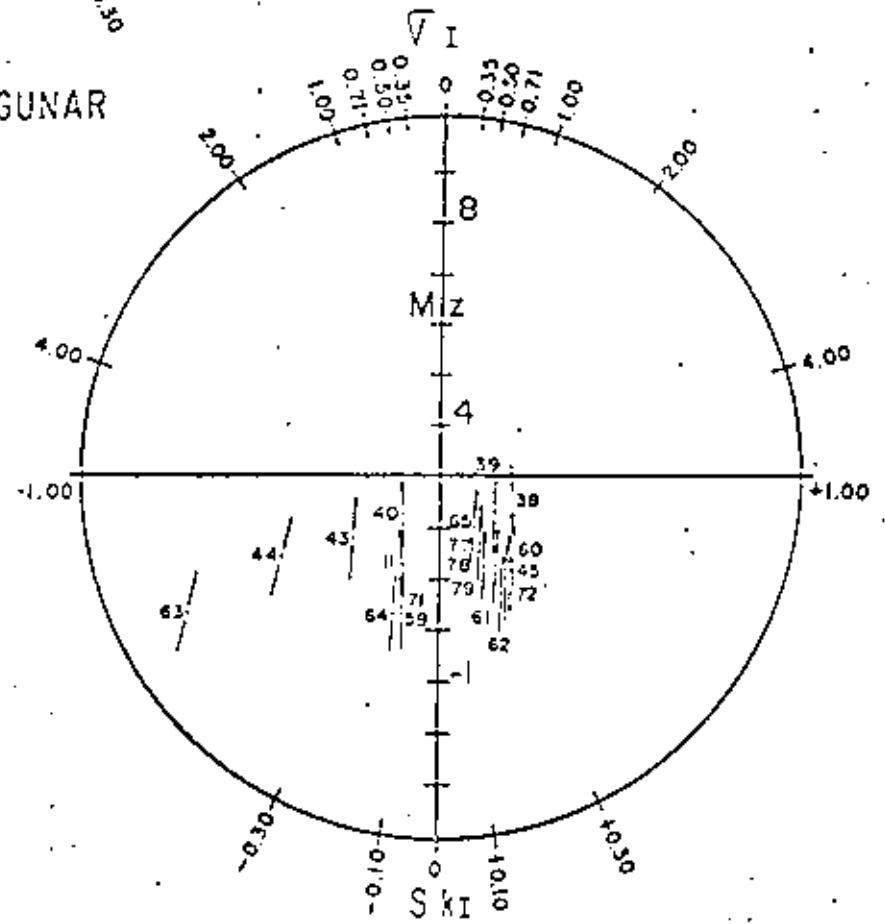




AMBIENTE LAGUNAR

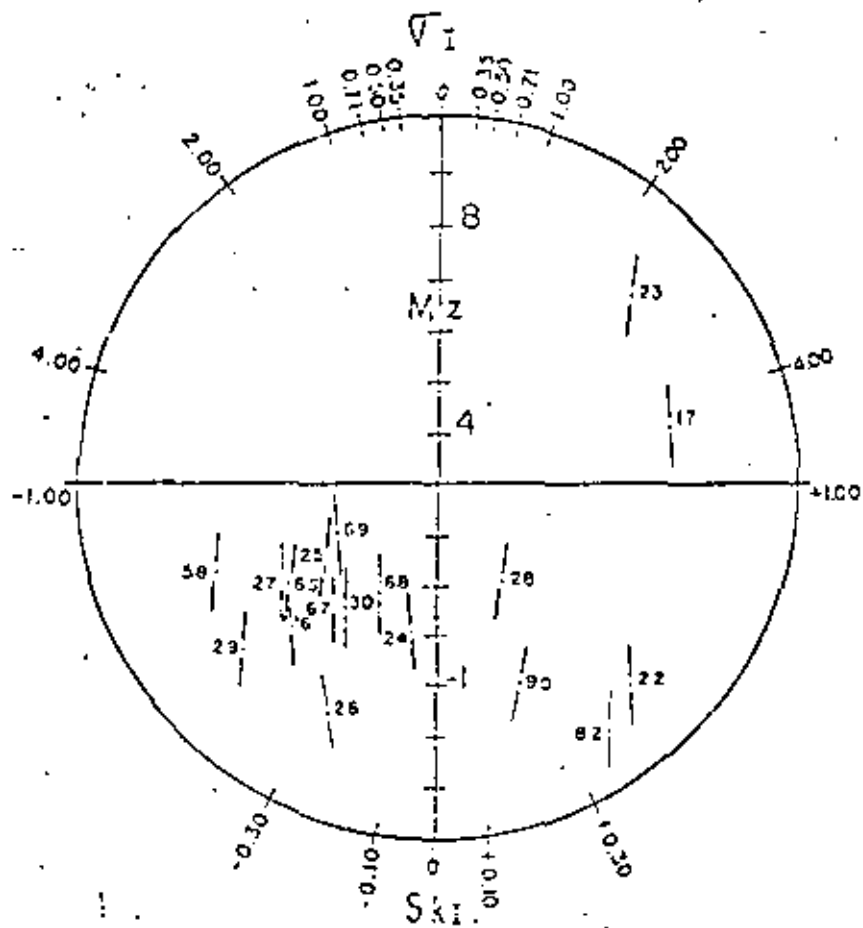


AMBIENTE DE DUNA

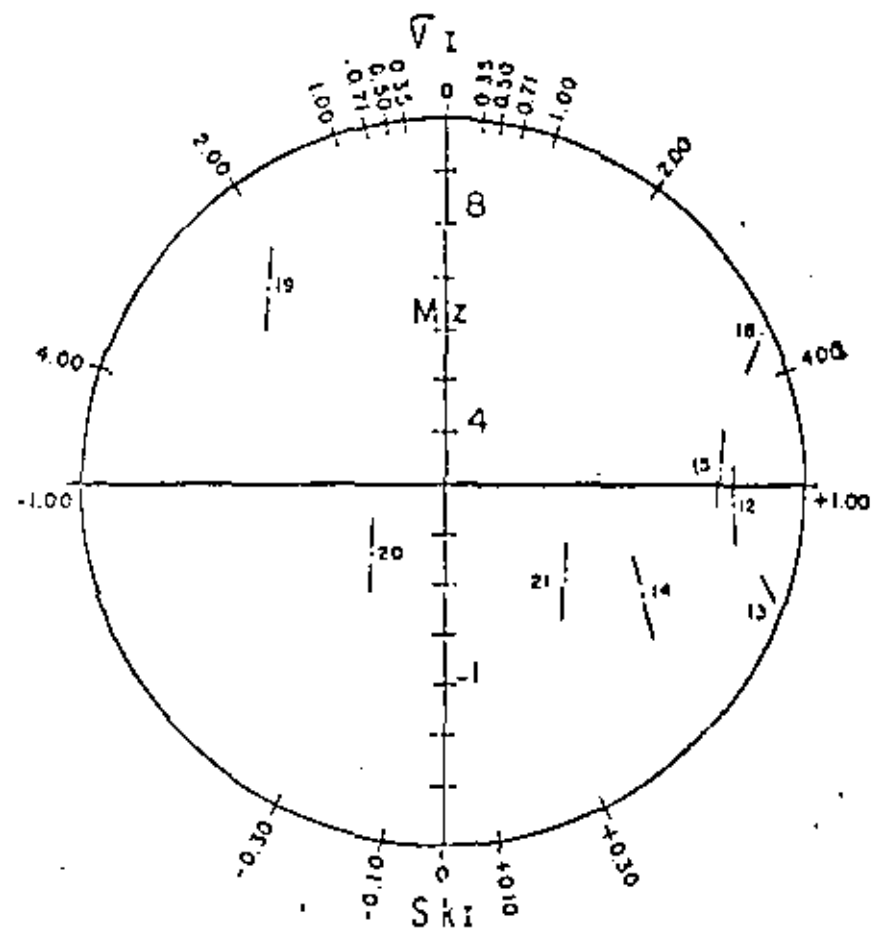


AMBIENTE DE PLAYA-BARRERA

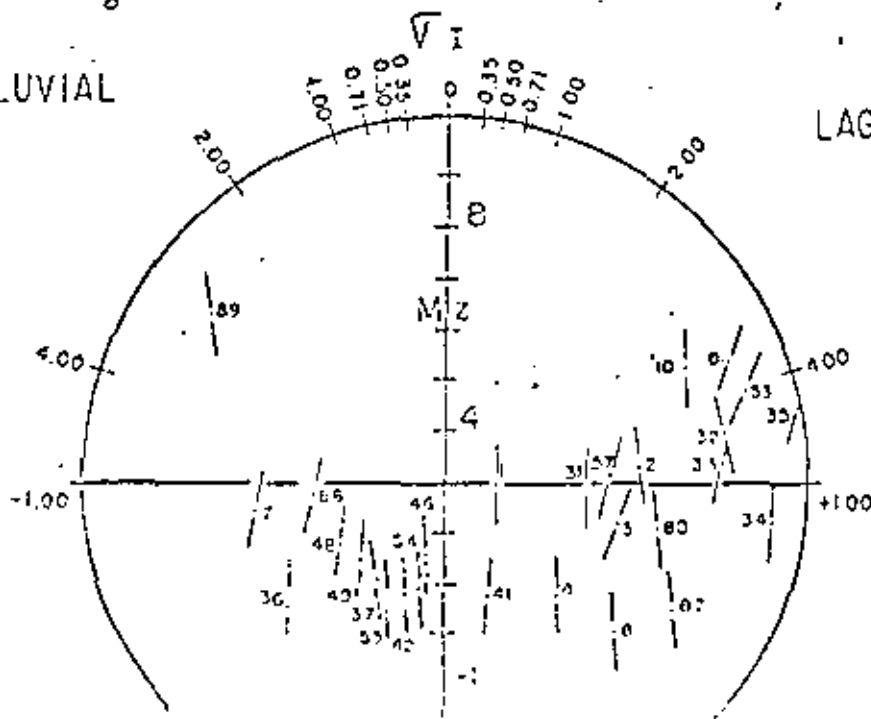
Fig. 13. Tamaño, clasificación y asimetría de los sedimentos.



AMBIENTE FLUVIAL



AMBIENTE LAGUNAR DELTAICO



terciarios. En una menor proporción se encuentran sedimentos plaiocénicos y muy plaiocénicos. El valor de erosión no refleja ningún patrón característico en particular.

Por otro lado, la distribución porcentual de tamaños presenta casi exclusivamente tamaños del rango de arenas, debido a que este ambiente es buen seleccionador de sedimentos por tamaño en un rango estrecho.

El tamaño gráfico promedio se concentra preferentemente en las clases de arena media y arena gruesa, presentando valores menos abundantes en arena fina y arena muy gruesa, con una tendencia a presentar tamaños relativamente más grandes en las interdunas y en las dunas estabilizadas y más finos en dunas activas y la parte alta de las dunas, ya que en estos últimos casos el viento presenta una mayor capacidad de transporte de partículas finas.

En las dunas el carácter modal varía desde trimodal (muestra 47) hasta unimodal, siendo más abundante este último. La moda no parece ser un atributo importante, probablemente porque el área se ve afectada por fuertes vientos que en un momento dado pueden incluso contaminar con sedimentos finos a las dunas estabilizadas.

En contraste, la madurez textural constituye un parámetro de menor variabilidad, distinguiendo e como muy abundantes los sedimentos subadultos y sólo las muestras 50, 51 y 52 resultan ser supermaduras quizá por estar localizadas en dunas protegidas por arbustos que funcionan como una barrera contra la acción del viento.

Las estructuras son principalmente laminadas, así como cruzadas y aún horizontales y sólo la duna longitudinal estabilizada representada por las muestras 83, 81 y 85 exhibe una estratificación gradual posiblemente por una destrucción de la estructura por procesos edáficos, ya que las raíces de los vegetales producen mezcla del sedimento. En la superficie de algunas dunas activas se desarrollan rizaduras por viento (Láms. 8a y 10b). En mayor escala, se ofrece un buen afloramiento de estratificación entrecruzada (Lám. 7a) en un corte longitudinal en la zona de dunas activas al norte de San Mateo de Mar.

## PLAYA-TARRERA

En orden decreciente de abundancia los sedimentos de este ambiente están constituidos por sublitarénitas, litarenitas feldespáticas, litarenitas y feldarenitas líticas.

En las cercanías de Salina Cruz (Láms. 9b, 11a, 11b) y en la Bahía La Ventosa (muestras 11, 65, 71 y 72) se encuentran sublitarénitas, mientras que en las inmediaciones de la desembocadura del Río Tehuantepec, representada por transporte litoral de sedimentos, la composición varía notablemente a litarenitas, litarenitas feldespáticas y sublitarénitas, reflejando que el aporte de sedimentos es por medios fluviales. Unos 40 km al este de la desembocadura del Río Tehuantepec los sedimentos de la línea de playa son nuevamente sublitarénitas, haciendo suponer un transporte litoral más importante en dirección oeste-este, lo cual es apoyado por Cronwell (1975), así como por el ángulo de refracción de olas como se puede apreciar en fotografías aéreas. En esta región la zona de tormentas presenta una disminución relativa en el contenido de cuarzo y feldespatos y no hay una correspondencia particular entre la composición del sedimento y el color, siendo éste principalmente café y gris y en menor abundancia gris verdoso, café verdoso, verde y gris amarillento.

La clasificación de los sedimentos es en conjunto buena, variando específicamente y en orden decreciente de abundancia de moderadamente bien clasificado hasta muy bien clasificado.

La muestra 65 está mal clasificada, debido a la influencia del Río Tehuantepec, al igual que la muestra 61 que al ser muy bien clasificada se sale del patrón de las demás muestras que se encuentran muy próximas a la línea de playa, las cuales son moderadamente bien clasificadas.

A pesar de existir sedimentos que en mayor o menor grado tienen asimetría hacia tamaños gruesos y finos, es notable la preferencia que muestran por ser casi simétricos.

La muestra 43 es asimétrica hacia los gruesos y la 44 muy asimétrica hacia los gruesos, probablemente debido a la fuerte pendiente que tiene la oroteplya, lo que permite el lava-

do de material fino. También la muestra 63 es muy asimétrica hacia tamaños gruesos, lo cual en este caso se puede explicar por la influencia del material del Río Tehuantepec.

Los sedimentos que se encuentran en la línea de playa son casi simétricos con excepción de la muestra 45 ya discutida.

Los sedimentos son principalmente mesocórticos y en menor grado leptocórticos. Sólo la muestra 62 es platocórtica a pesar de ser casi simétrica y moderadamente bien clasificada, lo que permite considerar que este parámetro carece de importancia en el análisis sedimentológico, ya que además no refleja una distribución regional particular.

La casi totalidad de los sedimentos está constituida de acuerdo con la distribución porcentual de tamaños por arenas, con tamaños gráficos promedio dentro del rango de arena gruesa, media y fina.

En cuanto a la moda, los sedimentos exhiben un carácter esencialmente unimodal, con excepción de la muestra 73, que siendo bimodal permite suponer la influencia del Río Tehuantepec. El hecho de encontrar que los sedi-

mentos sean unimodales refleja que el ambiente de playa-barrera es bastante efectivo según esta característica.

La gran mayoría de los sedimentos son texturalmente submaduros y solo algunos son supermaduros y están asociados con la boca de San Francisco (Fig. 8) donde existe localmente un retrabajo más acelerado de las partículas que constituyen el sedimento. El hecho de encontrar una madurez textural relativamente pobre en este ambiente, hace suponer que la zona capta un suministro alto de material.

En las trincheras excavadas se encuentran especialmente estructuras laminadas horizontales (Lám. 4b) formadas por una alternancia de transporte, creando este tipo de laminaciones. El hecho de encontrar estructura masiva en el área de las muestras 59, 60, 63 y 64, tal vez corresponda a una afectación notable del ambiente fluvial inherente al Río Tehuantepec.

Finalmente, en la postplaya de Santa María del Mar (Láms. 10a y 10b) se aprecian rizaduras paralelas a la línea de costa como un reflejo de la acción del viento.

## ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS AMBIENTES SEDIMENTARIOS

### POR COMPOSICIÓN

La composición de los sedimentos refleja el tipo de roca de la cual provienen (Folk, 1974; Pettijohn, 1977) y a la vez son sensibles al ambiente de depósito y por ello se hace una comparación entre ellos con los diferentes ambientes que los contienen.

El ambiente fluvial y el lagunar deltáico, presentan un contenido de cuarzo menor al 75%, lo que se puede explicar por la inmadurez de los sedimentos debido principalmente a que la alteración de feldespatos es relativamente lenta, y además a una incipiente disgregación mecánica de los fragmentos de roca. Los sedimentos contenidos en estos dos ambientes se traslapan en los sectores de litarenita y litarenita feldespática (Fig. 12) siendo este último más abundante en el fluvial que en el lagunar deltáico, lo cual se puede explicar por una ma-

yor descomposición de feldespatos en este último ambiente.

En el ambiente lagunar la composición mineralógica de los sedimentos es la más variable (Fig. 16), y los sectores cubiertos por este ambiente se traslapan notablemente con los de los demás ambientes estudiados. Por esta razón no se cree que la composición mineralógica de los sedimentos pueda considerarse como indicativo del ambiente lagunar, a no ser en el sentido de que en dicho ambiente es posible cualquier tipo de composición, dado el gran número de clases mineralógicas encontradas.

Si se compara el ambiente de lama con los demás, se ve que presenta la mayor restricción en cuanto a composición, con la mayor incidencia (Fig. 12) en los sectores correspondientes a sublitarenitas y subfeldarenitas. Esto hace suponer que la composición puede ser un atributo útil en la interpretación de este ambiente, ya que el agente eólico no permite el traspor-

re de fragmentos de roca al grado de ser constituyentes importantes.

El ambiente de playabarrera en cierta forma se puede comparar con el lagunar, por lo que a la diversidad de clases corresponde pero no en cuanto al rango de variación ya que existe una restricción mayor en el de playabarrera, que al estar afectado por el oleaje presenta una mejor selección mineralógica. El color del sedimento se relaciona con la composición mineralógica (Pettijohn, 1977). El uso de este parámetro es útil sólo en el caso de sedimentos recientes, ya que el color puede sufrir fuertes variaciones por procesos diagenéticos (Selley, 1976). En los ambientes estudiados sólo el de dunas presenta color café en todas las muestras, lo que se relaciona con la presencia de feblespatos que le imparten dicho color. Solamente se encontraron sedimentos negros en el ambiente lagunar, que además presenta una mayor variación en la coloración.

Las probabilidades de encontrar el color como un índice ambiental son bajas y solamente se puede suponer que los sedimentos negros tienen una mayor probabilidad de corresponder con ambientes lagunares, debido a la reducción de la materia orgánica.

#### POR TEXTURA

Los parámetros texturales han sido ampliamente utilizados en el reconocimiento de ambientes sedimentarios (Visher, 1969; Friedman, 1961; Pettijohn, 1977, entre otros). Con el objeto de ver si algún atributo es sensible a un ambiente en particular se comparan aquí los diferentes ambientes estudiados.

En la figura 16 se muestra la distribución porcentual de tamaños en la que se aprecia a primera vista la tendencia elevada que tienen las dunas y las playabarrera a concentrar tamaños de arena, en contraste con los ambientes restantes. El fluvial, por ser un medio en el que predomina la tracción y la colmatación, es abundante en arenas y gravas; en tanto que el lagunar deltáico y el lagunar son similares entre sí, reflejando principalmente arenas y fracciones más finas, seguramente por ser factores impor-

tales los procesos de saltación y de suspensión (Visher, 1969).

El carácter modal del tamaño de los sedimentos se ilustra en la figura 13, en donde se aprecia la preferencia de los sedimentos de playabarrera a ser unimodales en contraste con los demás ambientes, donde es frecuente observar más de una clase modal. El hecho de tener más de una moda, además de complicar el análisis de los parámetros estadísticos puede deberse a la combinación de transporte por suspensión y por arrastre o a la atracción de ciertos tamaños de granos en algunos materiales de aporte. La moda está controlada, en parte, por la competencia promedio del medio de depósito (Pettijohn, Potter y Siever, 1972), lo cual explica la unimodalidad de los sedimentos de playabarrera que están afectados por la alta competencia derivada de la energía del oleaje (Lóms, 19a y 11b).

El tamaño gráfico promedio es la mejor medida de la tendencia central de los tamaños (Folk, 1966). En los ambientes estudiados se aprecia (Tabla 1, Fig. 17) que las dunas y las playabarrera son muy similares en su tamaño gráfico promedio, siendo el de arena media el dominante, mientras que en los demás ambientes existe un mayor rango de variación de tamaños, siendo semejantes tanto a las fracciones lagunares deltáicas y lagunares. Los sedimentos de río presentan similitud con los lagunares deltáicos en la distribución correspondiente al rango de arena gruesa y arena media, pero se distinguen por presentar tamaños más gruesos. El tamaño gráfico promedio como atributo, se comporta parecido a la distribución porcentual de tamaños (Fig. 16) y puede, en igual forma, ser índice de la efectividad de selección por tamaños en cada ambiente, la cual está en relación con la unimodalidad de la energía presente y en parte también a la interacción entre ambientes sedimentarios.

La desviación estándar gráfica inclusiva (Folk y Ward, 1957), es una medida de la clasificación del sedimento y representa la dispersión, la cual depende principalmente de las fluctuaciones de velocidad en el ambiente de depósito, del arribo de partículas que tienen más de una moda y del muestreo en más de una moda y del muestreo en más de una unidad de

sedimentación (Petrijohn, Potter y Siever, 1972). Las muestras mejor clasificadas son las de playa-barrera, disminuyendo su clasificación las demás en el siguiente orden: dunas, fluviales, lagunares deltáicos y lagunares. Las lagunares son las más mal clasificadas en lo general, lo que se explica por ser un ambiente donde hay una gran influencia con los demás medios. Este atributo parece ser bastante sensible al ambiente de depósito.

La asimetría se ha utilizado como indicador del ambiente de depósito (Awasthi, 1970; Valia y Cameron, 1977; Amaral y Pryor, 1977, entre otros) aunque Mason y Folk (1958) encuentran que en la Isla Mustang, en Texas, los sedimentos de duna son de asimetría positiva, mientras que en la zona de estudio se aprecia que las dunas son simétricas o de asimetría negativa (Fig. 16) y sólo en pocas muestras son de asimetría positiva. En el ambiente de playa-barrera la tendencia principal es hacia la simetría, no obstante se pueden encontrar materiales con exceso de finos y de gruesos. Posiblemente el factor de asimetría sea útil en la interpretación de influencia de ambientes entre sí, como es el caso del lagunar deltáico, que presenta asimetría hacia gruesos (influencia fluvial) y entre todos los ambientes, es el único que tiene sedimentos simétricos ausentes. Los valores de asimetría son parecidos entre lagunar y lagunar deltáico; esto es, exhiben una mayor asimetría hacia finos, en tanto que los fluviales son más asimétricos hacia gruesos, posiblemente por su abundancia en fragmentos de roca y menor contaminación de finos, los cuales se encuentran principalmente en tránsito.

La entosis como atributo sedimentológico es quizá de poca utilidad (Petrijohn, 1975). Esto parece cumplirse para las muestras estudiadas, cuyos valores de entosis son poco sensibles, excepto los de playa-barrera, que muestran poca variación y una notoria tendencia a ser mesocúrticos, aproximándose a una distribución normal de tamaños, lo cual en cierta medida se puede correlacionar con su clasificación, que es moderadamente bien clasificada principalmente. De los demás ambientes conviene resaltar al lagunar, que presenta cualquier tipo de posibilidad en cuanto a entosis (Fig. 16). Se sugiere (Molina y Weiser, 1968;

Folk, 1959) la correlación de parámetros texturales, con objeto de evaluar su sensibilidad hacia los ambientes sedimentarios de depósito. Para ello se ilustran gráficamente todas las posibilidades de comparación entre tamaño gráfico promedio, clasificación (desviación estándar gráfica inclusiva), asimetría y entosis (Figs. 11a, 11b, 11c, 11d, 11e y 11f). Del análisis de estas gráficas se desprende que los ambientes se discriminan cuando se considera, en uno de los ejes, el tamaño gráfico promedio (Figs. 11a, 11b y 11c) y en el otro, en orden de creciente la clasificación, la simetría y la entosis. En definitiva, se logran las mejores discriminaciones utilizando como parámetros el tamaño, la clasificación y la asimetría. Aplicando el diagrama circular utilizado por Aguayo *et al.* (1978), se vertieron en la figura 13, dichos parámetros. De esta forma se tiene una idea rápida del comportamiento de los sedimentos recolectados en los diferentes ambientes, de acuerdo con los tres parámetros estadísticos que parecen ser los más indicativos. Analizando esta figura se desprende que el ambiente más entático es el lagunar, por recibir la influencia de los demás ambientes y por presentar mayor heterogeneidad en los procesos que allí se llevan a cabo. Los sedimentos lagunares contrastan fuertemente con los de playa-barrera que están más próximos al eje de las ordenadas y además tienden a ser paralelos al mismo, lo cual hace resaltar su preferencia hacia una buena clasificación y hacia una baja asimetría. Esto es razonable porque el oleaje impone con su energía y persistencia, una buena selección al sedimento. A pesar de ello se observa que las muestras 45, 41 y 67 se salen del patrón general; ésto se explica porque la muestra 67 sufre una fuerte influencia del Río Tehuantepec y las 43 y 41 son afectadas por fuertes variaciones del canal lagunar, al cual se pueden asociar.

El ambiente de dunas litorales se localiza en una franja angosta paralela al eje de las abscisas, reflejando, al igual que el ambiente de playa-barrera, una buena selección por tamaños, solo en que en este caso se destaca rápidamente una selección un tanto menor.

No obstante que en el ambiente lagunar deltáico se tomaron únicamente 8 muestras, son suficientes para decir que sus sedimentos se dis-



MUY MAL CLASIFICADO						
Mal CLASIFICADO						
MODERADAMENTE CLASIFICADO						
MODERADAMENTE BIEN CLASIFICADO						
BIEN CLASIFICADO						
MUY BIEN CLASIFICADO						
<b>ASIMETRIA</b>						
MUY ASIMETRICO HACIA FINOS						
ASIMETRICO HACIA FINOS						
CASI SIMETRICO						
ASIMETRICO HACIA GRUESOS						
MUY ASIMETRICO HACIA GRUESOS						
<b>CURTOSIS</b>						
MUY PLATICURTICO						
PLATICURTICO						
MESOCURTICO						
LEPTOCURTICO						
MUY LEPTOCURTICO						
EXTREMADAMENTE LEPTOCURTICO						
<b>MADUREZ TEXTURAL</b>						
INMADURO						
SUBMADURO						
MADURO						
SUPERMADURO						
<b>ESTRUCTURAS SEDIMENTARIAS PRIMARIAS</b>						
MASIVA						
LIGERAMENTE LAMINAR						
LAMINACION HORIZONTAL						
LAMINACION CRUZADA						
GRADUAL						

Fig. 16. Síntesis de características de los sedimentos en los ambientes de depósito.

COLOR IN SITU

CAP.						
GRIS *						
NEGRO						
GRIS VERDOSO						
OTROS (CAFE VERDOSO, VERDE Y GRIS AMARILLENTO)						

DISTRIBUCION PORCENTUAL DE TAMAÑOS

GRAVA						
ARENA						
LIMO						
ARCILLA						

CARACTER MODAL

UNIMODAL						
BIMODAL						
TRIMODAL						
POLIMODAL						

TAMAÑO GRAFICO PROMEDIO

GRANULO						
ARENA MUY GRUESA						
ARENA GRUESA						
ARENA MEDIA						
ARENA FINA						
ARENA MUY FINA						
LIMO GRUESO						
LIMO MEDIO						
LIMO FINO						

COEFICIENTE DE CLASIFICACION

EXTREMADAMENTE MAL CLASIFICADO						
MUY MAL CLASIFICADO						
MAL CLASIFICADO						
MODERADAMENTE CLASIFICADO						
MODERADAMENTE BIEN CLASIFICADO						
BIEN CLASIFICADO						
MUY BIEN CLASIFICADO						

ASIMETRIA

CARACTERISTICAS DE LOS SEDIMENTOS	ACCIENTES DE DEPOSITO				
	FLUVIAL	LAGUNAR DELTAICO	LAGUNAR	DUNA	PLAYA BARRERA
COMPOSICION					
CUARZO GRAVITA POLIMICTICA					
PEGMAGRAVITA					
CUARZO GRAVITA					
LITARENITA					
LITARENITA FELDSPATICA					
FELDSARENITA LITICA					
SUB-LITARENITA					
SUB-FELDSARENITA					
LIMO SUB-LITARENITICO					
LODO LITARENITICO FELDSPATICO					
LODO SUB-LITARENITICO					
COLOR IN SITU					
CAFE					
GRIS					
NEGRO					
GRIS VERDOSO					
OTROS (CAFE VERDOSO, VERDE Y GRIS AMARILLENCO)					
DISTRIBUCION PORCENTUAL DE TAMAÑOS					
GRAVA					
ARENA					
LIMO					
ARCILLA					
CARACTER MODAL					
UNIMODAL					
BIMODAL					
TRIMODAL					
POLIMODAL					
TAMAÑO GRAFICO PROMEDIO					
GRANULO					
ARENA MUY GRUESA					
ARENA GRUESA					

pesan mucho en cuanto a los parámetros se refiere, siendo explicable por tratarse de una zona donde se mezcla notablemente la influencia lagunar y la fluvial.

En cuanto a las muestras de río, es notorio que los sedimentos 17 y 23 se separan textualmente de las restantes (esto se debe a que fueron las únicas del ambiente fluvial tomadas en las paredes del cauce, en tanto que las restantes se colectaron en el lecho del cauce, siendo entonces de tamaños más gruesos que en los demás ambientes. Por lo demás este ambiente presenta gran variación en los valores de asimetría y de clasificación textural.

En relación a la madurez textural, definida por Folk (1954) como el grado con el cual la arena está libre de arcilla intersticial y está bien clasificada y bien redondeada, se supone que está controlada por el ambiente (Pettijohn, Potter y Siever, 1972). En los ambientes estudiados se observa que en todos, la preferencia es hacia una fase submadura (Fig. 16). Únicamente en algunos sedimentos de playa-barrera, dunas y lagunas, se alcanza la fase supermadura y solamente en los ambientes fluvial, lagunar deltáico y lagunar, se detecta la fase inmadura. En un plano comparativo y más específico, se puede establecer de acuerdo con este atributo, que en un momento dado los sedimentos de duna y de playa-barrera pueden alcanzar intensa abrasión y clasificación, mientras que eventualmente los ríos, deltas lagunares y lagunas, están afectados por un depósito rápido o por corrientes débiles, disipando su energía una vez que el sedimento ha sido depositado.

#### FOR ESTRUCTURAS

La clasificación de las estructuras sedimentarias primarias propuesta por Pettijohn y Potter (1961) es apropiada, porque además de ser un esquema simple, la mayoría de las estructuras se pueden ubicar dentro de sus cuatro grupos principales: 1) formas externas de la estratificación, 2) ordenamiento interno y estructura de la estratificación, 3) marcas e irregularidades en los planos de estratificación y 4) deformaciones y perturbaciones en la estratificación. Las estructuras observadas en la zona de estu-

dio se localizan principalmente en el segundo grupo. No obstante, se apreciaron algunas estructuras que se ubican en el tercer grupo.

En la figura 16, se señalan únicamente las estructuras que están dentro del segundo grupo, las cuales se detectaron mediante la excavación de trincheras. Los sedimentos fluviales y lagunares deltáicos son similares al presentar un ordenamiento masivo y en menor grado laminaciones horizontales. Estas últimas están presentes cuando los sedimentos no están afectados por corrientes fuertes y pueden indicar una interrupción del flujo (Solley, 1976). Las laminaciones horizontales se pueden encontrar en diferentes ambientes (Reineck y Singh, 1975) como sucede en la zona de estudio. Parece que existe cierta correlación entre el ordenamiento masivo u homogéneo y la clasificación baja de textada en los sedimentos fluviales y lagunares deltáicos; no obstante, también se puede deber a una sedimentación rápida.

Resalta claramente en la figura 16 que los sedimentos lagunares pueden presentar en la estructura, varios tipos de ordenamiento interno, recordándose más abundante la estratificación gradual como producto de depósito a partir de una suspensión, en la cual se llevan diferentes tamaños que se sedimentan a diferentes velocidades (Reineck y Singh, 1975).

Entre todos los ambientes estudiados el de dunas sobresale por presentar laminación cruzada formada durante el depósito y con ángulos de reposo que sobrepasan los 30° (Linn, 1966). Dunas con ángulos de reposo tan fuertes han sido descritas por Bigarella (1972). Sin embargo se puede alterar bastante la laminación cruzada generada por vales, apreciándose difícilmente su carácter laminar, e incluso se transforma en pequeña escala, en estratificación gradual, como en el caso de dunas estabilizadas por vegetales. En las interdunas, también a pequeña escala, se puede perder el carácter de laminación cruzada, comportándose aparentemente como laminación horizontal.

Por último, los sedimentos colectados en playa-barrera se distinguen principalmente por su laminación horizontal, lo cual es común en este ambiente (Reineck y Singh, 1975; Clifton, 1976); y se debe principalmente a depósitos rítmicos por tracción, reflejando variaciones en la ener-

gía del oleaje, las cuales pueden ser estacionales o por tormentas (Owens, 1977). El encontrar algunas estructuras masivas en este ambiente es explicable cuando se tiene una interac-

ción heterogénea con otro ambiente, tal es el caso del Río Tehuantepec en su desembocadura.

### IMPLICACIONES TECTÓNICAS

Se han publicado trabajos tradicionales en relación al control que la tectónica ejerce sobre la sedimentación (Bertrand, 1897; Kryniac, 1911; Petrijohn, 1913 y Folk, 1969, entre otros), siendo posiblemente Slawetsov (in Folk, 1974) el primero en indicar que las areniscas de cuarzo representan áreas estables o cratónicas, en tanto que las areniscas ricas en feldespatos o fragmentos de roca suponen áreas de actividad tectónica compleja. Por otro lado, Kryniac (1911) considera tres fases tectónicas ligadas al tipo de sedimento: 1) fase de quietud, que origina ortocuarcitas (cuarzo arenitas de Folk, 1974), 2) fase de deformación moderada o fase geosinclinal, productora de "granulitas" (lilarenitas o lirarenitas con fragmentos de rocas metamórficas de acuerdo con Folk (1974), y 3) fase de deformación violenta o fase post-geosinclinal generadora de "arkosas" (feldarenitas de Folk, 1974).

El concepto de tectónica de placas ha dado lugar a un nuevo enfoque de la relación entre la tectónica y la sedimentación (Schwabi, 1971; Wang, 1972; Moore y Curray, 1974; Dickinson, 1974 y Bissel, 1974, entre otros) y Folk (1974) integra los conceptos de la tectónica sedimentaria clásica con la nueva tectónica global.

En la zona de estudio el marco tectónico actual es resultado de la interacción entre la Placa Americana y la Placa de Cocos (Morgan, 1968), esta última pudo originarse hace unos 25 millones de años (Hey, 1977) y penetra bajo la Placa Americana con dirección NNE y con una velocidad de 8 cm/año (Lason y Chase, 1970) produciendo numerosos sismos (Fig. 17) cuya profundidad focal es frecuentemente menor de 60 km (Figueras-Mateo, 1975). Grivel-Piña y Ace-Ugarte (1971) han detectado levantamientos de la corteza, mediante observaciones mareográficas, de 14 cm en Puerto Ángel, Oax. y de 23 cm en Acapulco, Gro. Dichos levantamientos se asocian con la ocurrencia de sismos.

En el sitio de colecta de la muestra 88 (Fig. 7), se encuentra un horizonte que contiene el pelecípodo *Telicanella striata* identificado por A. García Cullas y A. Toledoano Grandón (comunicación personal), fechada en 1170 ± 14 años (J. Stipp, comunicación personal) el cual se halla 7 metros arriba del nivel actual de la Laguna Inferior. Esto puede explicarse por levantamientos de la corteza continental, ya que se supone que la curva del nivel eustático (Belknap y Kraft, 1977) era para esa fecha muy cercana al nivel actual del mar.

La región es de gran complejidad estructural como se aprecia en la figura 17, donde aparecen los lineamientos tomados de la interpretación de la tectónica mexicana de Guzmán-Peña (1976), los cuales en parte sirven de apoyo para unir sistemas que podrían definir zonas de fallas. Este ensayo se presenta esquemáticamente en la figura 17, presentándose un patrón conforme con el propuesto por Dewey (1977).

Es posible que el marco tectónico influya directamente en el curso de los ríos que desembocan en la planicie costera (Fig. 5), cuya dirección varía de NWSW a NESW, desde el Río Tehuantepec hasta el Río Ostuá. Esto podría relacionarse con variaciones en el echno de la Placa de Cocos el cual se incrementa hacia el este (Fig. 18), como se deduce fisiográficamente a partir de la batimetría elaborada por Fisher (1961).

La Cordillera de Tehuantepec representa el límite noroeste de la cuenca de Guatemala y es una cordillera de actividad sísmica ocasional (Mojar y Sykes, 1969) lo que podría explicar un comportamiento diferencial de la Placa de Cocos a partir de esa cordillera, ligándose entonces con una plataforma y una faja costera más amplia al este de Puerto Ángel, Oax. que hacia el oeste. Shor *et al.* (1973) encuentran un vector de alta velocidad al oeste de la

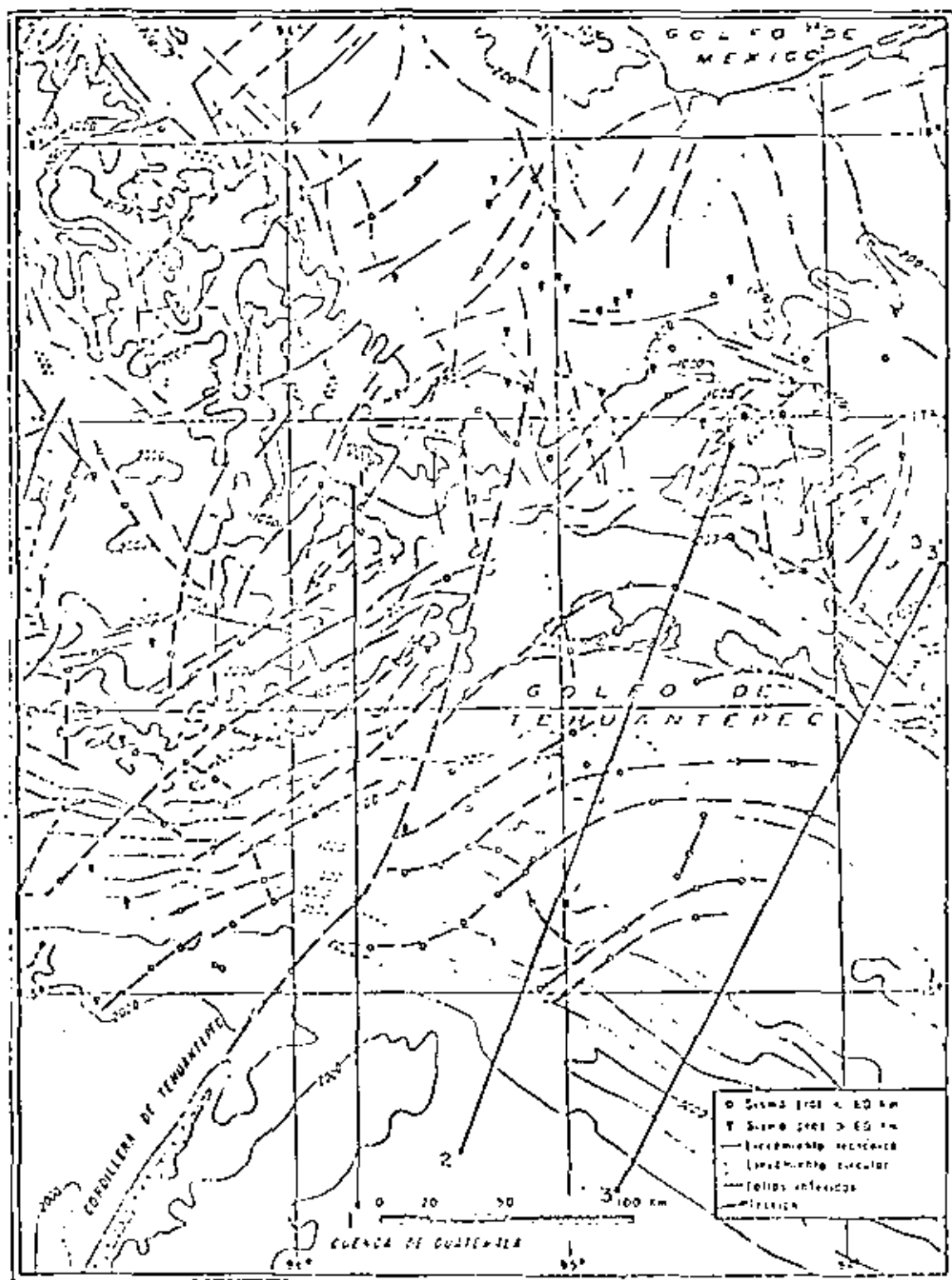


Fig. 17. Esquema tectónico regional.

Cordillera de Tehuantepec con rumbo 029° micántas que en la cuenca de Guatemala es de 053°.

Por otro lado el vulcanismo terciario es principalmente de tipo andesítico y está manifestado en cadenas volcánicas continentales marginales, desarrolladas en la placa continental como resultado de su choque con una placa oceánica.

De acuerdo con Folk (1974) los movimientos de placas producen rocas en superficie de distintos tipos (metamórficas, granitos, andesitas, etc.), las cuales generarán también diferentes tipos de areniscas modificadas por intemperismo, relieve, velocidad de erosión, abrasión o intemperismo durante el transporte y depósito en distintos ambientes. El mismo autor postula una intensa deformación horizontal casi continua cuando una placa continental choca con una oceánica, siendo común encontrar filarenitas o arenitas volcánicas en los sedimentos.

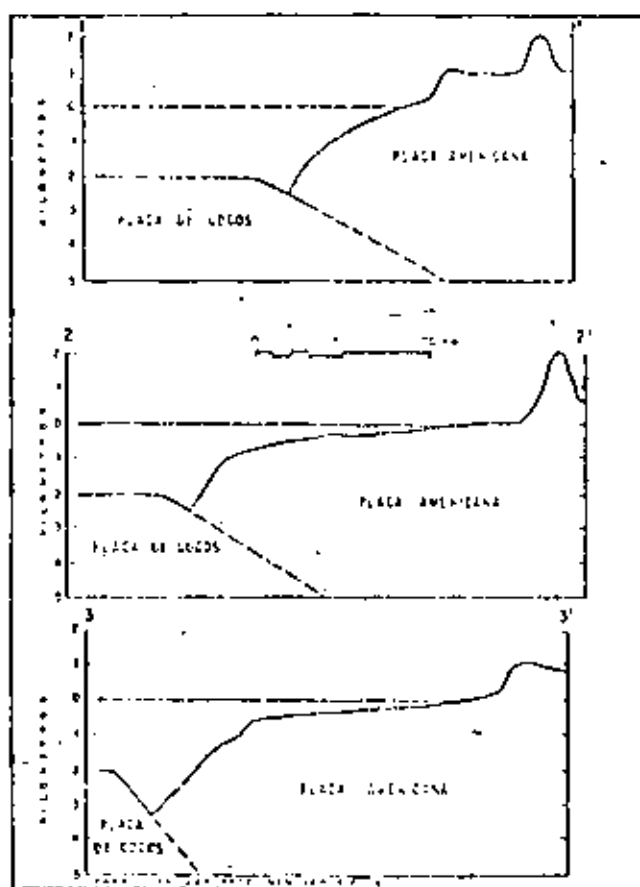


Fig. 18. Choque entre la Placa de Cocos y la Placa Americana.

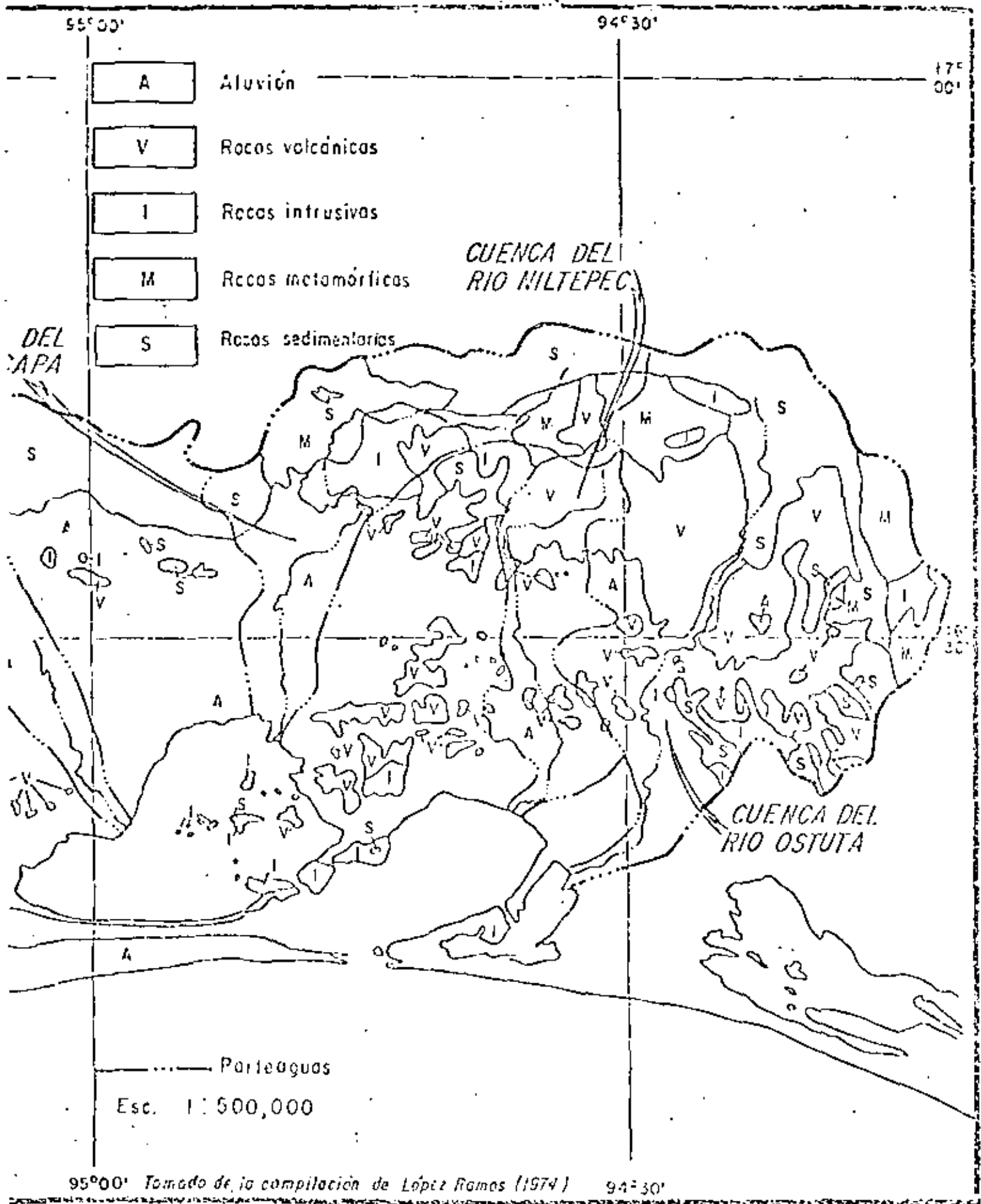
En el área de estudio las litarenitas encontradas son en general de tipo filarenítico, es decir, predominan los fragmentos de roca metamórfica sobre los fragmentos de rocas sedimentarias o volcánicas, aunque éstos últimos ocasionalmente son abundantes.

La exposición de rocas metamórficas en las cuencas (Tabla 1, Fig. 19) es relativamente baja pero los fragmentos de rocas metamórficas son regionalmente los más abundantes, debido a la facilidad con que éstas son tomadas por los agentes de transporte, principalmente el fluvial, incrementado entonces su concentración en relación a los fragmentos de rocas volcánicas y sedimentarias. Estas últimas al disgregarse de su fuente de procedencia llegan a fragmentarse, confundiendo sus minerales con los de depósitos recientes provenientes de otras fuentes.

La madurez textural de los sedimentos, regionalmente se caracteriza por presentar una fase submadura (Fig. 16), la que refleja inestabilidad tectónica (Folk, 1974). Si se consideran como índices tectónicos tanto a la composición mineralógica y a la madurez textural de los sedimentos, se tendrán principalmente filarenitas con madurez baja, lo cual correspondería al caso de una placa oceánica que choca con una placa continental, en nuestro caso la placa de Cocos y la Placa Americana (Fig. 18). Esto se puede interpretar según los conceptos antiguos como "grauvacas" que representan una zona geosinclinal afectada por inestabilidad tectónica.

Comparando en un mismo ambiente, por ejemplo las playas de la zona de estudio con playas sinclocensales de la Bahía de Topolobampo (Phleger y Ayala-Castañares, 1969) se ve que estas últimas son en promedio muy bien clasificadas, mientras que las primeras son moderadamente bien clasificadas. Topolobampo se ubica dentro de una región moderadamente tectónica, perisísmica de acuerdo con Figueroa-Abasco (1970) de mayor estabilidad tectónica que la zona de estudio.

Otro ejemplo sería en las playas de Texas (Folk y Ward, 1973) cuyos sedimentos son de muy bien clasificados a bien clasificados y se encuentran en una zona estable tectónicamente (Juntán y Nordström, 1971). Sería útil contar con una mayor información sobre número





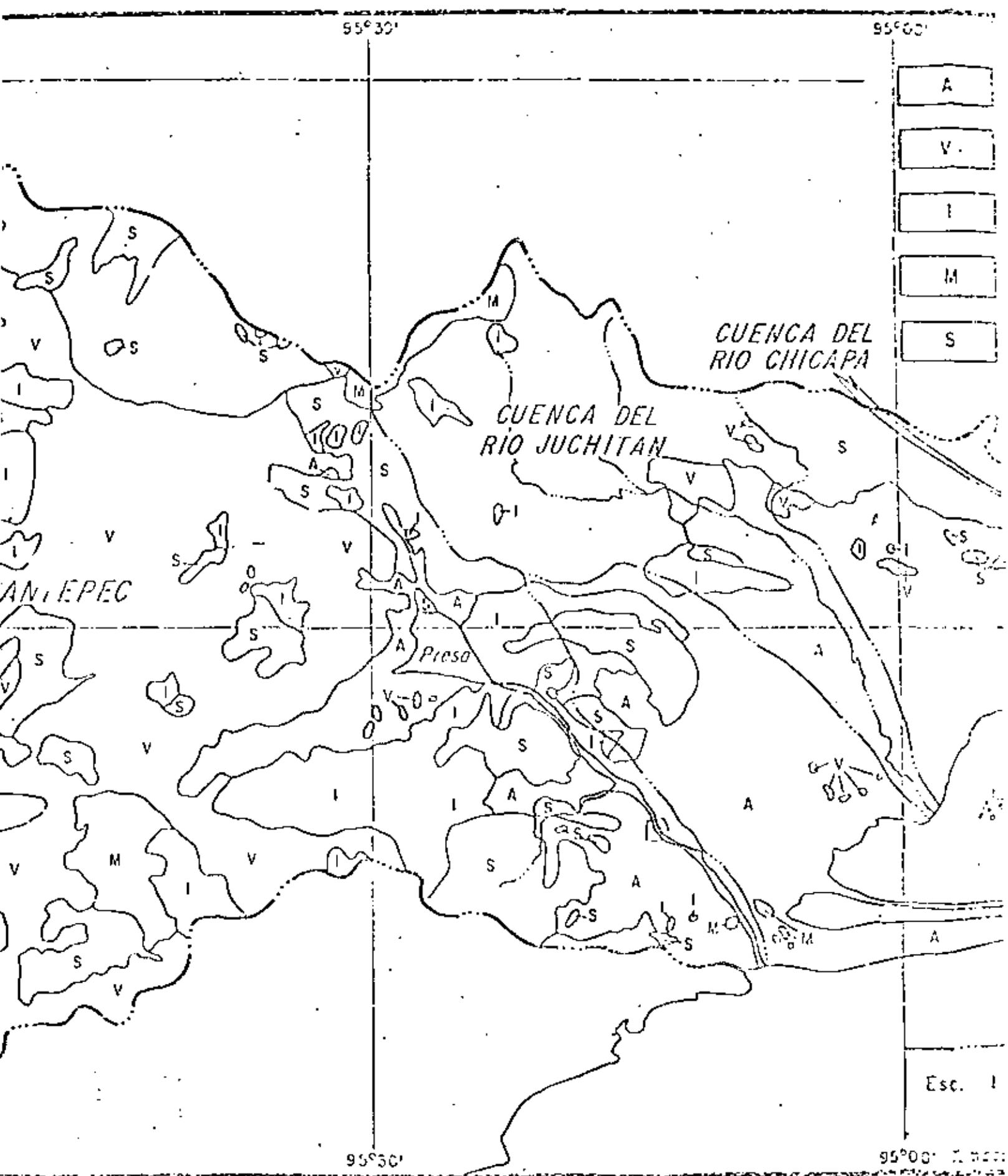
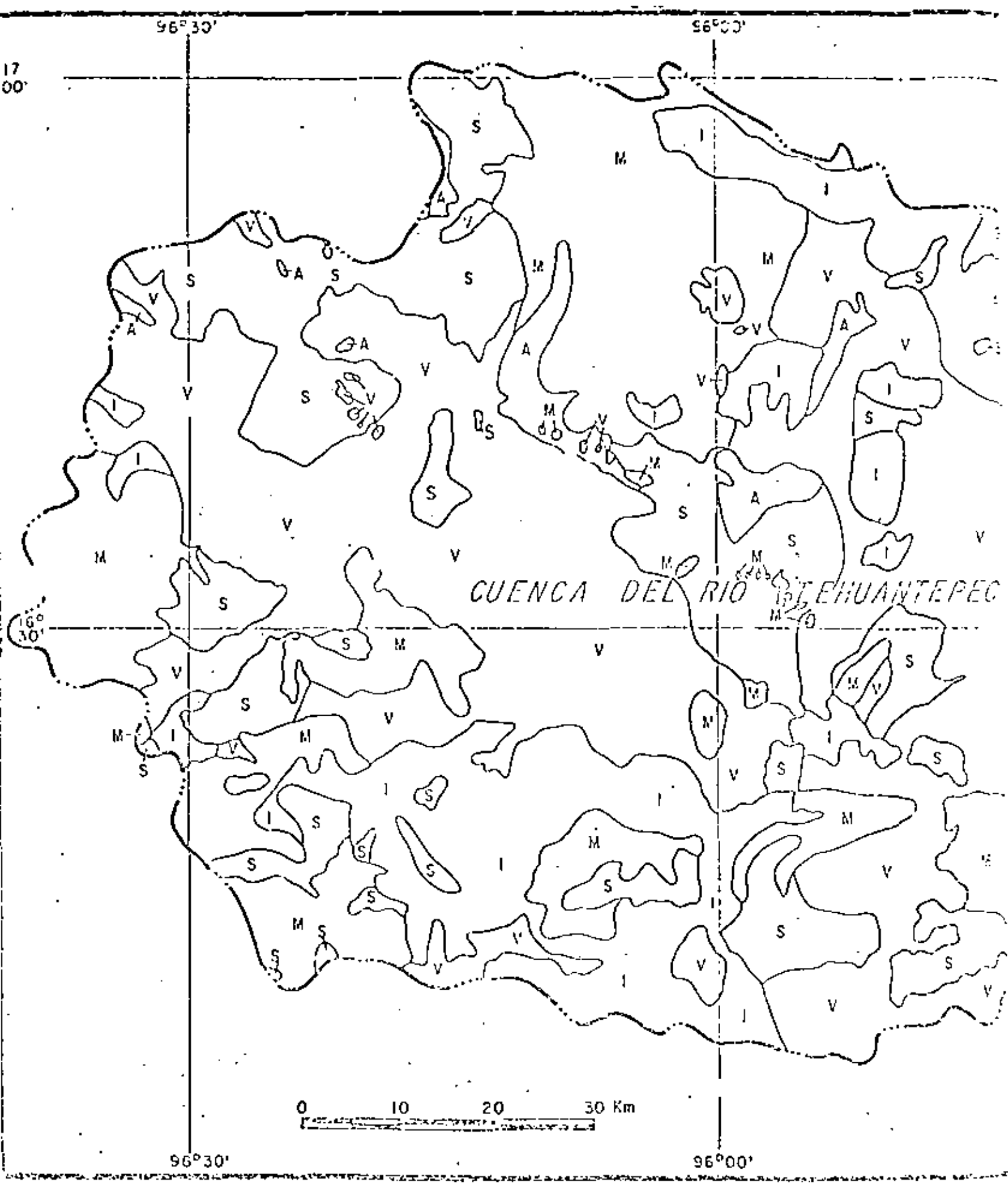


Fig. 10. Bocas que afloran en las distintas cuencas.



logía y madurez textural de sedimentos recientes en ambientes diversos con el objeto de realizar comparaciones dentro de la zona costera mexicana.

De todas las muestras colectadas solamente 7 se ubican mineralógicamente dentro de las subfeldsarenitas y corresponden con ambientes de duna o lagunar afectado eólicamente. Esto hace ver que localmente se presentan variaciones que pueden complicar la interpretación del tectonismo reflejado por los sedimentos, cuando el ambiente de depósito ejerce una influen-

cia importante sobre el sedimento. De acuerdo con la experiencia obtenida en este trabajo se piensa que ciertos ambientes de depósitos son más sensibles al tectonismo regional, por ejemplo: el fluvial, lagunar deltáico y playa-barrera, los cuales en mayor o menor grado contienen litarenitas, litarenitas feldespáticas y sublitarenitas. Esto refleja, que a pesar que los ambientes en sí son maduradores, los factores de proveniencia, transporte y de sedimentación, resultan inmaduros debido a las condiciones tectónicas activas del área.

### IMPLICACIONES ECONÓMICAS

El interés económico de los sedimentos recientes depende del enriquecimiento de minerales concentrados en un ambiente de depósito determinado. Los minerales que son más estables químicamente se preservan durante el intemperismo y al disgregarse y entrar en transporte por lluvias, ríos, olas o vientos, se concentran en los sedimentos llegando a formar depósitos de placer (Park y MacDinnid, 1963).

Entre los minerales pesados, con peso específico mayor de 2.85 (bruciforme líquido), se cuentan entre otros los depósitos de oro de la playa Nome, Alaska; concentraciones de monacita en placeres fluviales y marinos de Brasil (Lindgren, 1933); arenas de playa en la costa atlántica de África Suroeste, de donde se extrae diamante y depósitos ricos en ilmenita, rutilo, circon y magnetita derivadas de complejos metamórficos en la Isla de Ceylán (Mero, 1973).

Como los minerales pesados tienden a concentrarse en las fracciones arenosas de menor tamaño (Folk, 1971) se hizo la separación de los mismos en el rango de arena fina (2 a 5φ) utilizando bromofloro según la técnica descrita por Allan y Lawrence (1972).

En este trabajo únicamente se trata de mostrar el contenido de minerales pesados de los sedimentos de los distintos ambientes. No obstante, se pudo detectar la presencia de biotita, clorita, hornblenda, cumelina, magnetita, muscovita, monacita, circon, hiperstena, olivino, glaucólano, ilmenita y coesita entre otros.

Se observa que en el ambiente fluvial es más común encontrar porcentajes altos de pesados

(Tabla 9) en las proximidades del pie de las sierras, encontrándose el valor más alto en el Río Chicapa (32.51%) mientras que en las paredes de cauce de los Río Juchitán y Chicapa son bajos. Las variaciones altas en el contenido de minerales pesados de un río a otro se puede explicar por provenir de diferentes provincias (Stow, 1939), por variaciones de la composición mineral durante el transporte, en asociación con variaciones en el tamaño de grano (Flores, 1967), e incluso por variaciones climáticas que afectan el intemperismo de los minerales que pueden provenir de una misma provincia (Féls, 1971). La variación en la concentración de pesados es ocasionalmente grande como sucede con las muestras 29 y 30 (32.51% y 15.16%) tan próximas entre sí (Figs. 7 y 8). En el ambiente lagunar deltáico hay también fuerte variabilidad en el volumen de minerales pesados, encontrándose valores máximos de 23.91% (muestra 21) y mínimos de 1.22% (muestra 13). Este se debe especialmente a la interacción entre el ambiente fluvial y el lagunar, en este último las concentraciones son bajas (Tabla 9) y sólo se incrementan cuando el sedimento se ve influenciado por el ambiente de playa-barrera, como en el caso de la muestra 46, que contiene, siempre en la fracción de arena fina, un 11.53% de pesados, o bien, cuando la energía del oleaje dentro de la laguna permite el lavado de minerales ligeros, creando un incremento relativo de minerales pesados, como sucede en la orilla sur de la Laguna Superior, donde se alcanza hasta un 17.39%.

Los sedimentos de duna se comportan en forma similar a los del ambiente lagunar, con un valor máximo de 7.15% en dunas de la barra interna (Lám. 3b) reflejando la baja preferencia del agente colúico para transportar minerales pesados, los cuales a pesar de su tendencia a concentrarse en fracciones más finas de tamaños que los ligeros, estos equivalen a un tamaño mayor, dificultándose por esto mismo su transporte (Rittenhouse, 1913).

En los sedimentos de playa-barrera se encuentran las máximas concentraciones de pesados, hasta 53.58% en la muestra 72 ubicada en la playa de Salina Cruz. No obstante también se presentan valores bajos en las muestras 40, 43 y 45 (Tabla 9) en el área del canal que comunica al complejo lagunar con el Golfo de Tehuantepec, posiblemente por disminución de la energía del oleaje por refracción debida a la corriente del canal (Easom, 1951).

Del análisis de la distribución de minerales pesados se considera que los sedimentos de río y de playa-barrera son los que ofrecen en el área de estudio las mejores perspectivas desde el punto de vista de importancia económica potencial; ésta podría precisarse mediante un estudio específico. Esta consideración coincide con el hecho de que la mayoría de los depósitos de placer se ubican en ríos o en playas (Lindgren, 1933; Mero, 1965).

Por otro lado, con el objeto de conocer el porcentaje de magnetita de los sedimentos se lavaron muestras cuarteadas para eliminar los finos y después de secadas se pasaron a través del campo magnético de un separador isodinámico en caída vertical, con una intensidad magnética de 0.05 amperes. De esta forma se pudo separar la magnetita acompañada ocasionalmente por ilmenita y cuarzo con inclusiones de magnetita. Los datos obtenidos aparecen en la tabla 10, refiriéndose el porcentaje de magnetita al peso total de la muestra lavada.

Se aprecia que la magnetita por su tamaño se concentra en la fracción de arena muy fina, por ejemplo en la muestra 72 entre 3.0 y 3.5φ se encuentra un 100% de magnetita. De esta forma, los valores obtenidos son relativos, pues la abundancia de magnetita está en función de la abundancia que una muestra tenga en el tamaño de arena muy fina. Así en las muestras

con 0% de magnetita, se encuentra nada o muy bajo porcentaje en peso de partículas con tamaño de arena muy fina (Fig. 12).

De cualquier forma, la importancia de esta determinación de concentración de magnetita es útil, pues en una forma muy rápida se puede detectar cuales son los sedimentos que presentan más posibilidades de almacenar arenas ferríferas de importancia económica (Mero, 1973).

A pesar de existir gran variación en los valores de magnetita (Tabla 10), se nota que el ambiente de playa-barrera es el que presenta sedimentos con mayor contenido de magnetita, a pesar de que el tamaño gráfico promedio de las muestras es superior al de arena muy fina. En contraste, algunos sedimentos lagunares tienen tamaño gráfico promedio de arena muy fina y no obstante, los valores de magnetita obtenidos son muy bajos debido a la descomposición química que actúa en este ambiente.

El tamaño promedio de los sedimentos de duna es muy parecido al que presentan los de playa-barrera (desde arena gruesa hasta arena fina), pero sus valores son bajos porque en aquel ambiente el agente colúico transporta más partículas ligeras que pesadas.

Los sedimentos de río y lagunares delíticos son también bajos en magnetita, aún cuando son un poco mayores que los de lagunas y dunas, ya que los detritos no han sido lagunificados suficientemente para liberar la magnetita, o bien por la influencia descomposicional del ambiente lagunar.

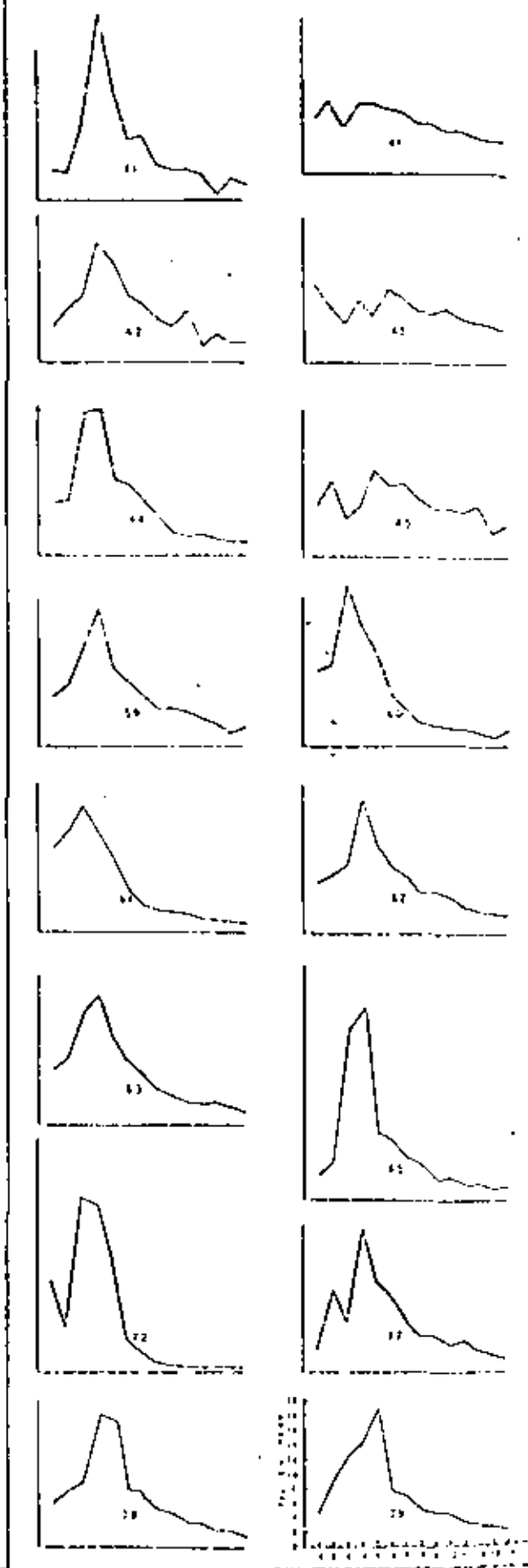
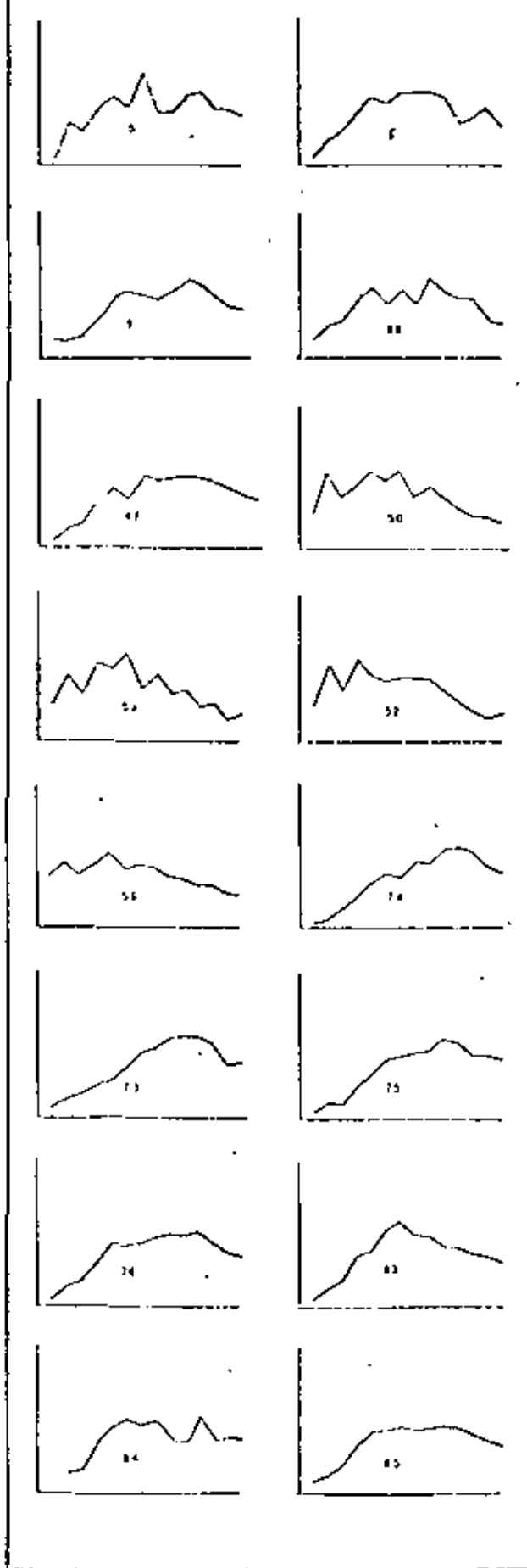
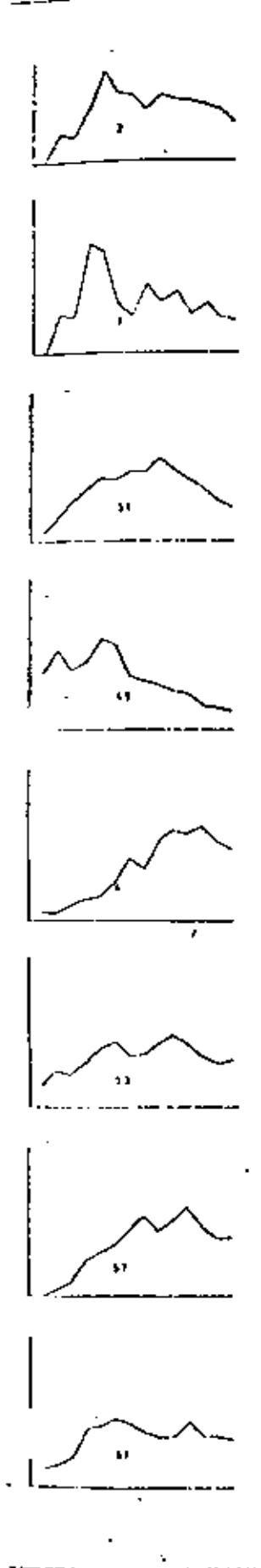
De esta forma los sedimentos de playa-barrera son los más importantes para concentrar la magnetita, no obstante que en el área de estudio se hayan obtenido valores tan bajos, en comparación por ejemplo con los encontrados en la playa de la Bahía de Santiago, Colima, que alcanzan a ser superiores al 20%. (Lancin y Carranza-Edwards, 1976). El tiempo de permanencia del sedimento, la energía del oleaje marino y las condiciones de oxidación en la zona de rompientes deben ser los factores fundamentales que elevan la concentración de magnetita en las playas.

Se utilizó el separador magnético con pendiente longitudinal de 20° y transversal de 10° con el objeto de separar diferentes minerales

LAH

DUNA

PLAYA - BARBERA



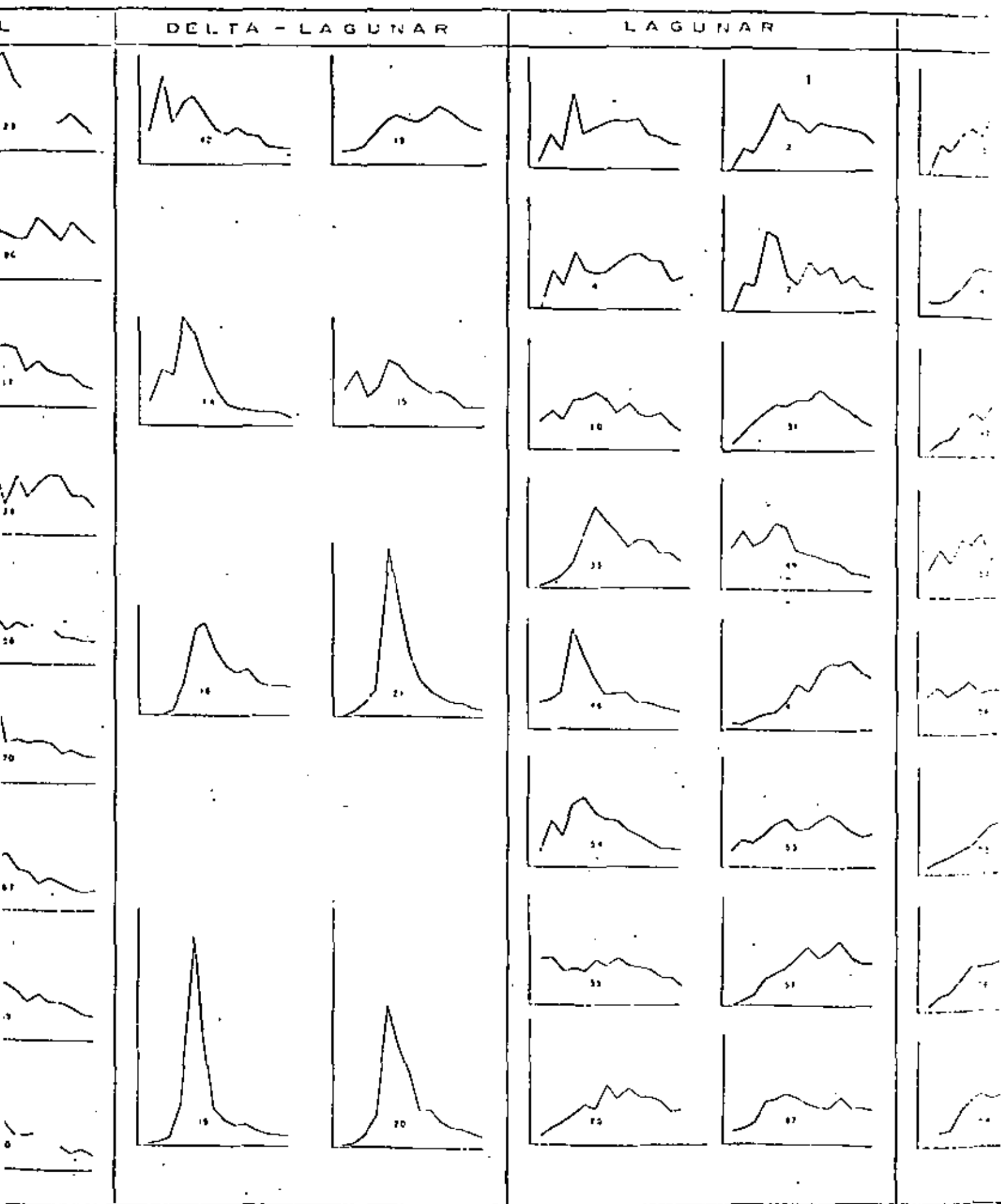


Fig. 20. Amplitud contra peso retenido de minerales.

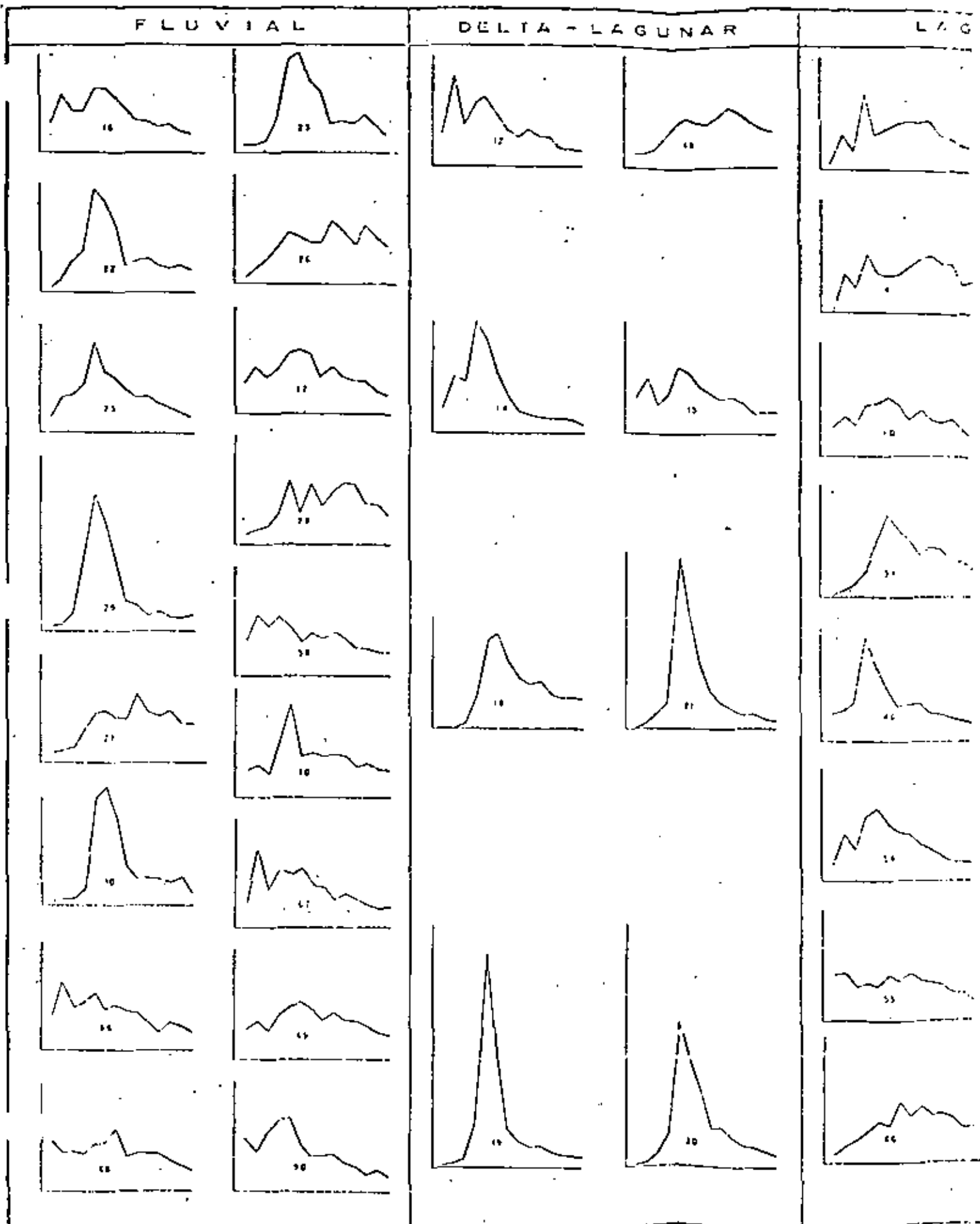


Fig. 20. Amphiprion (cont'd)

con intensidades magnéticas cada 0.1 amperes, una vez que se hubo eliminado la magnetita de las fracciones procesadas de arena fina. Para ello se usaron únicamente las muestras que tenían suficiente material en dicha fracción y después se graficaron los pesos retenidos contra amperaje, resultando las curvas de frecuencia de la figura 20.

Los minerales que se pudieron identificar como más frecuentes fueron: 0.1 amp: cuarzo con inclusiones de magnetita, biotita, ilmenita; 0.2 amp: cuarzo con inclusiones de magnetita, biotita y clorita; 0.3 amp: biotita, clorita, hornblenda y circón; 0.4 a 0.6 amp: biotita, clorita, hornblenda, circón y turmalina; 0.7 a 0.9 amp: circón, olivino, turmalina y monacita; 1.0 a 1.2 amp: corindón, turmalina, circón, monacita y feldespatos; 1.3 a 1.5 amp: turmalina, circón,

monacita, feldespatos y corindón. Estas asociaciones son similares a las presentadas por Allan y Lawrence (1972).

Si se comparan entre sí las curvas de frecuencia obtenidas, se aprecia la tendencia a ser similares cuando corresponden a un mismo ambiente (fig. 20). Las curvas de sedimentos fluviales, lagunares deltáicos y de playa-barrera son leptocíticas o mesocíticas, mientras que las de sedimentos de lagunas y dunas tienen la tendencia a ser mesocíticas o platicíticas. Finalmente, se considera que el separador magnético, además de ser útil para la separación de minerales de acuerdo a su susceptibilidad magnética, podría representar un auxiliar más en la interpretación de ambientes sedimentarios recientes y antiguos, ya que la mineralogía es también un atributo sedimentario.

### CONCLUSIONES

1. Se concluye que al estudiar los ambientes sedimentarios recientes de la llanura costera sur del Istmo de Tehuantepec es necesario reunir información sobre el mayor número de características de los sedimentos, para así poder determinar ambientes sedimentarios análogos antiguos. Al analizar los sedimentos según composición, color *in situ*, distribución potencial de tamaños, carácter modal, tamaño gráfico promedio, coeficiente de clasificación, asimetría, entosis, madurez textural y estructuras sedimentarias primarias, en ambientes fluvial, lagunar deltáico, lagunar, de duna y de playa-barrera, se encuentra que los sedimentos con frecuencia son similares en distintos ambientes. Por eso, para determinar un ambiente sedimentario antiguo se requiere contar con el mayor número de estudios similares en ambientes recientes, y en esa medida se aumentarán las posibilidades de acierto en dichas interpretaciones.
2. Las características texturales más útiles para discernir ambientes de depósito fueron el grado de clasificación, la asimetría y el tamaño gráfico promedio, considerados en conjunto. No obstante, los parámetros texturales y estadísticos deben considerarse con

- mayor cautela al tratar de interpretar ambientes análogos antiguos, debido a que frecuentemente en los ambientes recientes estudiados se presentan traslapes entre dichos parámetros y en los antiguos actúan procesos de diagénesis que ocultan o destruyen las propiedades primarias de los sedimentos.
3. Resulta de utilidad el uso del diagrama circular, que incluye los parámetros de tamaño gráfico promedio, coeficiente de clasificación y asimetría, ya que permite visualizar la distribución de los sedimentos en los diferentes ambientes de depósito, por lo cual se recomienda este tipo de representación gráfica.
4. Separando magnéticamente la fracción de arena fina de los sedimentos colectados, se obtuvieron diferentes asociaciones de minerales, de acuerdo con su susceptibilidad magnética. A partir de esta separación se construyeron curvas de frecuencia, en base al peso de minerales retenidos en distintos amperajes, de lo cual se concluye que las expresiones de las curvas permiten distinguir, en parte, a los diferentes ambientes estudiados, dado que para un mismo ambiente las curvas presentan cierta semejanza.
5. Al estudiar las implicaciones tectónicas de



los sedimentos de la llanura costera se encontró que los ambientes fluviales, lagunar deltaico y de playa-barrera, son más sensitivos a la tectónica regional, reflejando una tectónica moderada por deformación horizontal principalmente. Se concluye esto considerando las características composicionales y texturales de los sedimentos en forma global, ya que, localmente se pueden presentar variaciones que no reflejan necesariamente el marco tectónico regional.

6. Entre los ambientes estudiados, los sedimen-

tos de importancia económica son los de playa-barrera y los fluviales, por tener las concentraciones más altas de minerales pesados y por retener en raudales estrechos de emperraje, altas concentraciones de minerales asociados, debido a que estos ambientes representan una energía hidrodinámica más alta que en los demás ambientes. Por otro lado, aunque las concentraciones de magnetita fueron bajas en general, es en los sedimentos de playa-barrera, donde se encontraron las mejores perspectivas de contener magnetita.

#### AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado por el Centro de Ciencias del Mar y Limnología, siendo director del mismo Alfredo Laguarda-Figueroa quien en todo momento brindó el apoyo más decidido lo cual se agradece muy especialmente.

Que J. Eduardo Aguayo Canargo encuentre aquí mi más profundo agradecimiento por lo valioso de su dirección durante todas las etapas de desarrollo de este trabajo.

A las siguientes personas mi reconocimiento muy especial por la revisión crítica del trabajo escrito: Agustín Ayala Castañares, Gloria Menester de Ellis, José Ignacio Lago Hulpa, Rafael Segura Venis, Liberto De Pablo Galán y Francisco Fabregat Guinchart.

A Jerry Söpp se le agradecen las determinaciones de edad por radiocarbono y a Antonio García Cubas y a Arturo Toledoano Granada se les agradece la identificación del pelecípodo mencionado en el texto.

Se aprecia mucho la colaboración de Víctor Manuel Díaz García en trabajos de laboratorio y de gabinete y de Gabriel Sánchez Lara, Alejandro Medina Nocheña y Tomás Gabriel Lemarroy Alarcón en diversas actividades de laboratorio.

Se reconoce por otro lado, la compañía de Alfredo Galaviz Solís durante el primer viaje de colecta de muestras.

Se agradece en forma especial la gran dedicación de Elena León Roa en la macrografía de esta tesis y de Sergio Javier Osorio Betancourt en la elaboración de los dibujos.

Se aprecia el espíritu de colaboración de las autoridades del Instituto de Geología al permitir el uso eventual de las instalaciones del Laboratorio de Sedimentología de dicho Instituto.

A Leticia R. de Carranza se le agradece los estímulos brindados durante el desarrollo de este trabajo.

#### LITERATURA CITADA

- AGUAYO C., J. E., R. BITO, M. A. DEL VECCHIO, J. ARAYO y M. A. BASSOZ, 1978. Estudio sedimentológico en el área Tulum-Coyá-Isla Mujeres, Estado de Quintana Roo, México. *Inst. Mex. Petrol. Subdir. Technol. Explor., Publ. Explot.*, 33 p.
- ALLMAN M. y D. F. LAWRENCE, 1972. *Geological Laboratory Techniques*. ARCO Publ. Co., Inc., Nueva York, 855 p.
- ÁLVAREZ JR., M., 1961. Provincias fisiográficas de la República Mexicana. *Bol. Soc. Geol. Mex.*, 21(2): 520.
- AMARAL, E. J. y W. A. PAVOR, 1977. Depositional environment of the St. Peter Sandstone deduced by textural analysis. *J. Sedim. Petrol.*, 47(1): 52-62.
- ARAVIND, A. K., 1970. Siltstones as an environmental indicator in the Solani River system, Roopkee, India. *Sedim. Geol.*, 1:177-183.
- BAKER, G. L., 1930. Geological cross section of Islands of Tehuantepec. *Pan. Am. Geol.*, 53(1):141-171.
- BARROSO, A., 1887. Memoria sobre la Geología del Istmo de Tehuantepec. *An. Minist. Terr. Rep. Mex.*, 3: 215-380.
- BASTON, W., 1951. The control of stream outlets by wave refraction. *J. Geol. Geol. Notes*, 62:600-605.

- BILNAP, D. F. y J. C. KRAVY. 1977. Holocene relative sea-level changes and coastal stratigraphic units on the northwest flank of the Bahámone Canyon Trough Geosyncline. *J. Sedim. Petrol.*, 47(4):610-629.
- BLERAND, M. 1897. Structure des alpes françaises et recurrence de certain lades sédimentaires. *Comptes Rendus, Congr. Int. Geol.*, 6a Ses., 1897: 165-177.
- BUCARIELA, J. J. 1972. Fossil environments — their characteristics, recognition and importance. In: Rigby, J. W. y W. K. Hamblin (Eds.) *Recognition of Ancient Sedimentary Environments*. Soc. Econ. Paleont. Miner., Spec. Publ. 16:12-62.
- BUSAL, H. J. 1971. Tectonic control of late Paleozoic and early Mesozoic sedimentation near the hinge line of the cordilleran miogeosynclinal belt. In: Dickinson, W. R. (Ed.) *Tectonics and Sedimentation*. Soc. Econ. Paleont. Miner., Spec. Publ. 22:83-97.
- BÜSE, E. 1905. Reseña acerca de la geología de Chiapas y Tabasco. *Bolet. Inst. Geol. Univ. Nat. Autón. México*, 20:1-116.
- CANTON, H. E. 1976. Wave-formed sedimentary structures — A conceptual model. In: Davis, Jr., K. A. y R. L. Erlington (Eds.) *Beach and Nearshore Sedimentation*. Soc. Econ. Paleont. Miner., Spec. Publ. 24:126-118.
- COMILL, J. E. 1975. Processes, sediments and history of Laguna Superior, Oaxaca, Mexico. Ph. D. Dissertation Scripps, University of California, San Diego, 113 p.
- DE CERRA, Z. 1958. Posibilidades respecto a telerita en el sur de México. *Bolet. Cons. Rec. nat. no Remov.*, 2, Ser. D-1: 1-15.
- DIXON, J. E. 1977. Simple and complexities: a review. *Tectonophysics*, 40:53-67.
- DICKINSON, W. R. 1971. Plate tectonics and sedimentation. In: Dickinson, W. R. (Ed.) *Tectonics and Sedimentation*. Soc. Econ. Paleont. Miner., Spec. Publ. 22:1-27.
- DURHAM, J. W., A. R. V. ARRIASO y J. H. PECK, JR. 1955. Evidence for no Cenozoic tethynic of Tichuanepic seaways. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 66:977-992.
- FRATROV-ARAKOV, J. 1970. Catálogo de sísmos ocurridos en la República Mexicana. *Inst. Ingeniería Univ. Nat. Autón. México*, 88 p.
- . 1975. Sismicidad en Oaxaca. *Inst. Ingeniería Univ. Nat. Autón. México*, *Bolet.* 360:1-8.
- FRISK, R. L. 1961. Middle America Trench: topography and structure. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 72:705-720.
- FORS, R. L. 1951. Stages of textural maturity in sedimentary rocks. *J. Sedim. Petrol.*, 21:127-150.
- . 1971. *Petrology of Sedimentary Rocks*. Hemphill Pub. Co. Austin, Texas, 182 p.
- FORS, R. L. y W. C. WARD. 1957. Beaches River bar: a study in the significance of grain size parameters. *J. Sedim. Petrol.*, 27:5-26.
- FRIEDMAN, G. M. 1961. Distinction between dune, beach, and river sands from their textural characteristics. *J. Sedim. Petrol.*, 31(1):51-62.
- FRIS, H. 1971. Weathered heavy mineral association from the young tertiary deposits of Jutland, Denmark. *Sedim. Geol.*, 12:199-213.
- FRIS, R. M. 1967. Variations in mineral composition during transport. *J. Sedim. Petrol.*, 37(1):253-259.
- GARCÍA, E. 1970. Sistema de clasificación dinámica de Köppen modificado por E. García en 1954, para adaptarlo a las condiciones particulares de la República Mexicana. Carta de Climas Hoja 15Q VII. escala 1:500,000. Com. Estud. Territorio Nat., México.
- GARCÍA, E. y Z. FALCÓN. 1977. Atlas, Nuevo Atlas Pormo de la República Mexicana, Ed. Porrúa, S. A., México, 197 p.
- GRIVEL-PIÑA, E. y R. ARCE-UGARTE. 1971. Levantamiento de la corteza terrestre en Puerto Ángel, Oax. Detectado por observaciones mareográficas. *Geofis. Int.*, 11(1):165-171.
- GUERRA-PIÑA, E. 1976. Interpretación de la tectónica mexicana en las imágenes del satélite artificial "Laudet — 1". XXIII Congr. Geogr. Intern., Moscú, URSS, julio 12 a agosto 13, 1976. CEFINAL, México, 19 p. 1 map.
- HAY, R. 1977. Tectonic evolution of the Cocos-Nazca spreading center. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 88:1101-1120.
- ISMAS, D. L. y C. E. NORDSTROM. 1971. On the tectonic and morphologic classification of coasts. *J. Geol.*, 79(1):1-21.
- KRYNIN, P. D. 1911. Differentiation of sediments during the life history of a Landmass. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 32: 1915 (Abstract).
- LANZOS, M. y A. CARRANZA-EDWARDS. 1976. Estudio geomorfológico de la Bahía y de la Playa de Santiago en Manzanillo, Colima. *Bolet. Inst. Geol. Univ. Nat. Autón. México*, *Rev.* 2:13-60.
- LARSON, R. L. y C. G. CHASE. 1970. Relative velocities of the Pacific North America and Cocos Plates in the Middle America Region. *Earth Planet. Sci. Lett.*, 7: 425-428.
- LINDGREN, W. 1933. *Mineral Deposits*. McGraw-Hill Book Company Inc. Nueva York, 350 p.
- LOMBK, A. K. 1939. *Geomorphology*. McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 731 p.
- LÓPEZ-RAMOS, E. 1971. Carta Geológica del Estado de Oaxaca, 2a. Ed., Escala 1:500,000. *Inst. Geol. Univ. Nat. Autón. México*.
- MASON, C. C. y R. L. FORK. 1938. Differentiation of beach, dune and alluvial fan environments by size analysis. Mustang Island, Texas. *J. Sedim. Petrol.* 28(2):211-226.
- MERO, J. L. 1973. *The Mineral Resources of the Sea*. Elsevier Sci. Publ. Co. Amsterdam, 512 p.
- MORA, R. J. y D. WILSON. 1968. Textural parameters: an evaluation. *J. Sedim. Petrol.*, 38(1):15-33.
- MORSE, P. y L. R. SARTIS. 1969. Tectonics of the Caribbean and Middle America Regions from focal mechanisms and seismicity. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 80: 1639-1654.
- MOORE, D. G. y J. R. CUNYAN. 1971. Midplate continental margin geosynclines: growth processes and Quaternary modifications. In: Dott, R. H. y R. H.

*Modern and Ancient Geosynclinal Se-*  
*quences*, Paleont. Monit., Spec. Publ.

1972. Trenches, great faults, and  
 basins. *Rec.*, 75:1939-1982.

1973. La orogénesis del sur y sur-  
 oeste. *Geol. Méx.*, 21:73-100.

1974. Las principales provincias geográficas y  
 geológicas de la República Mexicana. Guía del Es-  
 tado. *Inst. Geol. Univ. Nat. Autón. Mé-*

1975. Vertical variations in beach and  
 dune. *J. Sedim. Petrol.*, 47 (1):166-190.

1976. WAKEMAN, R. A., 1961. *Ore De-*  
*posits*. J. Woodford (Eds.), W. H.

1977. San Francisco, 475 p.

1978. Archean Sedimentation. *Bull.*  
 21:1-57-72.

1979. *Marine Rocks*. Harper and Row,  
 New York, 628 p.

1980. PÄTZER, y R. SHIVER, 1972. *Sand*  
 Springer-Verlag, Berlin, 618 p.

1981. CASTAÑEDA-TUWANE, 1969. Marine  
 Lagoons. Sinaloa, México;

1970. y F. B. Philogier (Eds) *Coastal*  
 Mem. Siap. Intern. Lagunas

1970. Nov. 28-30, 1967: 101-

1975. *Depositional Sedi-*  
 Springer-Verlag, Berlin, 439

1976. Transportación and deposita-  
*Bull. Geol. Soc. Am.*, 54:

1977. Geológico de la cuenca  
*Bol. Asoc. Mex. Geol. Pe-*

1972. Transporte de sedimen-  
 te interno de una barra, en

1972. una Superior e Inferior de

Oaxaca, México. Tesis Prof. Esc. Sup. Cienc. Matem.  
 Univ. Autón. Baja California, 26 p.

1971. Geosynclinal compressions and  
 the new global tectonics. *J. Sedim. Petrol.* 41 (6):

921-938.

1970. *Regiones Hidrológicas*, 1970. Boletín  
 Hidrológico N.º. Zona de las Costas de Guerrero y

Oaxaca. Regiones Hidrológicas 19, 20, 21 y 22. 3

1976. *An Introduction to Sedimentology*.  
 Academic Press Inc. Nueva York, 408 p.

1973. SHOR, JR., G. G., R. W. RAITT, M. HENRY, L. R. BEN-  
 LEEY y G. H. SUTTON, 1973. Anisotropy and crustal

structure of the Cocos Plate. *Geofis. int.*, 12 (3):337-

362.

1959. Reflections of provenance in heavy  
 minerals of James River, Virginia. *J. Sedim. Petrol.*,

9 (2):86-91.

1970. *Geografía Moderna de México*.  
 Ed. F. TILLAN, S. A., México, 390 p.

1969. *Survey of Metallic Mineral Deposits in Mexico*, United Na-  
 tions. Nueva York, 72 p. 8 maps.

1977. VALEN, H. S., y B. CAMARON, 1977. Skewness as a paleo-  
 environmental indicator. *J. Sedim. Petrol.*, 47 (2):

781-793.

1969. Grain size distributions and de-  
 positional processes. *J. Sedim. Petrol.*, 39 (8):1074-

1106.

1972. Geosynclines and the new global  
 tectonics. *Bull. Geol. Soc. Am.*, 83:2105-2110.

1956. WEINER, B. N., y OJEDA RIVERA, J., 1956. Estructuras  
 geológicas del noroeste de Oaxaca y sur de Chiapas.

México. Geología del Mesozoico y estratigrafía pre-  
 miaria del Estado de Chiapas. *Congr. Geol. int.* 2ºª

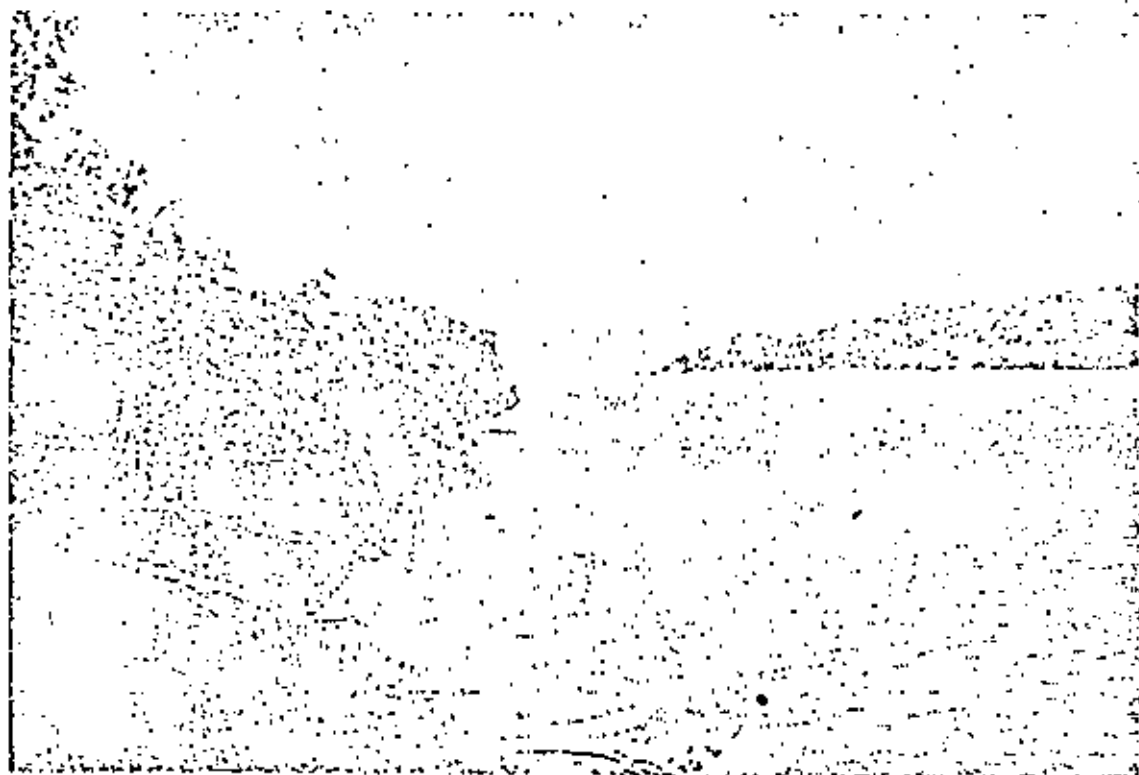
1956. México. Exc. Col. 73-80.

1957. WEINER, N. B., y OJEDA RIVERA, J., 1957. Investigación  
 sobre laderas féculas en las regiones sureste de Oaxa-

ca y sur de Chiapas. *Bol. Inst. Nat. Invest. Rec. Mi-*  
*ner.*, 37:1-67.

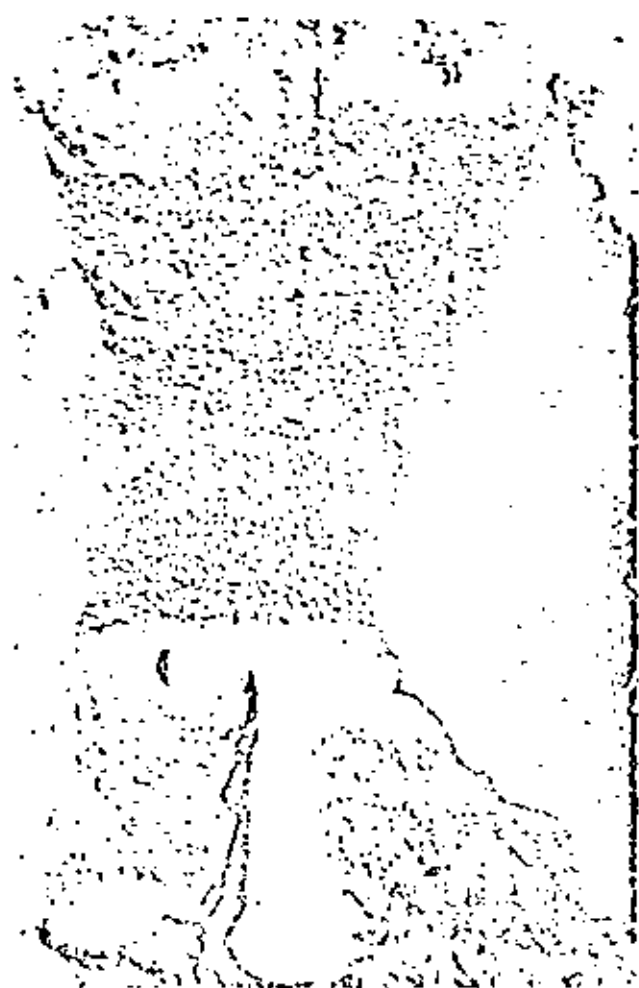


Lam. 1a. Muestra en el Río Ostuta, en las inmediaciones de Tehuacán, en la porción intermedia de la llanura costera.



Lam. 1b. Vista del canal que comunica a la Laguna Oriental con la Laguna Interior. Se aprecia mangle en la margen del lado izquierdo.

Lim. 25. Trincheira excavada en la playa sur de la Laguna Inferior. Se aprecian horizontes de conchas.



Lim. 26. Trincheira excavada en la orilla sur de la Laguna Superior. Se aprecia la estructura gradual por conchas.

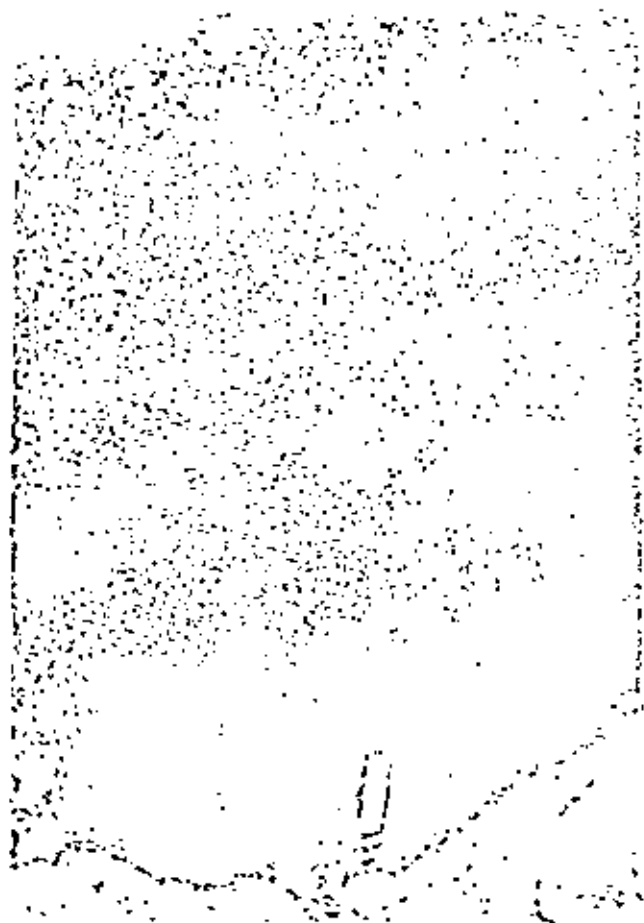




Fig. 3a. Microdunas construídas en la barra del delta del Río Juchitán. Las conchas funcionan como elemento constructivo de las mismas.



Fig. 3b. Vista de la barra interna donde se aprecia vegetación que estabiliza ocasionalmente a las dunas. Se aprecia la zona de rompientes de la porción sur de la Laguna Superior.



Lám. 1a. Trincherá excavada en la zona de dunas activas a 7 Km al oeste de San Mateo del Mar, donde se aprecian laminaciones con fuerte ángulo de rebado.



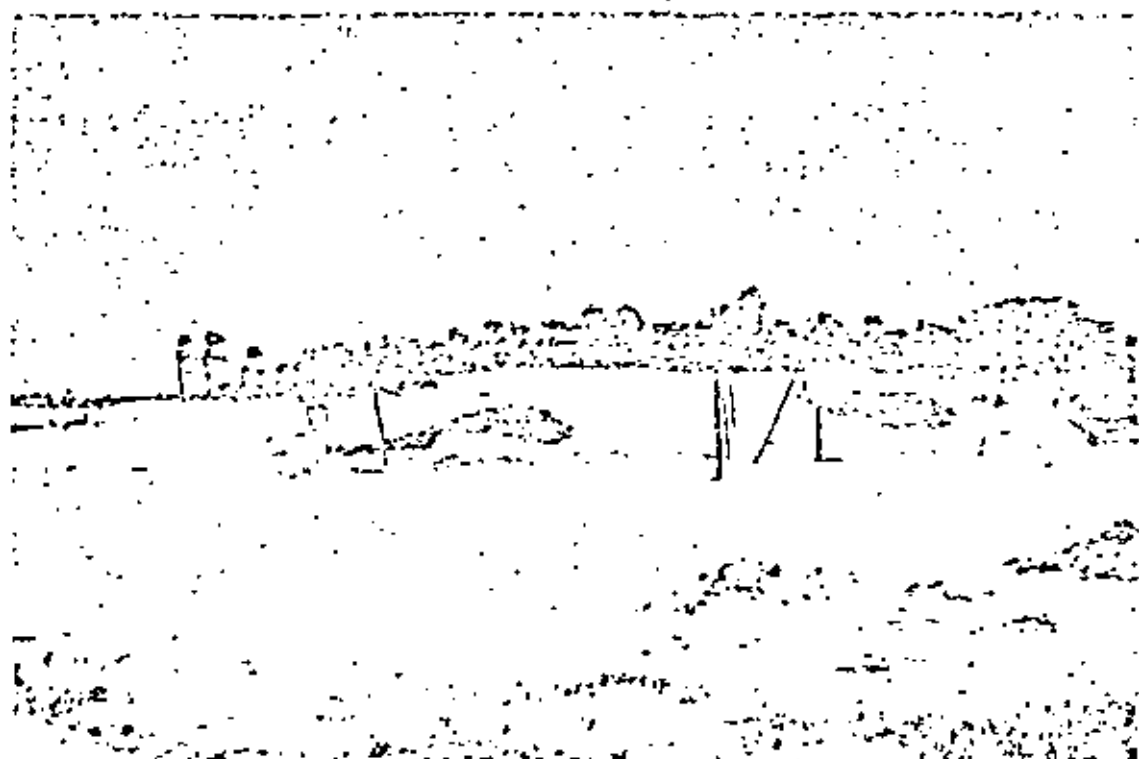
Lám. 4b. Vista de la parte oeste de la Trincherá excavada en la playa marina de Santa María del Mar.



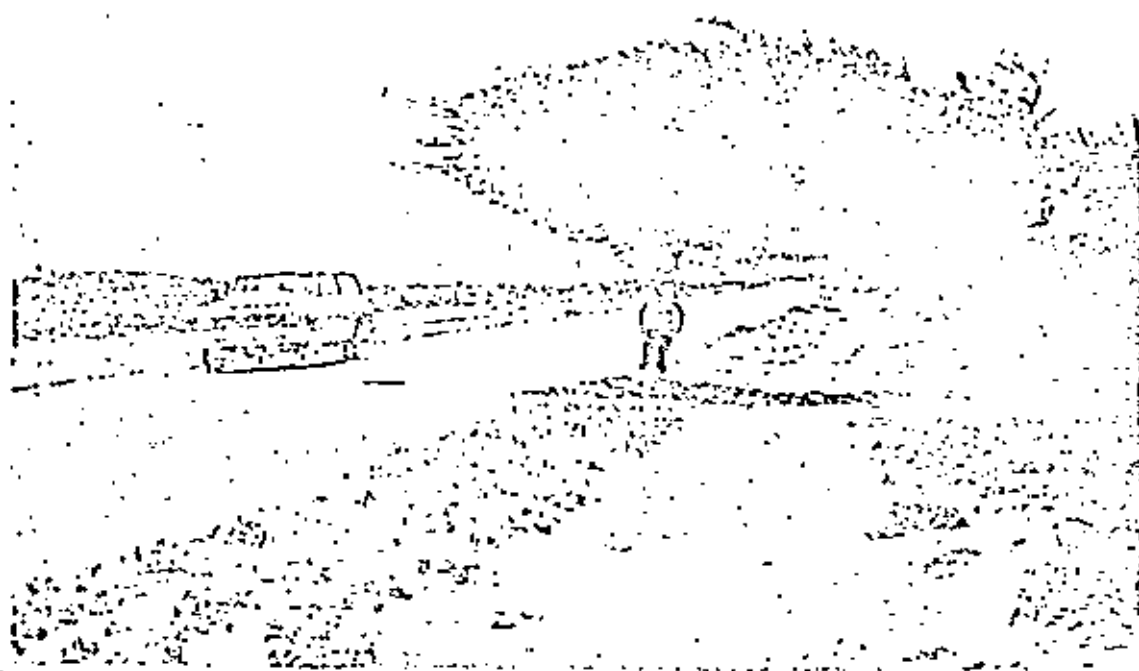
Lám. 5a. Duna estabilizada donde se aprecian diferentes horizontes de conchales. El corte se encuentra en las cercanías del canal que comunica a la Laguna Inferior con la Laguna Oriental.



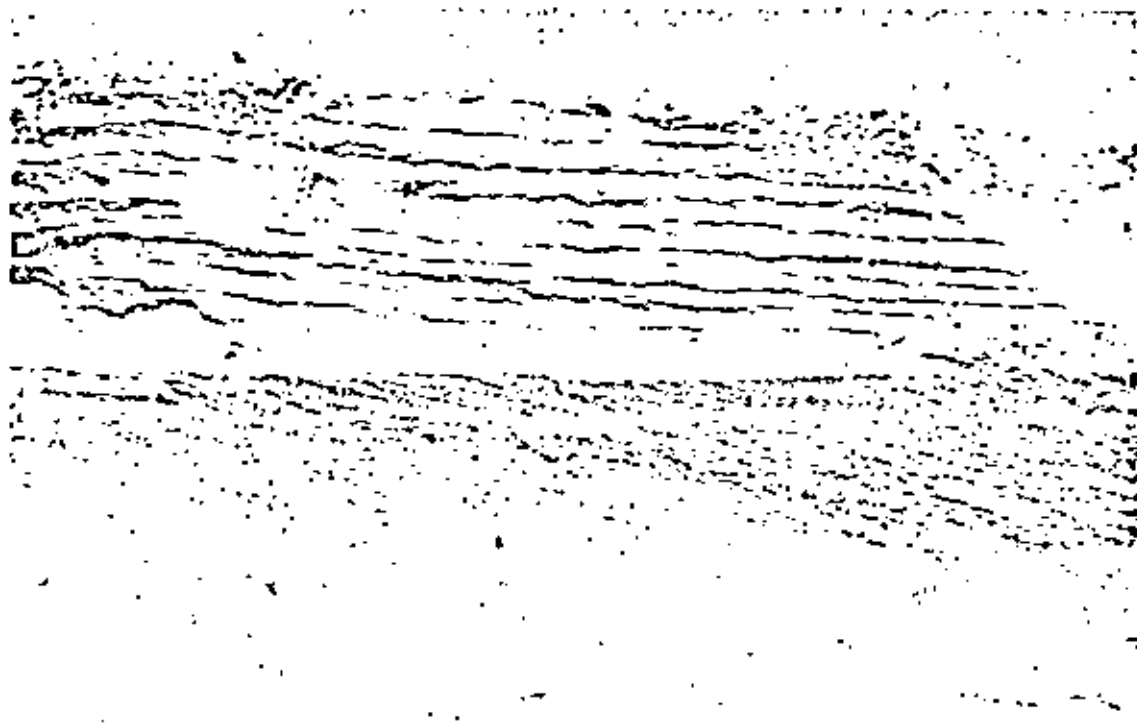




Lám. 6a. Dunas longitudinales activas a 3 km al oeste de San Mateo del Mar.



Lám. 6b. A 5 km al oeste de San Mateo del Mar se aprecia claramente la acción permanente del viento sobre la vegetación. A pesar de que el viento está en calma en el momento de la toma las ramas del árbol señalan hacia el Sur, que es la dirección predominante del viento.



Lám. 7a. Duna longitudinal cortada en las vecindades de San Mateo del Mar donde se aprecia una discordancia angular.



Lám. 7b. Sitio de colecta de la muestra 75 en la zona de dunas que cubren la barra exterior. A 7 km al oeste de San Mateo del Mar.

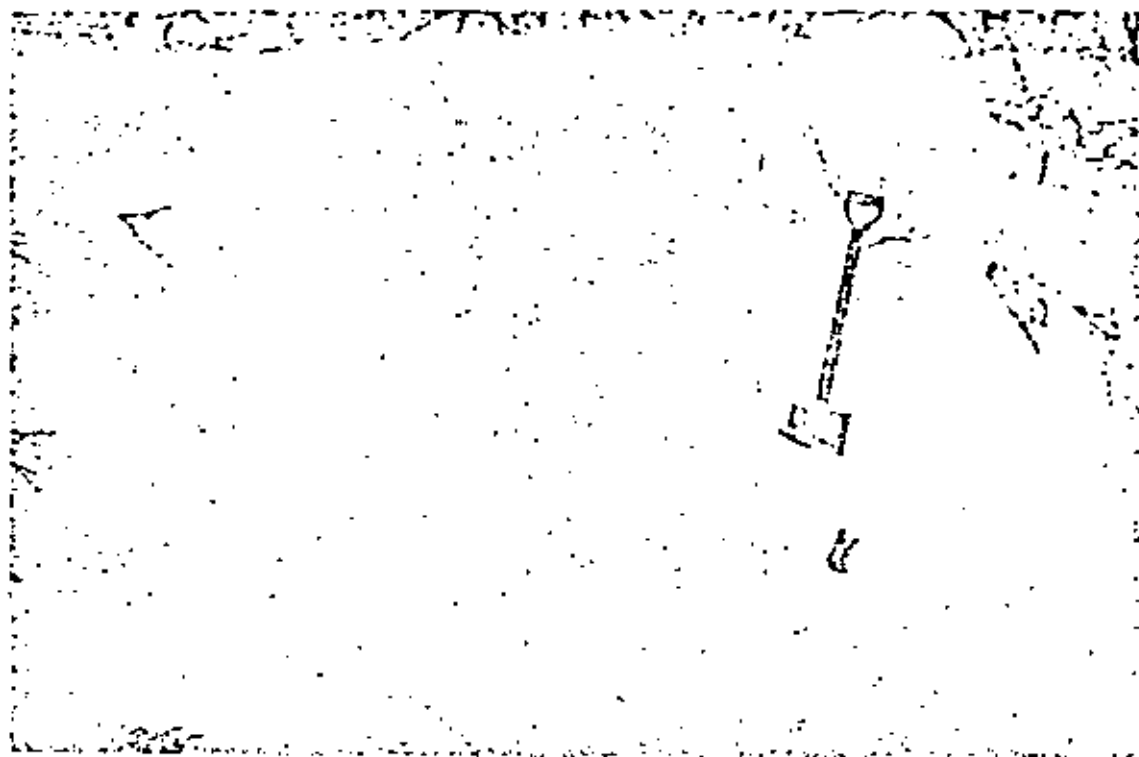


Fig. 8a. El viento forma ocasionalmente trazaduras cónicas en dunas activas.

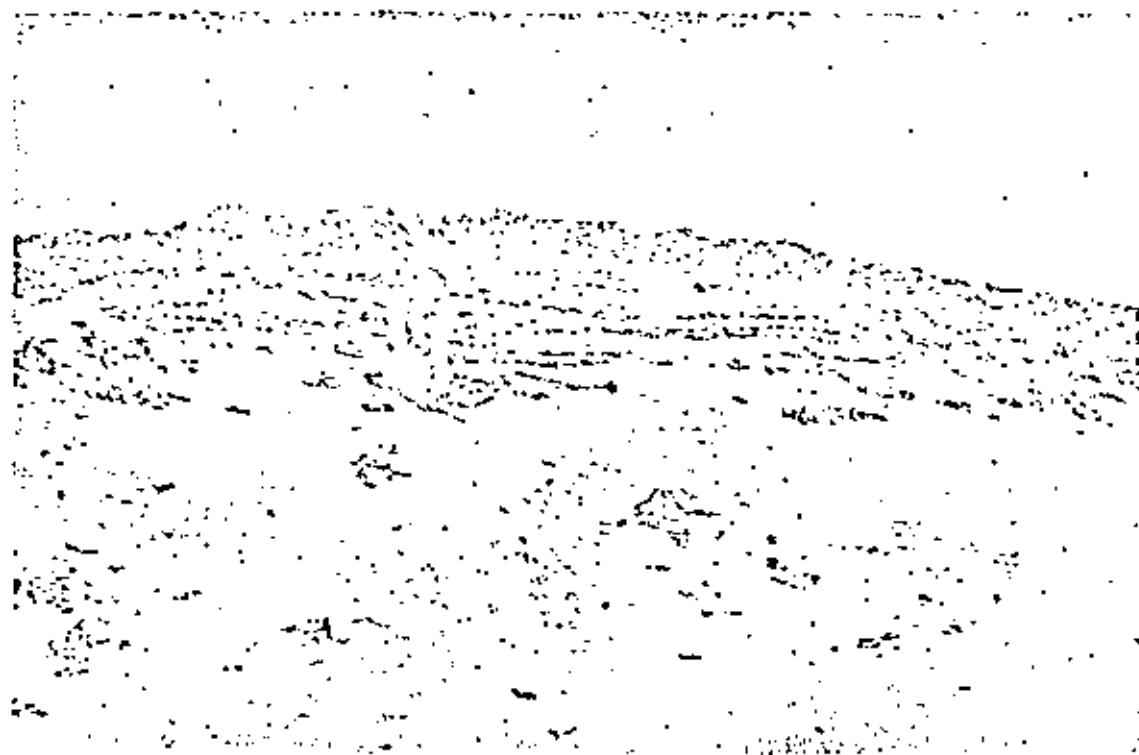
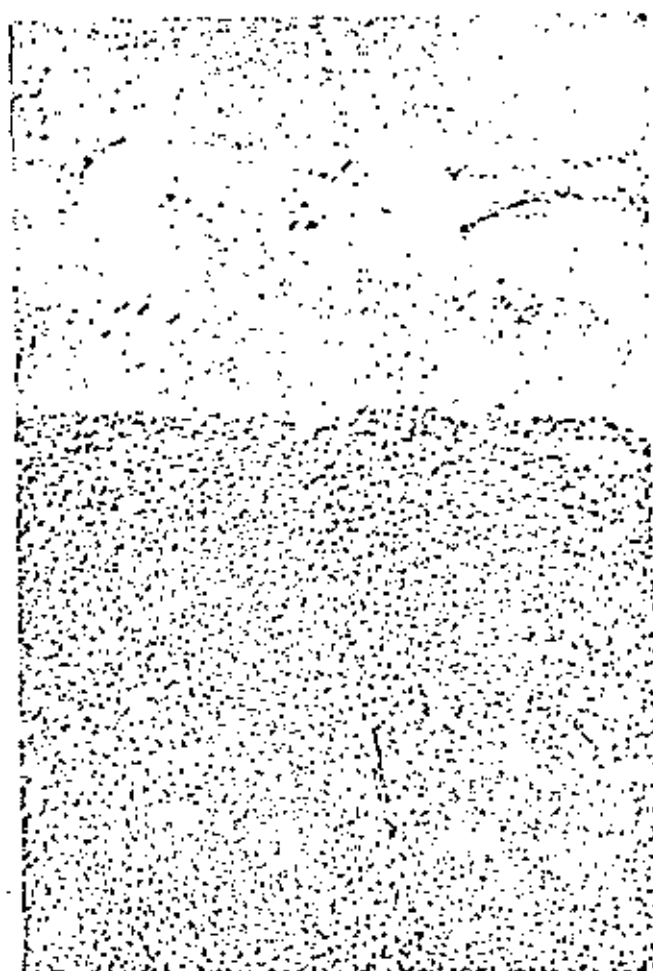
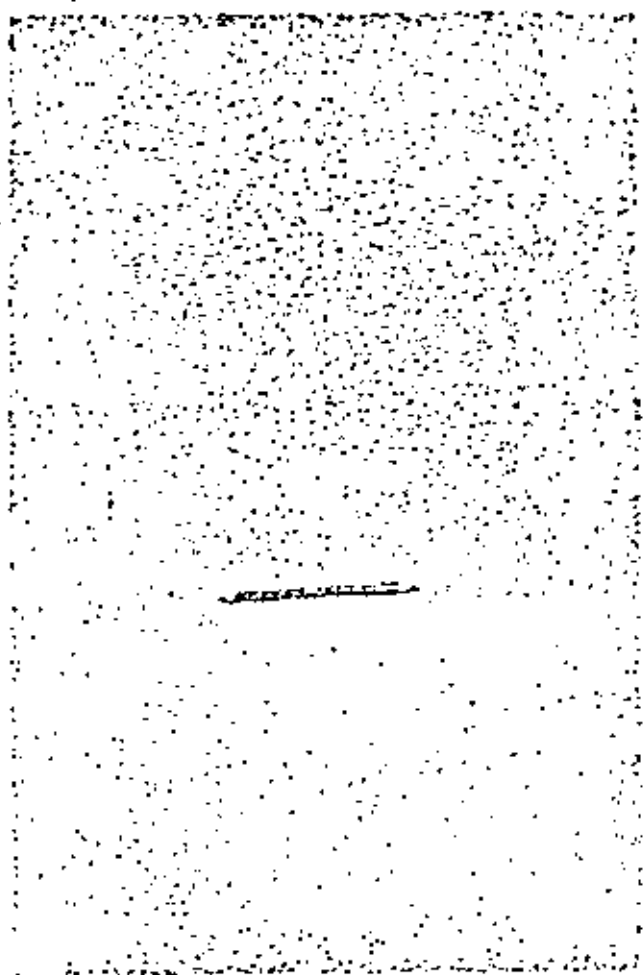
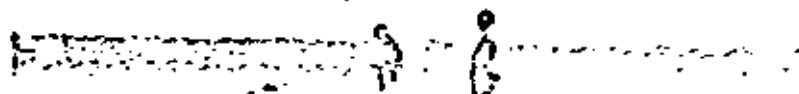


Fig. 8b. Corte en duna longitudinal estabilizada por pastos y que subyace a la barra interna que separa la Laguna Oriental de la Inferior, en las proximidades del canal que las comunica. Se aprecian algunos horizontes que contienen conchas.

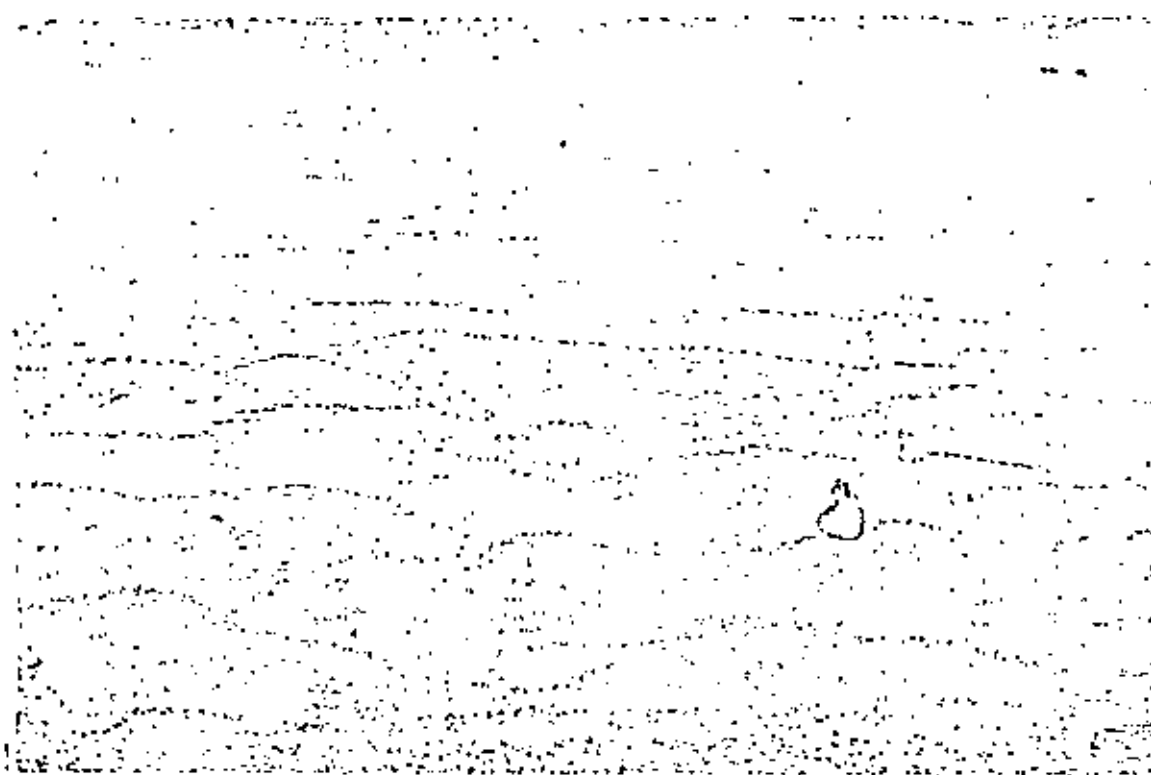
Lám. 9a. Acercamiento de ríofurcas cónicas en zona de dunas activas a 3 km al oeste de San Mateo del Mar.



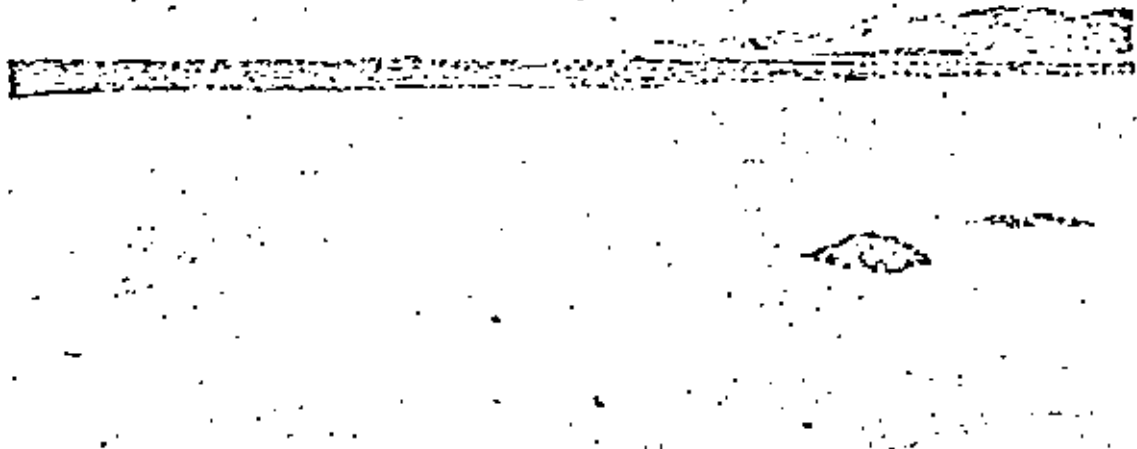
Lám. 9b. Trinchera excavada en la playa de Salina Cruz. La pared ve hacia el sur y es paralela a la línea de playa.



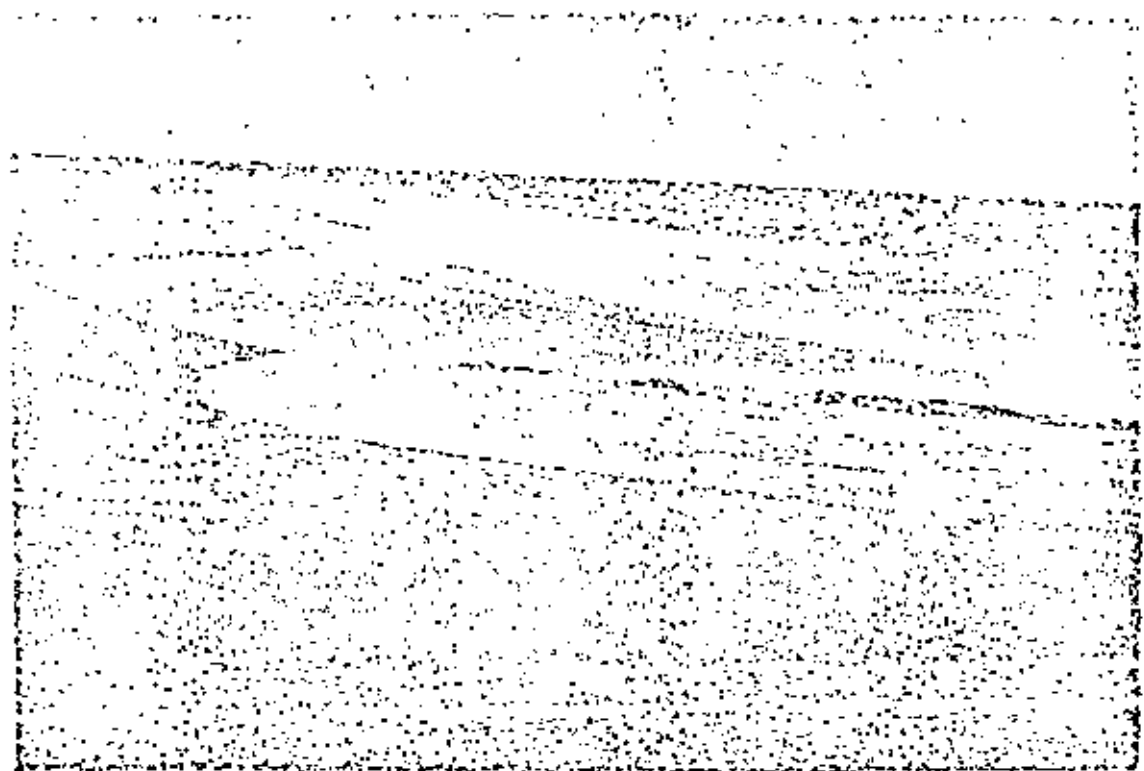
Fám. 10a. Rizadores en posplaya, a la altura de Santa María del Mar.



Fám. 10b. Avicamiento de los rizadores de la posplaya de Santa María del Mar.



Lám. 11a. Playa de Salina Cruz en las cercanías de La Escuela Tecnológica Pesquera. Al fondo se aprecia la costa arenosa utilizada al oeste de la barra externa.



Lám. 11b. Formación de cuspillitos en la playa de Salina Cruz.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
(MORELIA, 10-14 DE ENERO)

SEDIMENTOLOGIA LITORAL

DR. ARTURO CARRANZA E.

EVALUACION DE LA IMPORTANCIA DE DIFERENTES TIPOS  
DE ENERGIA EN LA ZONA LITORAL.

Ubalдина Alvarez Rivera

Con objeto de evaluar los efectos que en sedimentos y organismos producen los diferentes tipos de energía que entran en la zona litoral, se elaboró un cuadro en el que se consideraron ocho distintos tipos de energía y sus efectos en litorales arenosos y rocosos, así como en cada una de las zonas en las que se subdividen los litorales.

A los efectos producidos se les asignaron valores de 1 a 3 conforme a la siguiente escala:

- 1 Alto
- 2 Medio
- 3 Bajo o Nulo.

Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro No. 1, pero cabe señalar que no todos los resultados obtenidos tuvieron el grado de objetividad que se esperaba. La evaluación de los cuatro últimos tipos de energía presentó dificultades que no fueron posibles de subsanar en el tiempo asignado para la realización de este trabajo.

Por tal motivo, se efectuó un replanteamiento de las variables a considerar en la evaluación, determinándose que por presentar menor grado de dificultad para su evaluación, solo se tomarían en cuenta los efectos producidos por energía proveniente de factores físicos, tales como viento, oleaje, mareas y corrientes litorales.



## SEDIMENTOLOGÍA LITORAL

Dr. Arturo Carranza Edwards\*

La playa es uno de los ambientes que presenta una mayor variabilidad en su conformación en diferentes lapsos de tiempo. - -

También los sedimentos del litoral varían mucho geográficamente, tanto en su composición física como en su naturaleza química.

Para el estudio de los sedimentos de playa se consideran algunos parámetros, como son: composición, distribución de tamaño de granos, clasificación de tamaños de grano, asimetría, curtosis, redondeamiento, madurez textural, estructuras sedimentarias y color, entre otros.

Se hace un análisis de la importancia de estudiar dichos parámetros y se presentan algunos avances sobre un estudio regional de la sedimentología de las playas mexicanas.

\* Instituto de Ciencias del Mar y Limnología, U.N.A.M.  
Ciudad Universitaria, México, D.F., 04510

Los efectos producidos por cada tipo de energía en una misma zona litoral se ordenaron por grado de importancia, asignándosele el número 1 al más importante y el número 4 al de menor importancia.

Estos valores se relacionaron en forma de matriz y se presentan en el Cuadro No. 2 para cada una de las zonas litorales, en los dos tipos de litorales evaluados.

En la primer columna se muestran los valores obtenidos para un mismo tipo de energía en distintas zonas, en la columna dos se muestran los valores obtenidos al evaluar la importancia de diferentes tipos de energía en una misma zona y finalmente, en la tercer columna se presenta el producto de las dos columnas anteriores. En esta última columna los valores más pequeños determinan el tipo de energía que causa mayor efecto en cada zona.

Estos valores se muestran gráficamente en las Figuras 1, 2, 3 y 4. La importancia de cada tipo se representó en forma de flechas cuya longitud es equivalente al valor obtenido, conforme a la siguiente escala:

VALOR	LONGITUD (cm)
1	6.0
2	3.0
3	2.0
4	1.5
6	1.0
8	0.75
9	0.66
12	0.50

En las figuras se observa que:

- En la zona supralitoral el factor que más influye sobre sedimentos y organismos, tanto en litorales arenosos como rocosos, es el viento. Le siguen en orden de magnitud el oleaje, las mareas y finalmente, las corrientes litorales cuyo efecto puede considerarse nulo en esta zona.

- En la zona mesolitoral, tanto en litorales rocosos como arenosos, el tipo de energía que más influencia tiene sobre sedimentos y organismos es la producida por el oleaje; siguiéndole, en orden decreciente, energía por marea, viento y corrientes litorales.

- En la zona infralitoral, la influencia más importante es la de la corriente litoral, seguida por oleaje, marea y viento, en los diferentes casos considerados.

ENERGIA
---------

LITORAL	ROCOSO
ROCAS	ORGANISMOS

LITORAL	ARENOSO
SEDIMENTOS	ORGANISMOS

EOLICA
OLDAJE
CORR. LIT.
MAREAS
CRIST. DIS.
VEGETAL
CALOR
ANIMAL

SL	ML	IL	SL	ML	IL
1	2	3	1	2	3
2	1	3	2	1	3
3	2	1	3	2	1
3	1	2	2	1	3
1	2	3	1	2	3
3	1	2	2	1	3
2	1	3	2	1	3
3	1	2	3	1	2

SL	ML	IL	SL	ML	IL
1	2	3	1	2	3
3	2	1	3	1	2
3	2	1	3	2	1
3	1	2	2	1	3
1	2	3	1	2	3
1	3	2	3	2	1
2	1	3	2	1	3
3	2	1	3	1	2

CUADRO No. 1

LITORAL ARENOSO

VIENTO
OLEAJE
CORRIENTE LITORAL
MAREA

SEDIMENTOS

S.L.			M.L.			I.L.		
1	1	1	2	2	4	3	4	12
3	2	6	2	1	2	1	2	2
3	4	12	2	4	8	1	1	1
3	3	9	1	3	3	2	3	6

ORGANISMOS

S.L.			M.L.			I.L.		
1	1	1	2	2	4	3	4	12
3	2	6	1	1	1	2	2	4
3	4	12	2	4	8	1	1	1
2	3	6	1	3	3	3	3	9

LITORAL ROCOSO

VIENTO
OLEAJE
CORRIENTE LITORAL
MAREA

ROCAS

S.L.			M.L.			I.L.		
1	1	1	2	3	6	3	4	12
2	2	4	1	1	1	3	2	6
3	4	12	2	4	8	1	1	1
3	3	9	1	2	2	2	3	6

ORGANISMOS

S.L.			M.L.			I.L.		
1	1	1	2	2	4	3	4	12
2	2	4	1	1	1	3	2	6
3	4	12	2	4	8	1	1	1
2	3	6	1	3	3	3	3	9

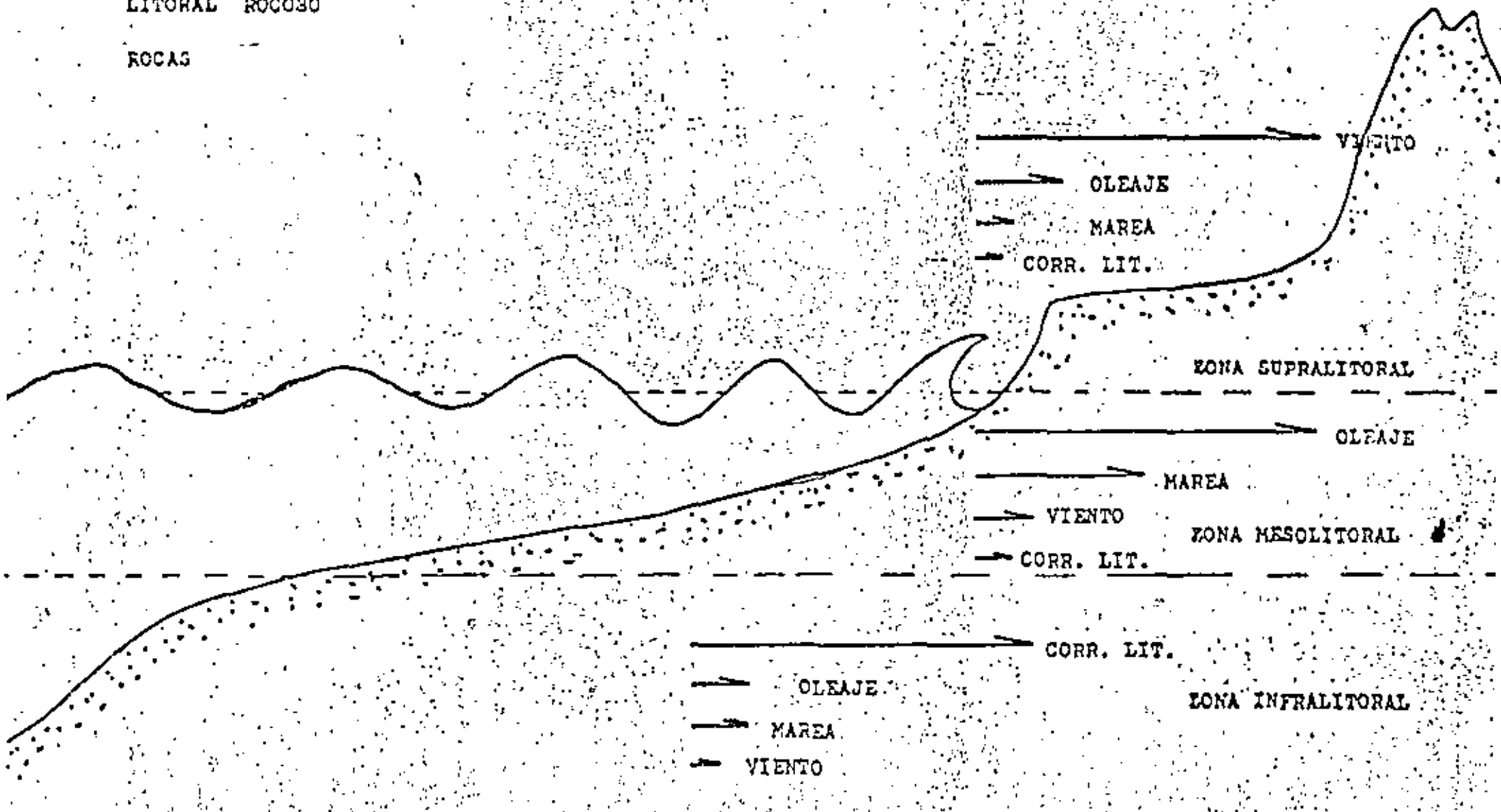


FIGURA 1

LITORAL ROCOSO

ORGANISMOS

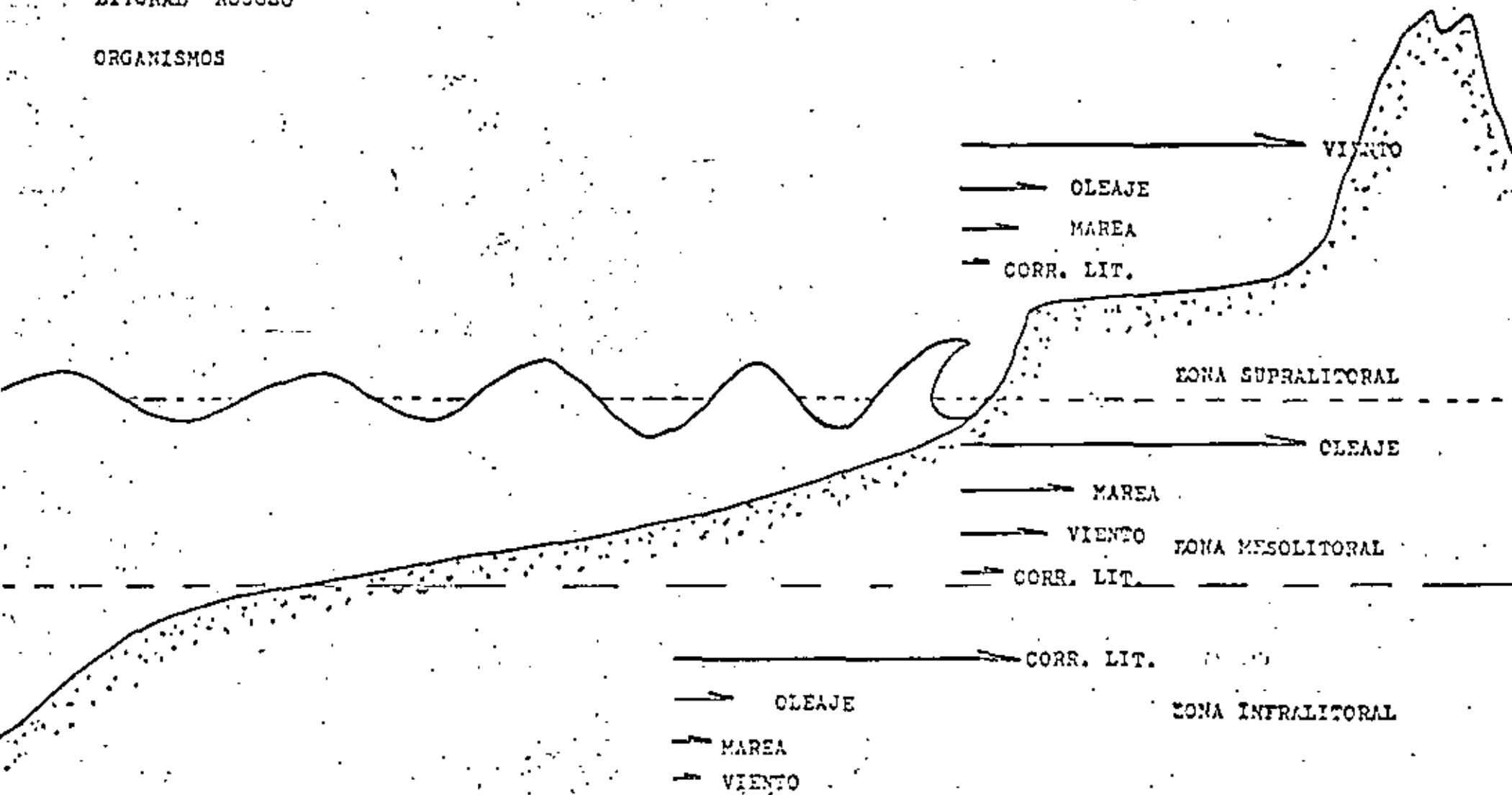


FIGURA 2

LITORAL ARBOREO

SEDIMENTOS

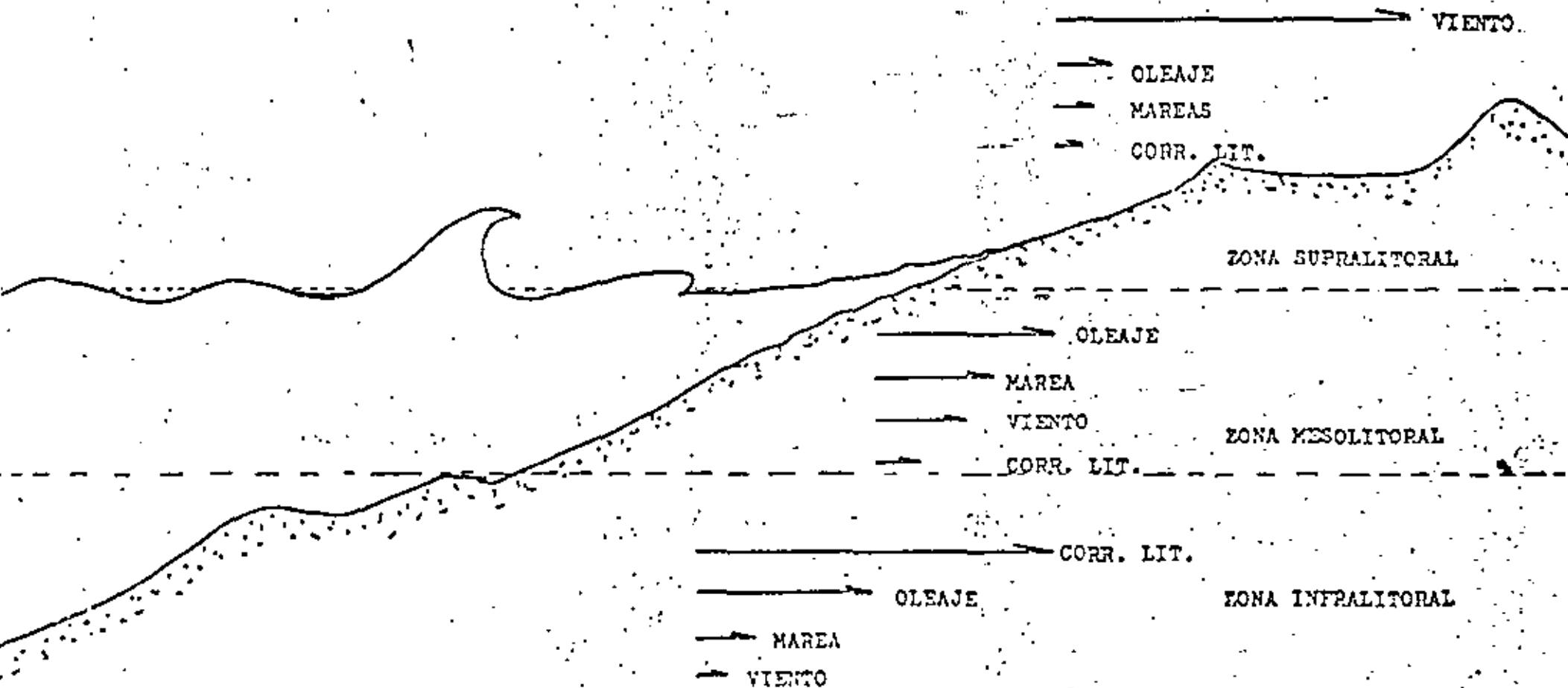


FIGURA 3



LITORAL ARENOSO

ORGANISMOS

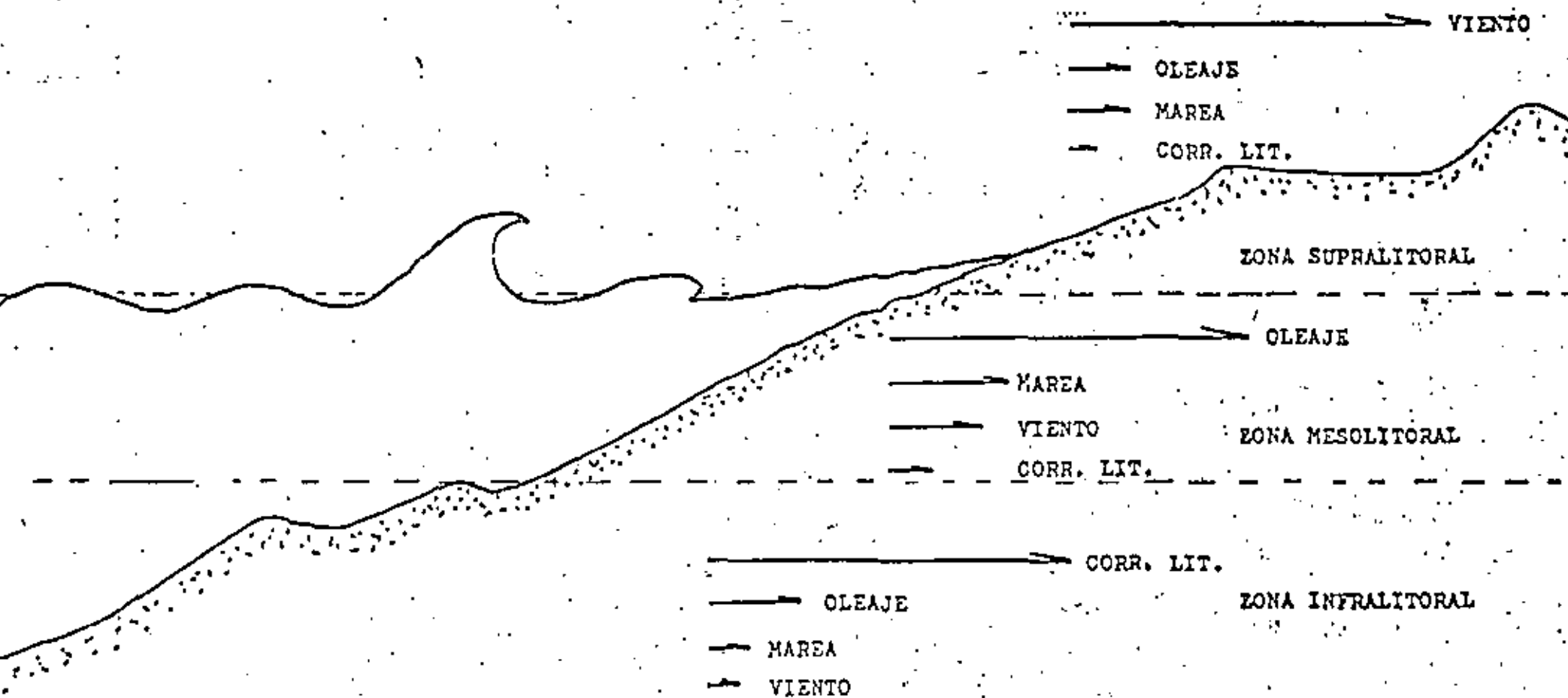


FIGURA 4

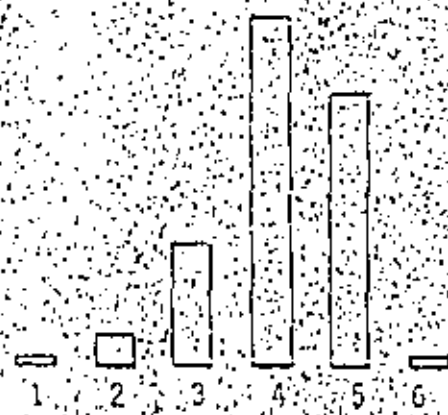


FIG. 2. TAMANO GRAFICO PROMEDIO

- 1. GRAVAS
- 2. ARENAS MUY GRUESAS
- 3. ARENAS GRUESAS
- 4. ARENAS MEDIAS
- 5. ARENAS FINAS
- 6. ARENAS MUY FINAS

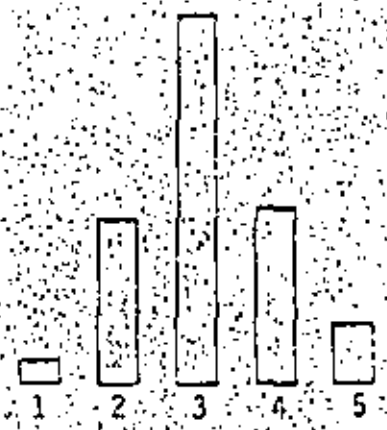


FIG. 4. ASIMETRIA

- 1. MUY ASIMETRICAS HACIA FINOS
- 2. ASIMETRICAS HACIA FINOS
- 3. SIMETRICAS
- 4. ASIMETRICAS HACIA GRUESOS
- 5. MUY ASIMETRICAS HACIA GRUESOS

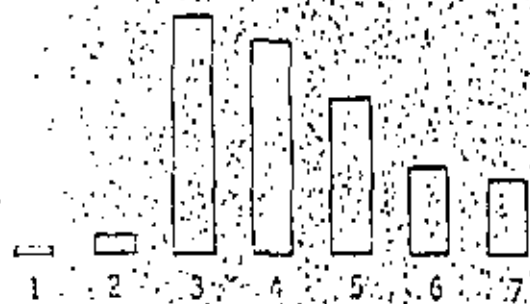


FIG. 8. COMPOSICION MINERALOGICA

1. CUARZOARENITAS
2. SUBLITARENITAS
3. SUBFELDSARENITAS
4. FELDSARENITAS
5. FELDSARENITAS LITICAS
6. LITARENITAS FELDESPATICAS
7. LITARENITAS

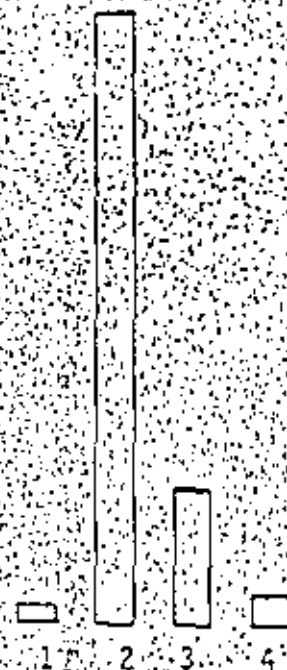


FIG. 9. REDONDEZ DE CUARZO

1. ANGULOSO
2. SUBANGULOSO
3. SUBREDONDEADO
4. REDONDEADO



FIG. 10. MADUREZ TEXTURAL

1. SUBMADURAS
2. MADURAS
3. SUPERMADURAS

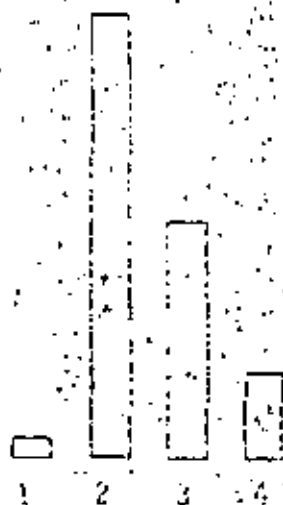


FIG. 6. COLOR DE MUESTRAS HUMEDAS

- 1. AMARILLO
- 2. CAFE
- 3. GRIS
- 4. NEGRO

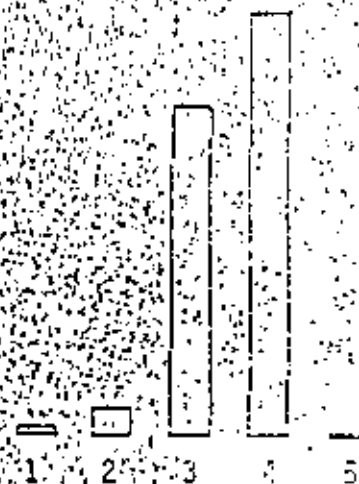


FIG. 7. COLOR DE MUESTRAS SECAS

- 1. BLANCO
- 2. AMARILLO
- 3. CAFE
- 4. GRIS
- 5. NEGRO

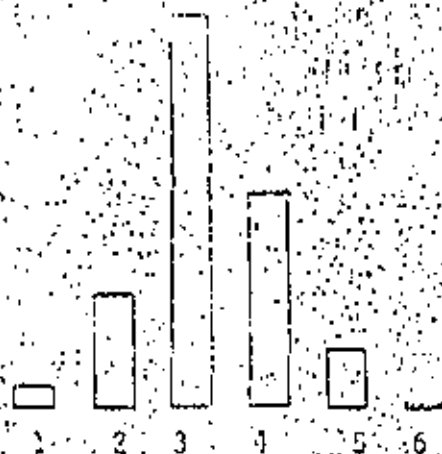


FIG. 3. COEFICIENTE DE CLASIFICACION

1. MUY BIEN CLASIFICADAS
2. BIEN CLASIFICADAS
3. MODERADAMENTE BIEN CLASIFICADAS
4. MODERADAMENTE CLASIFICADAS
5. MUY MAL CLASIFICADAS
6. EXTREMADAMENTE MAL CLASIFICADAS

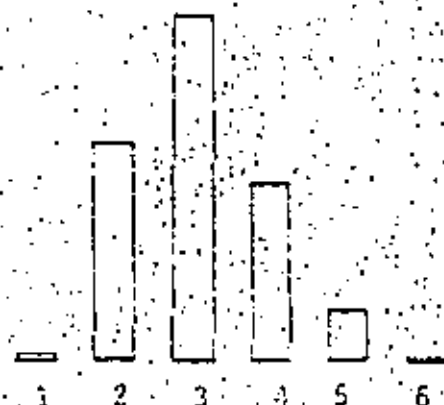
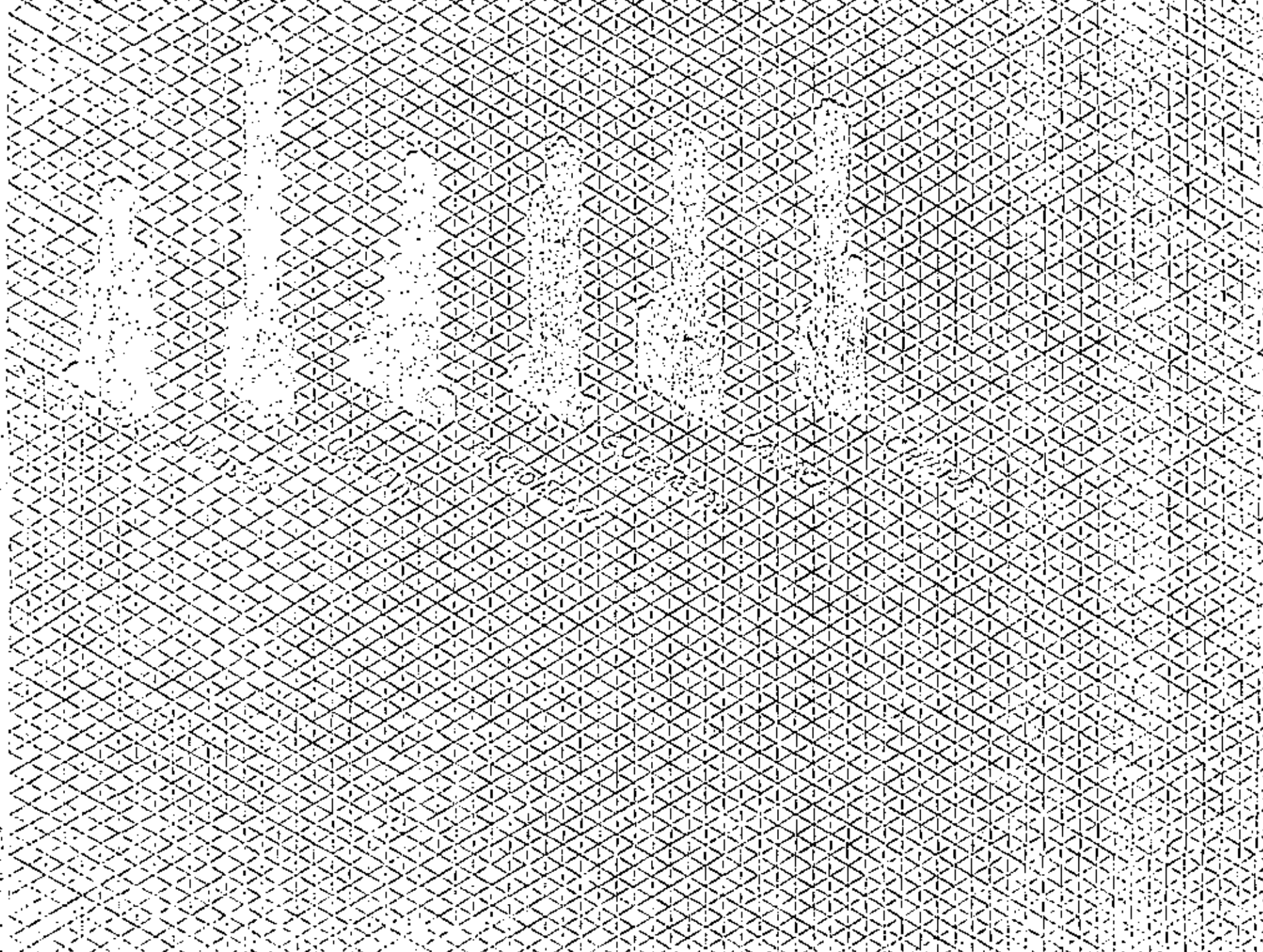
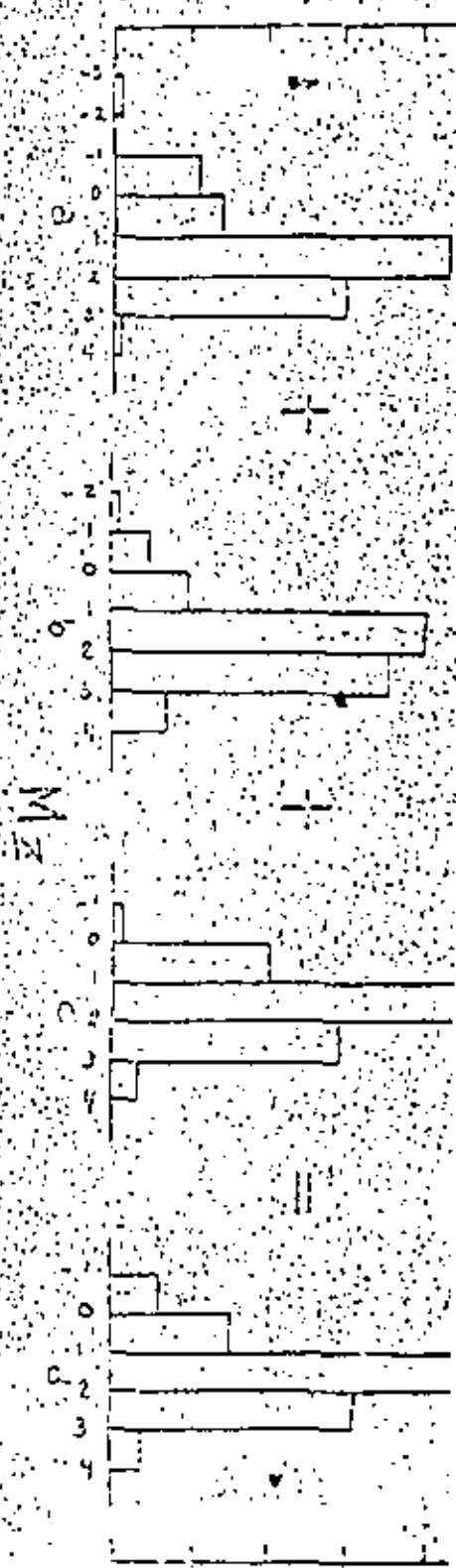
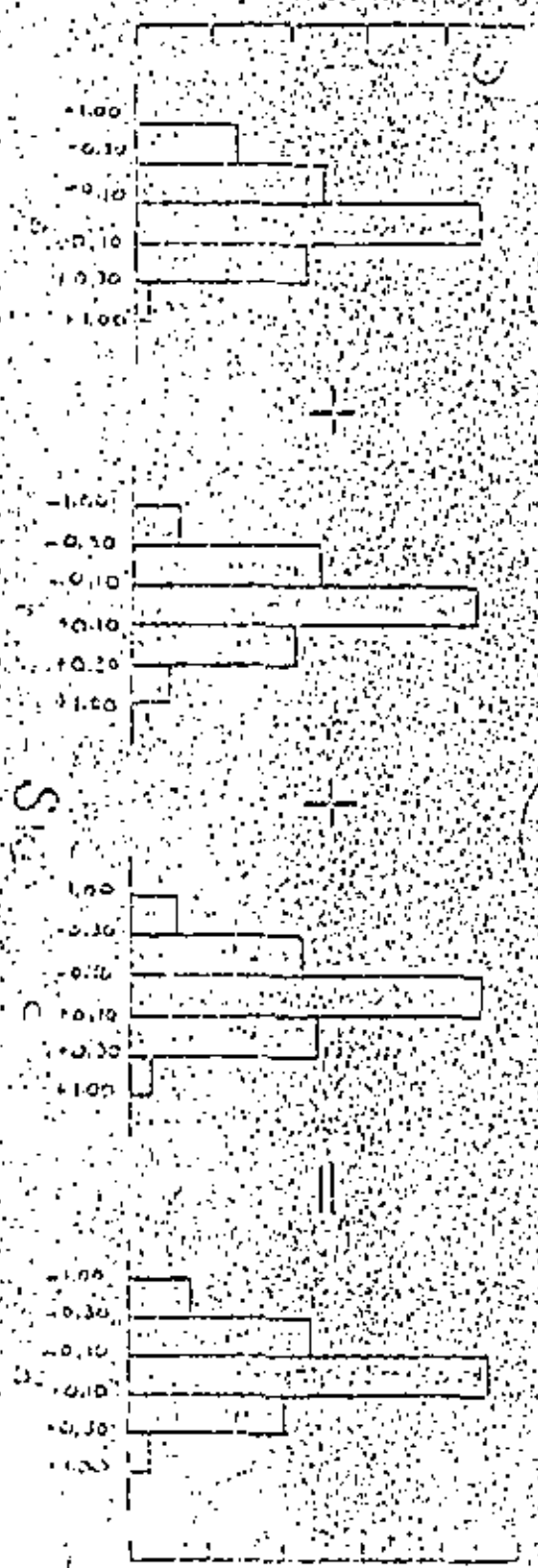
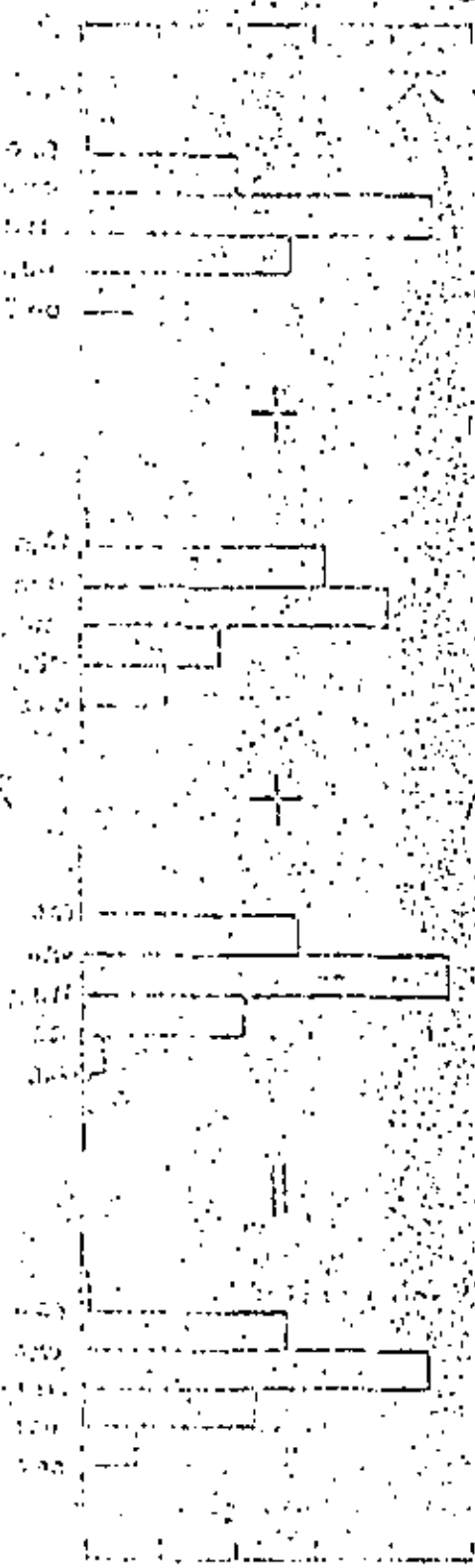


FIG. 5. CURTOSIS

1. MUY PLATICURTICAS
2. PLATICURTICAS
3. MESOCURTICAS
4. LEPTOCURTICAS
5. MUY LEPTOCURTICAS
6. EXTREMADAMENTE LEPTOCURTICAS





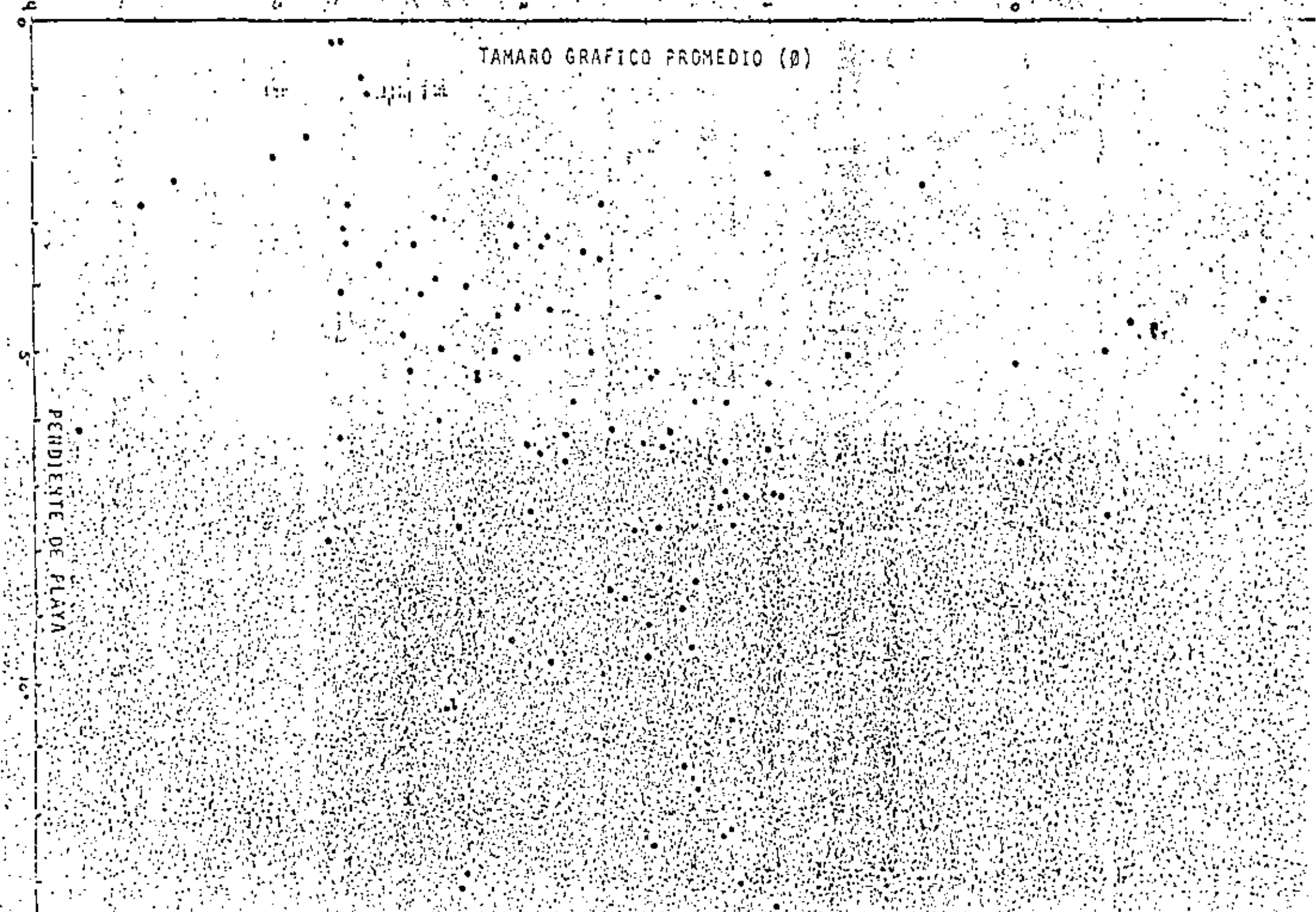
TAMARO GRAFICO PROMEDIO (Ø)

1974

PENDIENTE DE PLAYA

5

10





## EL PROBLEMA DE MONITOREO DE VARIABLES BIOLÓGICAS

En la gran mayoría de programas de monitoreo, la contaminación es evaluada desde el punto de vista químico, determinándose las concentraciones químicas de materiales procedentes de los diferentes componentes del ambiente con el propósito de obtener indicaciones sobre la concentración de sustancias previamente seleccionadas en el estudio. Sin embargo el concepto de contaminación debe entenderse como "efectos deletéreos" los cuales comúnmente <sup>se</sup> evaluados en relación a sistemas biológicos. Por lo tanto, en el monitoreo de contaminación, se requiere información biológica, sin embargo actualmente existe considerable controversia en cuanto a cuales son las variables biológicas más convenientes y en que fase del programa de monitoreo resulta más apropiada su aplicación. Generalmente, las personas responsables del manejo y el control de algún recurso, tienden a evitar el uso amplio de parámetros biológicos debido al grado de variabilidad de los sistemas naturales y por las múltiples respuestas de los organismos a cambios deletéreos de naturaleza física ó química; en virtud a este problema, se ha optado por los análisis químicos como procedimientos rutinarios y el criterio biológico es empleado únicamente en la fase de evaluación.

Es importante señalar, que la práctica de análisis químicos para estos propósitos (estudios biológicos) implican serios problemas. Desde el punto de vista biológico, pequeños cambios en ciertos compuestos químicos, pueden causar cambios importantes en la "calidad del agua". Asimismo, compuestos químicos que por si solos son inocuos, pueden tener efectos negativos al mezclarse en un ambiente contaminado; ésto mismo se aplica a compuestos químicos cuya identidad se desconoce o bien resultan difícil de detectar. Debe enfatizarse, que un programa óptimo de monitoreo debe incluir, observaciones químicas, físicas y biológicas en el campo, las cuales requieren

el apoyo del trabajo experimental (bioensayos).

### SELECCION DE VARIABLES

La selección de variables biológicas puede efectuarse con base a dos cri  
terios:

- A. Aspectos científicos para evaluar un impacto biológico de un cambio
- B. Eficiencia de las mediciones biológicas y su uso práctico como índices de Impacto.
- C. Consideraciones de carácter administrativos.

Categorías Incluidas en cada criterio.

#### A. 1. Significado Ecológico:

¿ Puede mostrarse convincentemente que el efecto analizado está relacionado con el daño sobre el crecimiento, la reproducción ó la sobrevivencia de las poblaciones, y últimamente sobre la co  
munidad/ecosistema?

#### 2. Relevancia con otros efectos:

¿ Puede el efecto analizado ser relacionado con otros efectos en niveles inferiores o superiores de organización?

#### 2. Especificidad: ¿Qué tan específica es el efecto en relación al agente causante?

#### 4. Condición de Reversibilidad:

¿ Hasta que punto la variable puede regresar a su estado original cuando el agente causante es removido?

#### 5. Amplitud de acción:

¿ El efecto es específico a ciertos taxa

B. 1. Aspectos cuantitativos:

¿ Es el efecto posible de ser cuantitativo ó predecible en relación a la causa?

2. Sensibilidad:

¿ Que intensidad del agente causante se requiere para detectar el efecto?

3. Amplitud (scope):

¿ Cual es el rango de intensidad del agente causante en el cual se detecta el efecto?

4. Tasa de respuesta:

¿ Que tan rápido se detecta el efecto?

( hs / días / meses / años )

5. Señal / Ruido:

¿ Puede detectarse la señal (efecto) de la variación natural (ruido) ?

6. Precisión:

C. 1. Costo:

2. Aplicación

EMA V I

# Movimientos del mar



## 1. Generalidades

Las aguas del mar están animadas de movimientos de distinta naturaleza. Los agentes que pueden provocar movimientos o desplazamientos son muy numerosos al ser el medio acuoso muy fácilmente deformable por su escasa cohesión intermolecular. El viento, los astros, las variaciones de temperatura o salinidad, con una incompleta y heterogénea muestra de dichos agentes del movimiento.

Atendiendo al tipo de movimiento se pueden clasificar en:

- a) Ondas, cuya principal característica es su periodicidad y su desarrollo en la superficie del agua únicamente.
- b) Corrientes, que consisten fundamentalmente en traslaciones o desplazamientos de masas líquidas.

En ambos casos, los fenómenos requieren un estudio especial según se produzcan en profundidades indefinidas (mar profundo), o en profundidades finitas, en las cuales el fondo del océano influye en las características de formación, propagación y extinción.

## 2. Ondas

El aspecto real del oleaje en el mar es diverso. Mientras las olas se encuentran dentro del área donde sopla el viento que las genera, su disposición y movimiento es caótico. Se pueden observar olas de diferentes tamaños que se mueven en direcciones diferentes pasando las más rápidas sobre la cresta de las más lentas con total ausencia de ritmo y orden. Posteriormente, fuera del área de influencia del viento, se produce una ordenación progresiva con la aparición de crestas largas, bien definidas, con un ritmo más notable, pudiendo propagarse de este modo distancias de miles de kilómetros. A su llegada a las proximidades de las costas y al alcanzar profundidades finitas su energía se disipa, bien internamente, bien por interacción con el aire, o bien por turbulencia al romperse por efecto del fondo.

La descripción matemática del fenómeno del oleaje presenta numerosas dificultades debido a sus acusadas características de aleatoriedad e irregularidad, además de desarrollarse en tres dimensiones. Existen, no obstante, varias teorías que tratan de analizar matemáticamente el fenómeno, que han ido evolucionando durante los dos últimos siglos. La más clásica, desarrollada por Airy en 1845, es la llamada de ondas de pequeña amplitud o lineal. Su importancia es notable debido a su aceptable ajuste para el caso de ondas en profundidades indefinidas y a su fácil aplicación ya que es la única que admite el principio de superposición lineal.

La teoría trocoidal, desarrollada por Gerstner en 1802, fue la primera teoría de ondas de amplitud finita. Si bien su predicción de perfiles de la onda es muy aceptable, el movimiento de la partícula de agua que supone no se corresponde con el real.

Stokes, en 1880, desarrolló una teoría para ondas de amplitud finita con posteriores aproximaciones de orden superior. Su validez, especialmente las de tercer y cuarto orden, es muy ajustada para la reproducción del oleaje en mar profundo.

Para profundidades reducidas, sin embargo, todas estas teorías no presentan validez. La influencia del fondo del océano sobre el perfil de la onda y el movi-

miento de las partículas no ha sido contemplada en ellas. Dentro de las teorías que se han desarrollado y que reflejan con validez suficiente el fenómeno ondulatorio en profundidades reducidas merece destacarse la teoría de la onda cnoidal, desarrollada por Korteweg y De Vries a finales del siglo pasado. Su principal dificultad es de orden práctico, ya que su utilización requiere el uso de tablas y ábacos.

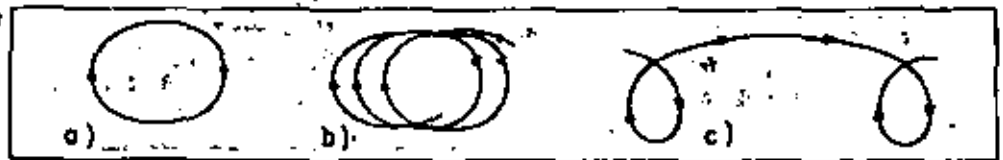
En el límite de la teoría cnoidal, cuando se acerca la rotura del oleaje, la teoría de la onda solitaria ofrece una aproximación aceptable siendo además de sencillo empleo.

La clasificación de los diversos tipos de ondas se pueden hacer atendiendo a los distintos parámetros que las caracterizan.

Según el movimiento de las partículas del líquido se pueden distinguir tres tipos:

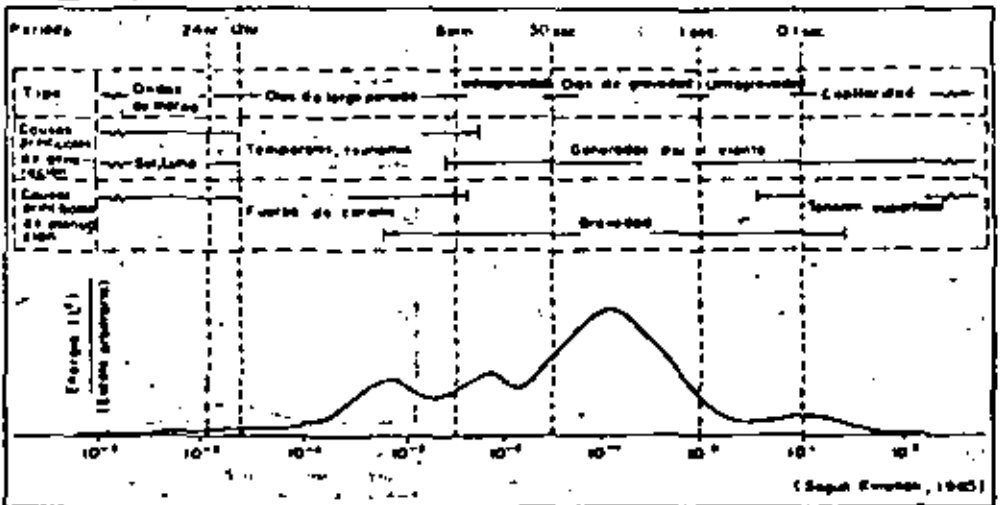
- a) **Oscilatorias:** si el movimiento de la partícula líquida describe órbitas cerradas (por ejemplo trocoidal).
- b) **Quasi-oscilatorias:** si las órbitas descritas no son cerradas produciéndose un ligero movimiento neto en algún sentido.
- c) **De traslación:** si el movimiento neto de la partícula consiste en una traslación. Una ola en rotura es un claro ejemplo de este tipo. (Teoría de la onda solitaria.)

Fig. 140.—Movimiento de las partículas de agua al paso de las ondas



Otra clasificación se deduce a partir del periodo —tiempo de paso de dos crestas o senos consecutivos de las ondas—. La gama de periodos de los diferentes tipos de ondas marinas es muy amplio (fig. 141) sin embargo, para el ingeniero portuario o costero ofrecen mayor importancia las comprendidas entre 4 y 20 segundos que son las llamadas ondas de gravedad. El hecho de que estos periodos sean los de manejo común, no quiere decir que no se haya de conocer lo referente a otros tipos ya que, por ejemplo, las mareas meteorológicas con periodicidad de horas tienen una gran trascendencia en relación con puertos y costas.

Fig. 141.—Clasificación de las ondas según su periodo



## 2.1. Definiciones y notaciones

Dentro de las ondas de gravedad, se puede establecer otra clasificación distinguiendo entre ondas en la zona de SEA y en las de zona SWELL. Las primeras están dentro del área de generación del oleaje, bajo la influencia del viento, y su tipología presenta periodos cortos, direcciones múltiples, peraltes grandes con un aspecto general caótico. Las de tipo SWELL han salido del área de influencia del viento y presentan, por lo general, periodos mayores, crestas largas y una dirección de avance definida.

Las ondas presentan una convexidad hacia la superficie que se alza sobre el nivel de reposo del mar y que se llama "cresta" precedida y seguida por una concavidad, por debajo del nivel medio, que se denomina "seno".

La distancia entre dos crestas o dos senos consecutivos se llama "longitud de onda" y se representa por  $L$ .

El desnivel o diferencia de altura entre cresta y seno precedente, se llama "altura de ola" con notación  $H$ .

El tiempo transcurrido entre el paso de dos crestas o dos senos consecutivos se llama "periodo" y se representa por  $T$ .

La relación entre la longitud de onda y el periodo, es decir la velocidad de propagación, se denomina "celeridad" representándose por  $C$ . Dentro de este concepto no deben confundirse los términos "celeridad de onda" con la "celeridad de un grupo de ondas" que, en general no tendrán valores idénticos.

La distancia vertical entre el lecho oceánico y la superficie del mar en reposo se denomina "profundidad" y se representa por  $d$ .

La relación existente entre la altura de ola y la longitud de onda, se llama "peralte" ( $H/L$ ).

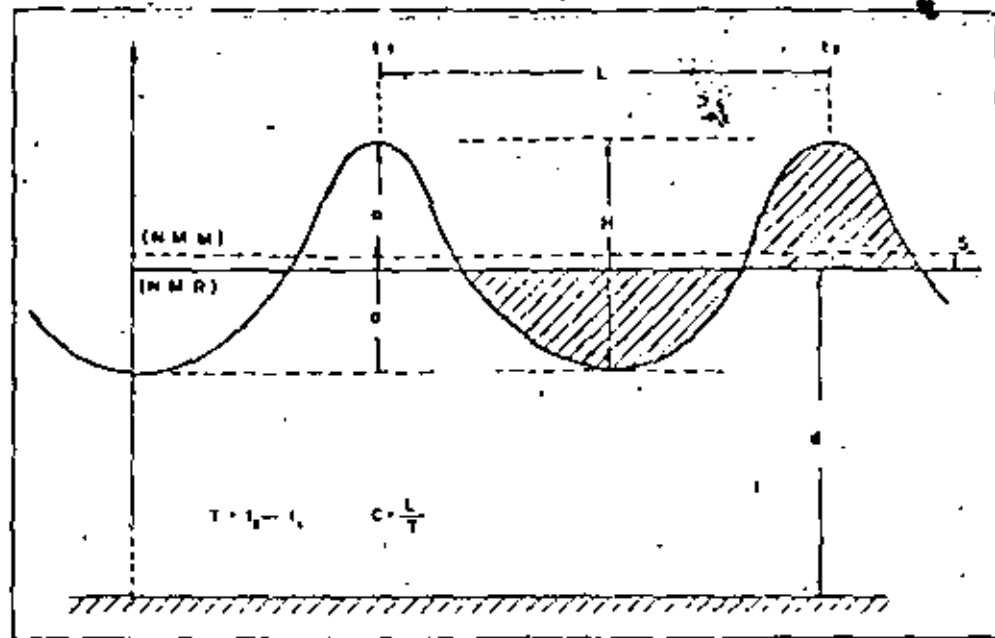
El nivel del mar antes de iniciarse el movimiento es el "nivel medio en reposo" (N. M. R.) y la línea horizontal equidistante entre crestas y senos es el "nivel medio en movimiento" (N. M. M.).

La diferencia de altura entre ambos niveles se denomina "sobreelevación" y expresa la distinta manera de considerar el nivel medio: como línea que separa iguales volúmenes repartidos en crestas y senos (N. M. R.) o bien la que equidista de los puntos extremos de crestas y senos. (N. M. M.). La notación señalada se refiere a un punto cualquiera del mar. Si se desea señalar que dichas variables se refieren a un punto situado en profundidades indefinidas o mar profundo se les añadirá el subíndice "o", mientras que el subíndice "b" las referirá al punto de rotura de la ola.

Asimismo, hay que señalar que la notación de Iribarren, empleada frecuentemente en España difiere de la expuesta, de uso internacional, en la siguiente forma:

	Internacional	Iribarren
Altura de ola	$H$	$2h$
Longitud de onda	$L$	$2l$
Periodo	$T$	$2T$
Profundidad	$d$	$H$
Celeridad	$C$	$C$

Fig. 142. - Parámetros de definición de la onda



## 2.2. Teoría de ondas de pequeña amplitud (teoría lineal o de Airy)

Las simplificaciones o hipótesis de partida para el desarrollo de esta teoría son las siguientes:

1. El fluido es homogéneo e incomprensible.
2. La tensión superficial es despreciable.
3. El efecto de Coriolis es despreciable.
4. La presión en la superficie libre es uniforme y constante.
5. El fluido es perfecto.
6. La onda no está interferida por otros movimientos del fluido.
7. El fondo es horizontal, fijo e impermeable.
8. La amplitud de la onda es pequeña y su forma es un invariante.
9. Las ondas son de cresta indefinida y planas (dos dimensiones).

De esta serie de hipótesis, las tres primeras son aceptables para la mayoría de los casos de ingeniería. Las 4, 5 y 6 pueden ser aceptadas salvo en algunos casos muy específicos, mientras que las tres últimas invalidan la aplicación de la teoría en los casos de ingeniería situados en profundidades limitadas.

### • Movimiento de las partículas:

Para profundidades indefinidas,  $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$ , el movimiento de la partícula describe una órbita circular de radio inversamente proporcional a la distancia a la superficie.

$$\text{Para } \frac{d}{L} > \frac{1}{2} \quad A = B = \frac{H}{2} e^{2\pi z/L}$$



En profundidades finitas,  $\frac{d}{L} < \frac{1}{2}$ , las órbitas se transforman en elipses, que en la proximidad del fondo se pueden asimilar a rectas (fig. 143).

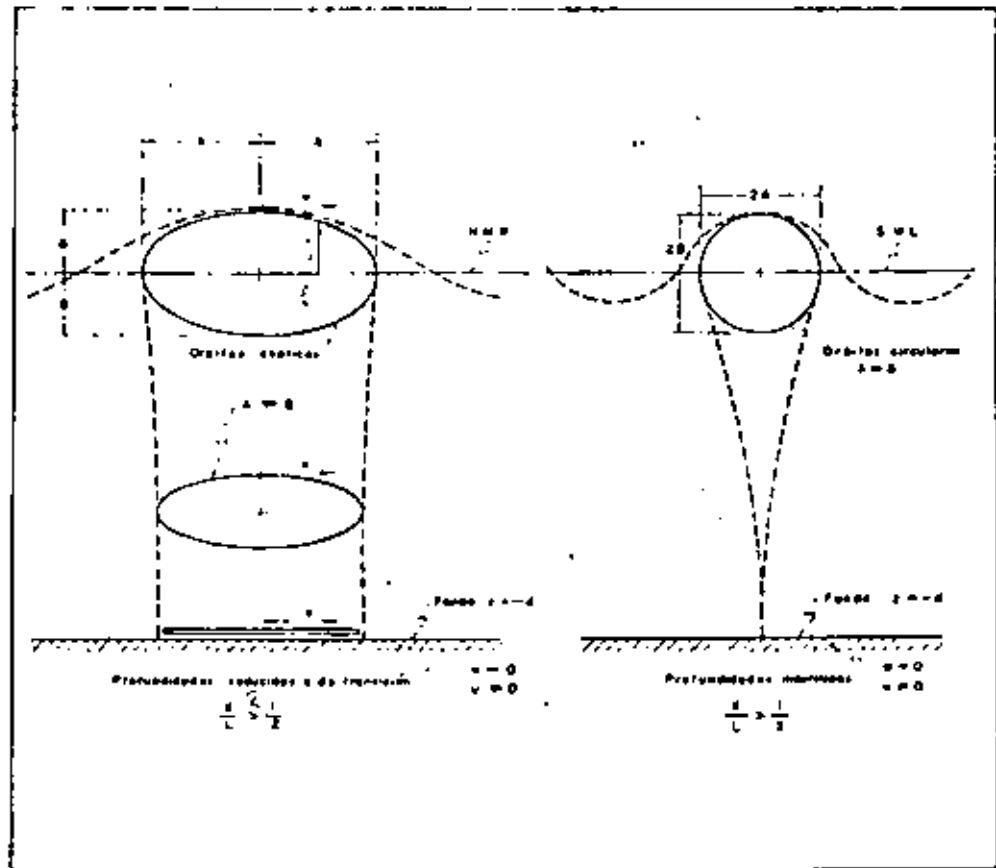
Para  $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$  (profundidades muy pequeñas):

$$A = \frac{H}{2} \frac{L}{2\pi d}$$

$$B = \frac{H}{2} \frac{z+d}{d}$$

El desplazamiento vertical de las partículas de agua varía desde un mínimo de cero hasta un máximo igual a la mitad de la altura de ola en superficie.

Fig. 143.—Movimiento orbital de las partículas de agua en profundidades indefinidas y reducidas



La ecuación del perfil sinusoidal de la superficie libre del agua se puede escribir:

$$\eta = a \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right)$$

siendo  $a =$  amplitud máxima  $= H/2$

en donde,  $\eta$  representa la elevación de la superficie líquida referida al nivel del agua en reposo,  $x$  la distancia horizontal y  $t$  el tiempo. Esta ecuación define una onda periódica y sinusoidal avanzando en la dirección  $x$ .

• Celeridad de la onda

Teniendo en cuenta los conceptos de celeridad, longitud de onda y periodo se puede escribir:

$$C = \frac{L}{T}$$

y refiriéndolo a la profundidad:

$$C = \frac{gT}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$$

Teniendo en cuenta los límites de las funciones hiperbólicas para distintos valores de la profundidad, la celeridad puede aproximarse a los siguientes valores.

Aguas profundas ( $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$ ):  $C_0 = \frac{gT}{2\pi} = 1.56 T$  (metros)  $L > 1.56 T^2$

Profundidades pequeñas ( $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$ ):  $C = \sqrt{gd}$

• Energía del oleaje

La energía total del oleaje se compone de su energía potencial, motivada por la masa de fluido elevada por encima del nivel del mar, y de su energía cinética debida a la velocidad de las partículas líquidas asociada al movimiento.

$$E = E_e + E_p = \frac{\rho g H^2 L}{16} + \frac{\rho g H^2 L}{16} = \frac{\rho g H^2 L}{8}$$

siendo  $\rho$  la densidad del fluido y  $E$  la energía total por unidad de longitud de cresta.

• Presiones en el seno del líquido

La presión total en un punto interior del líquido resulta al componer la presión estática y la presión dinámica.

$$\begin{aligned} P_e &= \rho g z + P_a \\ z &= \text{profundidad} \\ P_a &= \text{presión atmosférica} \end{aligned}$$

$$P_d = \rho g \frac{\operatorname{ch} |2\pi(z+d)/L|}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \cdot \frac{H}{2} \cos \left[ \frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right]$$

Sumando ambas y restando la presión atmosférica, se puede llegar a la expresión reducida:

$$P = \rho g (\eta K_1 - z)$$

en donde:  $\eta$  = elevación de la sup. líquida referida al nivel de reposo.

$$K_1 = \text{factor de presión} = \frac{\text{ch} [2 \pi (z + d)/L]}{\text{ch} (2 \pi d/L)}$$

#### • Celeridad de grupo

Se considera como "grupo de ondas" un conjunto de dos o más ondas sinusoidales de periodo y longitudes muy parecidas, que se mueven en la misma dirección. La velocidad con que viaja un grupo de ondas, en general difiere de la velocidad con que lo hacen las olas individualmente.

En general, puede expresarse:

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} \left( 1 + \frac{4 \pi d/L}{\text{sh} (4 \pi d/L)} \right)$$

En el caso de profundidades indefinidas  $\frac{4 \pi d/L}{\text{sh} (4 \pi d/L)} \approx 0$  y por tanto:

$$C_g = \frac{1}{2} \frac{L_0}{T} = \frac{1}{2} C_0 \text{ (mar profundo)}$$

La celeridad de grupo, según esto, será la mitad de la celeridad de una onda individual, cuando ambas se propagan por estas profundidades.

Para profundidades reducidas  $\text{sh} (4 \pi d/L) \approx 4 \pi d/L$  y por tanto:

$$C_g = \frac{L}{T} = C \approx \sqrt{gd}$$

#### • Resumen de expresiones

El cuadro siguiente resume las expresiones de distintos parámetros derivadas de la teoría lineal para diferentes escalones de profundidad.

	PROFUNDIDAD REDUCIDA $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	ZONA DE TRANSICIÓN $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	PROFUNDIDAD INDEFINIDA $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Perfil de onda	Idem	$\eta = \frac{H}{2} \cos \left[ \frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right] = \frac{H}{2} \cos \theta$	Idem
2. Celeridad de onda	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \operatorname{tgh} \left( \frac{2\pi d}{L} \right)$	$C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
3. Longitud de onda	$L = T \sqrt{gd} = CT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tgh} \left( \frac{2\pi d}{L} \right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = C_0 T$
4. Celeridad de grupo	$C_g = C = \sqrt{gd}$	$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{4\pi d/L}{\operatorname{sh}(4\pi d/L)} \right] \cdot C$	$C_g = \frac{1}{2} C = \frac{gT}{4\pi}$
5. Velocidad de partícula			
a) Horizontal	$u = \frac{H\pi}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos \theta$	$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$u = \frac{\pi H}{T} \frac{z}{d} \cos \theta$
b) Vertical	$w = \frac{H\pi}{T} \left( 1 + \frac{z}{d} \right) \sin \theta$	$w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \sin \theta$	$w = -\frac{\pi H}{T} \frac{z}{d} \sin \theta$
6. Aceleración de partícula			
a) Horizontal	$a_x = \frac{H\pi}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$	$a_x = \frac{\pi H}{L} \frac{gT}{L} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \sin \theta$	$a_x = 2H \left( \frac{\pi}{T} \right)^2 \frac{z}{d} \sin \theta$
b) Vertical	$a_z = -2H \left( \frac{\pi}{T} \right)^2 \left( 1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$a_z = -\frac{g\pi H}{L} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$a_z = -2H \left( \frac{\pi}{T} \right)^2 \frac{z}{d} \cos \theta$
7. Desplazamiento de partícula			
a) Horizontal	$\xi = -\frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{sh}(2\pi d/L)} \sin \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{z}{d} \sin \theta$
b) Vertical	$\zeta = \frac{H}{2} \left( 1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{\operatorname{sh}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{sh}(2\pi d/L)} \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{z}{d} \cos \theta$
8. Presiones en el interior	$p = \rho g (q - z)$	$p = \rho g \left[ \frac{\operatorname{ch}[2\pi(z+d)/L]}{\operatorname{ch}(2\pi d/L)} - z \right]$	$p = \rho g \left[ \frac{z}{d} - z \right]$

### 2.3. Teoría cnoidal

La validez de la teoría cnoidal se inscribe entre los valores de  $d/L < 1/8$  y  $L^2 \cdot H/d^3 > 26$  (parámetro de Ursell). Esto hace que sea de aplicación adecuada en casos de profundidades intermedias y pequeñas. De un lado, según aumenta la longitud de onda, la teoría cnoidal se aproxima a la de la onda solitaria. Por el otro extremo, según disminuye la relación entre la altura de ola y la profundidad, se acerca a la teoría lineal.

La descripción de las diferentes características del oleaje (celeridad, longitud de onda, etc.) según la teoría cnoidal precisa la utilización del módulo elíptico  $K$ . Este módulo varía entre los valores  $K = 0$  (sinusoide) y  $K = 1$  (onda solitaria). Asimismo, también entran en juego los valores  $K(k)$  y  $E(k)$  que son las integrales elípticas de primera y segunda especie.

El desarrollo y forma de aplicación de esta teoría excede por su singularidad, los límites de este texto, remitiéndose al lector a una publicación específica de nivel superior.

### 2.4. Teoría de la onda solitaria

La onda solitaria no es ya una onda de oscilación sino una onda de traslación de una masa de agua. En realidad la onda solitaria se desplaza toda ella sobre el



nivel del agua en reposo. Cuando una onda de oscilación entra en zona de pequeña profundidad se aproxima a una onda solitaria; su cresta se va acortando y elevando mientras que su seno tiende a hacerse más largo y plano.

La onda solitaria es el caso extremo de la onda cnoidal, cuando  $K^2 = 1$ ;  $K(k) = \pi$  y  $E(k) = 1$ .

Las características más notables, según la teoría, tienen las siguientes expresiones:

– Ecuación del perfil:

$\eta = H \operatorname{sech}^2 \left[ \sqrt{\frac{3}{4}} \frac{H}{d} (x - Ct) \right]$  colocando el origen de las  $x$  en la cresta de la ola.

– Celeridad:

$$C = \sqrt{g(H + d)}$$

– Energía del oleaje:

$$E = \frac{8}{3\sqrt{3}} \rho g H^{3/2} d^{1/2}$$

– Presión en el seno del fluido:

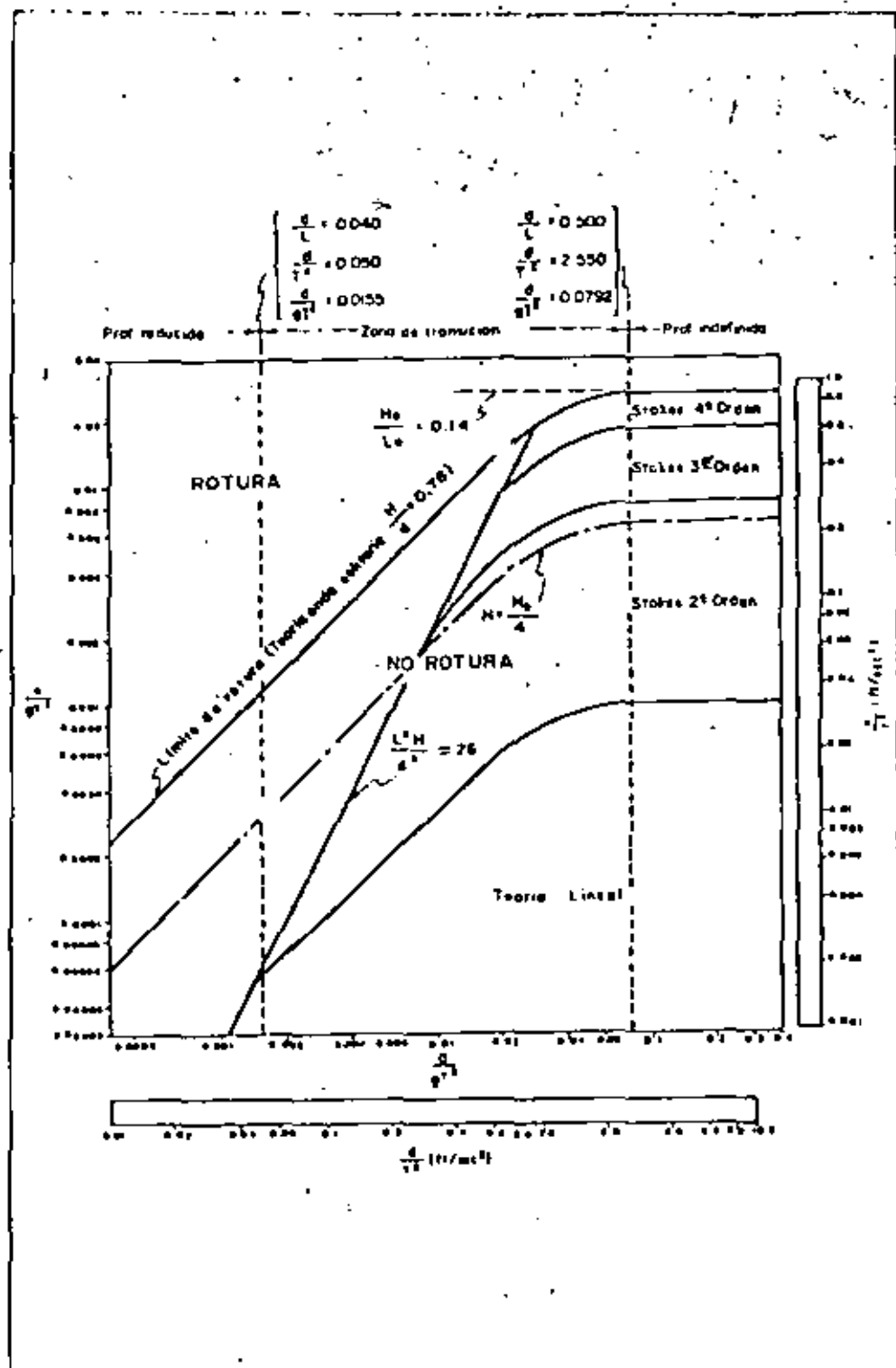
$$p = \rho g (Y_0 - Y) \quad (\text{aproximación})$$

La rotura de una onda solitaria ante la progresiva disminución de la profundidad se produce cuando la relación  $(H/d)$  alcanza un valor límite. Mc. Cowan determinó el valor de rotura en 0,78. Sin embargo, experimentalmente, se ha comprobado que ese valor límite depende de otros factores como la longitud de onda, la rugosidad del fondo, y muy directamente de la pendiente del mismo. De una manera general puede afirmarse que el valor límite de rotura de  $H/d$  aumenta según crece la pendiente, pudiendo llegar, por ejemplo, a un valor próximo a 1.3 para una pendiente de 0.2.

**2.5. Campo de validez** En la figura se indican, referidas a los valores de los parámetros que caracterizan cada tipo de oleaje y la profundidad de la zona por la que avanzan, las distintas áreas en las que son válidas las teorías de ondas. Como se puede ver, la teoría de la onda solitaria marca el límite de rotura de las olas.

Respecto a la aproximación al perfil de la superficie del líquido se pueden comparar valores obtenidos por aplicación de las distintas teorías, con los perfiles

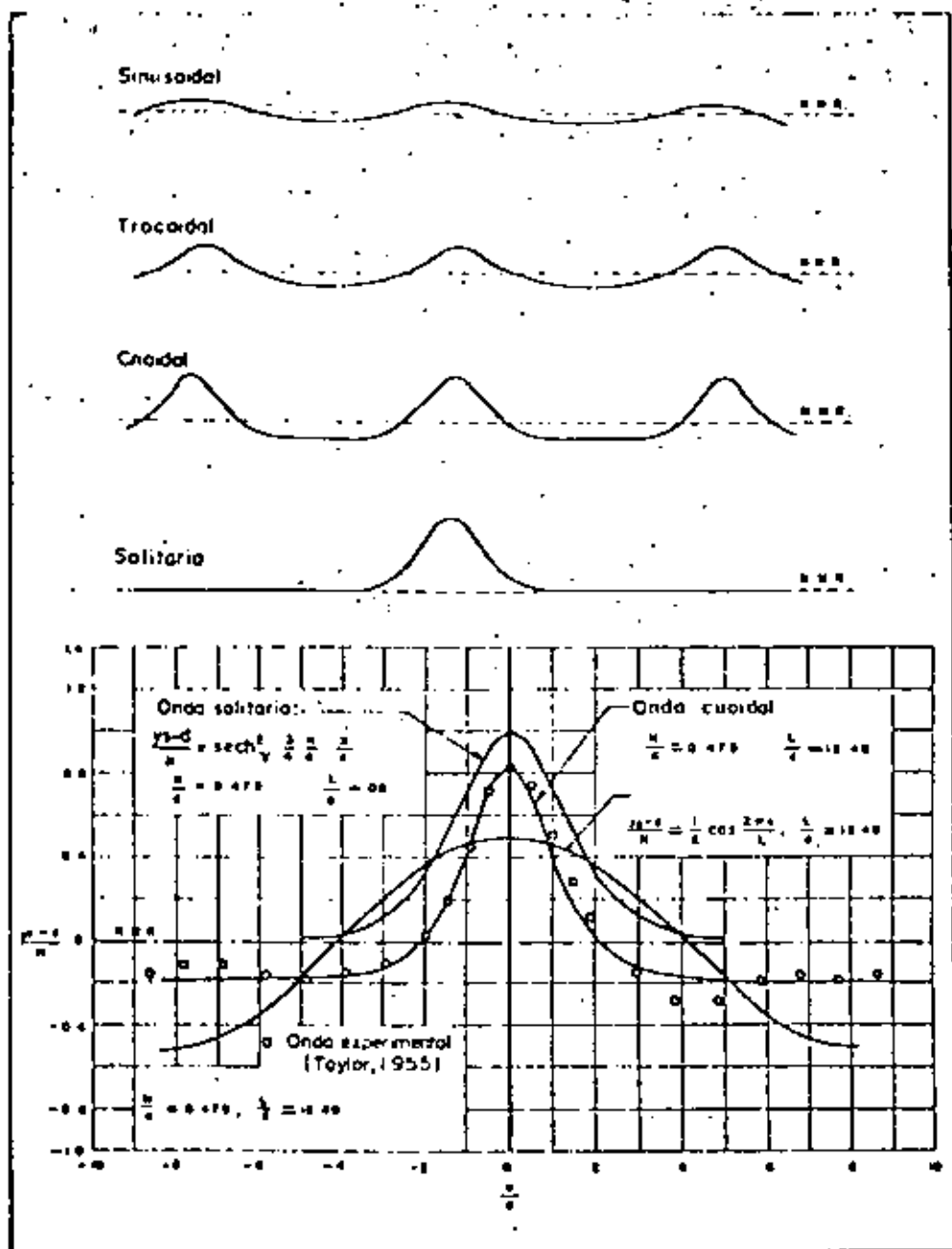
Fig. 144.- Campo de validez de las diversas teorías de ondas



obtenidos experimentalmente. La figura 145 muestra dicha comparación con una onda de las características indicadas y que viene representada por un punto en la citada figura. Se puede observar que la teoría cnoidal consigue una aproximación muy aceptable mientras que la oscilatoria no tiene apenas validez.

Es también digno de tenerse en cuenta la disimetría que presentan algunos tipos (trocooidal, cnoidal, solitaria, etc.) respecto del nivel medio del mar en reposo, llegando al límite en el caso de la onda solitaria que en pura teoría, permanece completamente por encima de dicho nivel.

Fig. 143.- Perfiles y sobreelevaciones de diversos tipos de ondas



### 3. Ondas estacionarias

Son oscilaciones de la masa líquida en las cuales el perfil instantáneo no avanza sino que se deforma sin variar de posición.

Una onda estacionaria se forma a partir de dos ondas progresivas que avanzan en direcciones opuestas. La interposición de un obstáculo que refleje total o parcialmente una onda da lugar en la realidad a la aparición de ondas estacionarias.

Dentro de las ondas estacionarias se pueden distinguir varias clases según las características de altura y dirección de las ondas progresivas confluyentes que las motivan.

Un "clapotis" (chapoteo) total, o simplemente clapotis, es aquel en la que ambas



ondas son similares y de sentido contrario. La apariencia de la superficie del agua, en este caso, es el de aparición-desaparición de crestas espaciadas media longitud de onda, con ciclos de periodo  $T$ .

El "clapotis" parcial se produce cuando a pesar de tener los mismos periodos y dirección, y contrarios sentidos, las ondas progresivas confluyentes son de distinta altura. Es el caso que se da en la realidad cuando la reflexión que se produce en un dique vertical no es total, existiendo una pérdida de energía parcial.

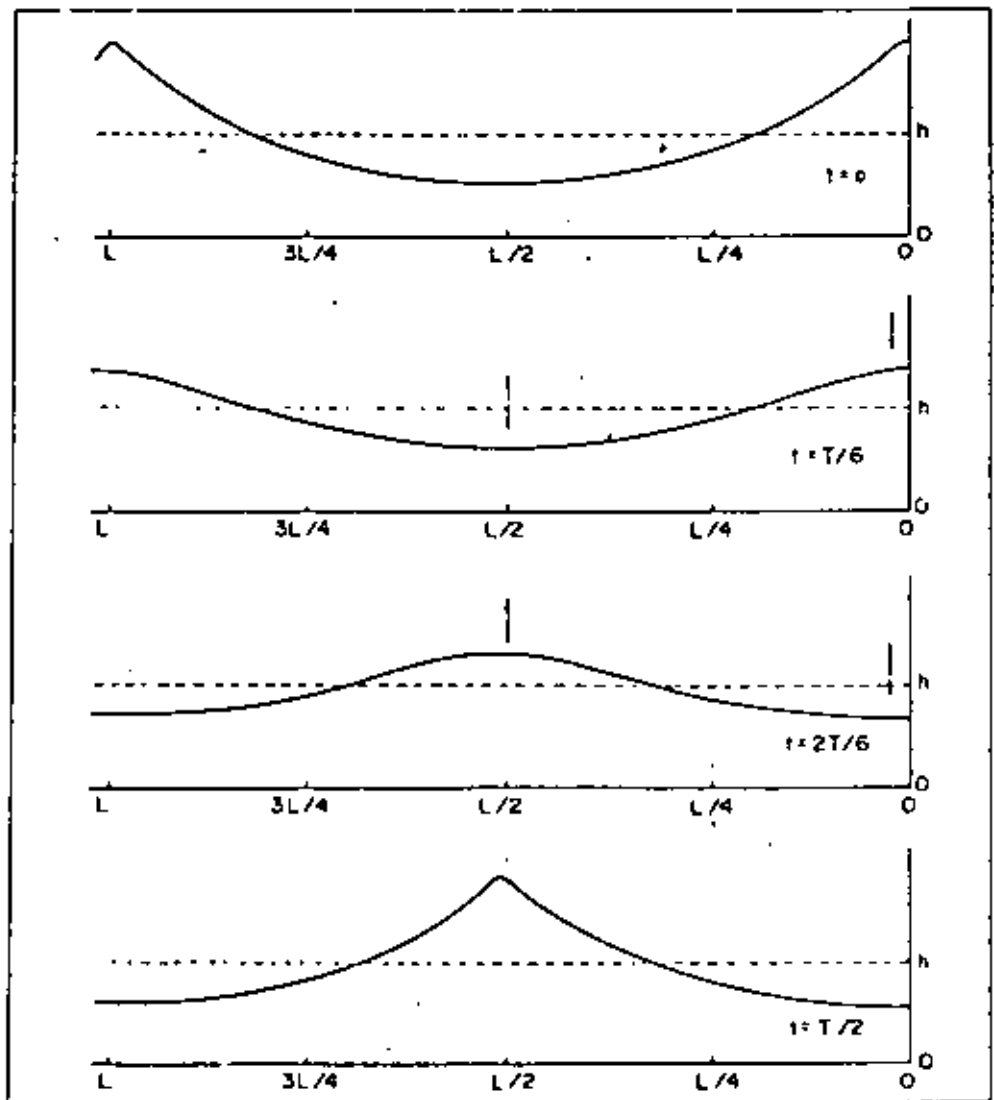
El "clapotis gaufre" se produce cuando las direcciones de las ondas incidentes no coinciden y forman sus crestas una malla cruzada.

El estudio teórico que se hace a continuación se refiere al clapotis total.

### 3.1. Clapotis total sinusoidal

El clapotis sinusoidal consiste en una serie de ondulaciones estacionarias que se pueden mantener indefinidamente y que mantienen su periodicidad tanto en el espacio como en el tiempo.

Fig. 146.—Variación en cuatro tiempos de la superficie libre del agua en clapotis total



El fenómeno presenta unas oscilaciones con unos vientres de oscilación vertical situados a una distancia  $N \frac{L}{2}$  de la pared vertical, siendo  $N$  un número entero cualquiera. En estos vientres el desplazamiento es vertical mientras que en los nodos, que están situados equidistantes de dos vientres consecutivos, el desplazamiento horizontal es máximo (fig. 146).

El valor máximo de la oscilación vertical se produce, claro está, en los vientres y tiene el valor  $2H$ , siendo  $H$  la altura de la ola incidente.

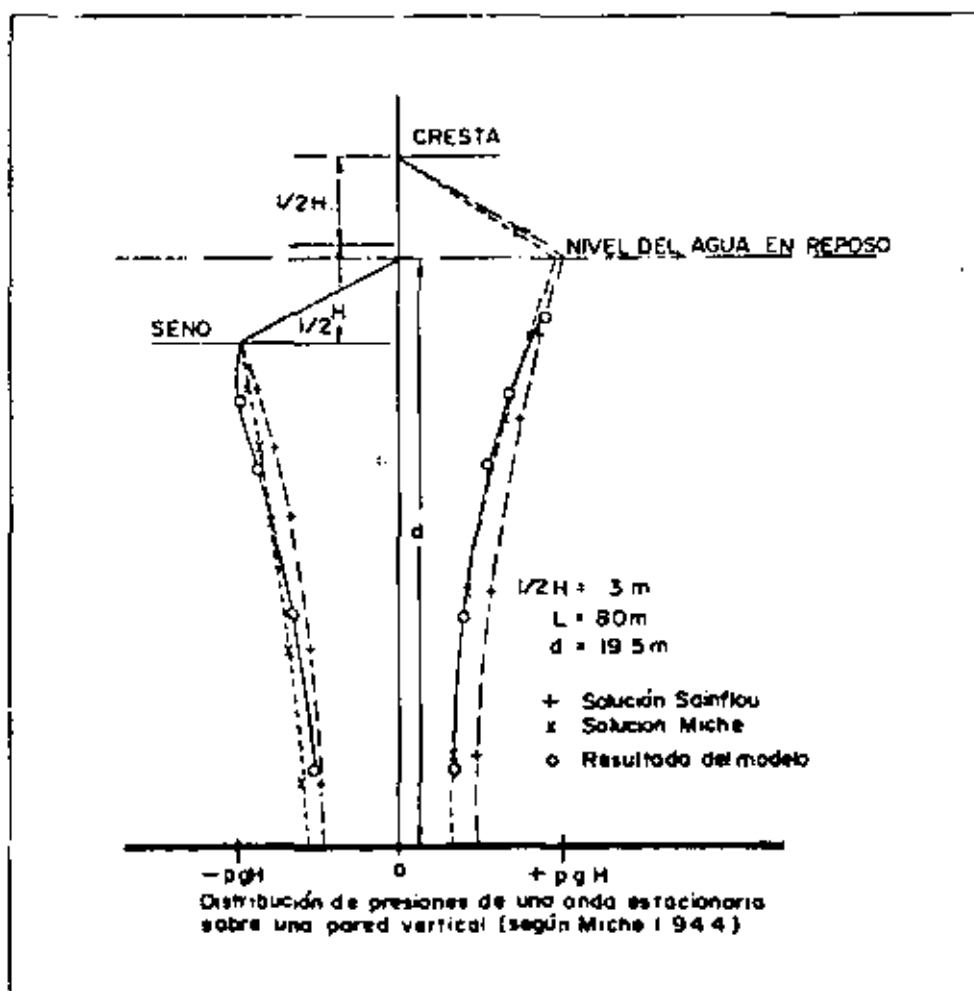
El periodo de oscilación del clapotis sinusoidal es:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \operatorname{ctgh} \frac{2\pi h}{L}}$$

La subelevation del nivel medio en el caso de la reflexión sinusoidal se puede admitir que se aproxima a  $H/2$ , con lo cual la variación de la superficie libre del agua oscila entre  $-H/2$  y  $+3H/2$  respecto del nivel en reposo.

*Presiones:* en estas ondas es de mucho interés conocer la presión que se ejerce sobre el obstáculo contra el que chocan y se reflejan con el fin de poder proyectar el mismo.

Fig. 147.- Diagrama de presiones sobre una pared vertical





La fórmula general que da el valor de la presión en un punto, es la propuesta por Sainflou en el año 1928.

$$P = \rho g z + \rho g H \cdot \frac{\operatorname{sh} \frac{2\pi(h-z)}{L} \cos \frac{2\pi x}{L}}{\operatorname{sh} \frac{2\pi h}{L} \operatorname{ch} \frac{2\pi h}{L}} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

siendo:

$\rho$  = densidad del líquido.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$H$  = altura de la ola incidente.

$L$  = longitud de onda incidente.

$h$  = profundidad.

$x$  = distancia horizontal de la partícula líquida a la pared.

$z$  = altura de la partícula líquida desde el fondo.

TEMA VII

# Modificaciones de las ondas



Las ondas al irse propagando por la superficie del mar van encontrando en su camino limitaciones impuestas por condiciones de borde o de fondo que originan una modificación de su estructura. Estos son los casos de la influencia de la variación batimétrica que dará origen al fenómeno de la refracción de la onda y el de la existencia de barreras emergidas totales o parciales que dan lugar a la reflexión y difracción, respectivamente.

## I. Refracción del oleaje

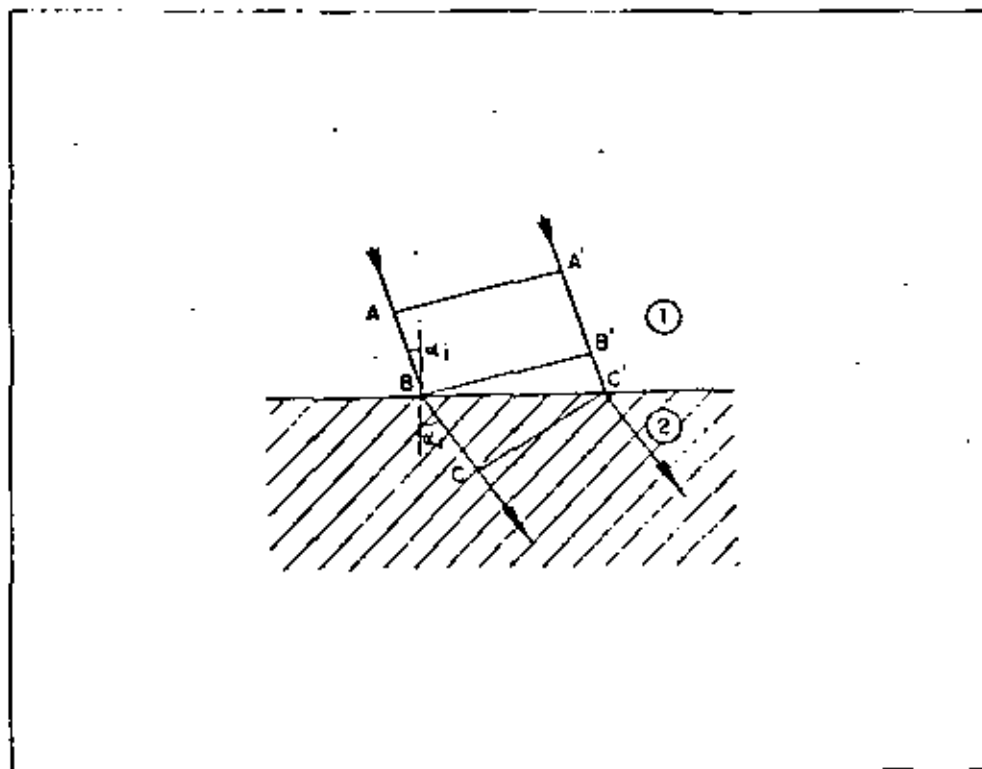
De la expresión de la celeridad de la onda que se obtiene por la teoría lineal del oleaje:

$$c = \frac{gL}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}$$

se comprueba que la celeridad varía con la profundidad de la zona en donde se propaga. Consecuentemente se producirá una variación en la longitud de onda.

Para comprender el fenómeno de refracción que experimenta la onda se puede recurrir a su paralelismo con la refracción óptica, es decir, la experimentada por un rayo de luz al atravesar dos o más medios diferentes (fig. 148).

Fig. 148. Refracción del rayo de luz



En este caso el rayo luminoso al pasar de un medio a otro, en cada uno de los cuales tiene diferente velocidad de propagación, sufre una desviación en su trayectoria primitiva. La distancia BC es recorrida por el primer rayo en el mismo tiempo que el segundo rayo recorre B'C' al ser la velocidad de propagación superior en el medio (2).

De la misma forma, suponiendo dos escalones de profundidad de agua, la dirección de avance del oleaje experimenta una variación debida a las distintas velocidades de la ola en uno y otro escalón.

En general, y a partir del punto donde el efecto del fondo se hace notable, aproximadamente cuando la profundidad es igual a la semilongitud de onda, los frentes de onda sufrirán cambios en su alineación que tiendan a hacerlos paralelos con los distintos escalones de profundidad representados por las líneas batimétricas.

El estudio del fenómeno de refracción ante el proyecto de una obra costera es obligado, en casi todos los casos, ya que entra a formar parte en la determinación de las características del oleaje y de sus acciones, por ejemplo:

- Es necesario para el paso de valores de altura de onda en mar profundo a profundidades finitas.
- Es el efecto que determina el ángulo de incidencia de los frentes de ola en obras o zonas costeras.
- Puede alterar las condiciones existentes en la topografía del fondo en caso de estar éste constituido por materiales sueltos.

El cálculo de la refracción de las ondas es abordable, en la actualidad, mediante métodos numéricos y gráficos. Los primeros por sí solos, no ofrecen un interés didáctico ni entran en el ámbito de este libro. Su realización suele llevarse a cabo mediante ordenador ofreciendo un aceptable grado de precisión y considerable rapidez en el caso del estudio exhaustivo de las condiciones de refracción de una zona. Combinados con la salida de un plotter pueden dibujarse, a partir de los valores intermedios del cálculo, los gráficos de refracción del oleaje.

El segundo método, el gráfico, ofrece en cambio una interpretación más fácil de los resultados con posibilidad de corrección intuitiva de los posibles errores. A continuación se exponen los dos métodos gráficos de utilización común: el de los planos de oleaje y el de los diagramas de refracción o de las ortogonales.

### **1.1. Método de los planos de oleaje**

Se va a exponer a continuación el método ideado por Iribarren para conocer la propagación de las ondas al pasar éstas de profundidades indefinidas a reducidas.

La hipótesis fundamental con que Iribarren opera, es la conservación del período, ya que se admite, al estudiar el modelo de onda, que el número de olas que pasa por dos puntos cualesquiera de la plataforma costera, en un determinado intervalo de tiempo, es el mismo.

Este método consiste en determinar la forma de propagación del oleaje, de características y orientación conocidas en alta mar, al avanzar hacia una costa determinada, en la que se conocen sus curvas batimétricas, así como la forma y orientación de la costa natural y de sus obras de abrigo ejecutadas o por ejecutar.



La notación empleada en su desarrollo es la misma que el profesor Iribarren usó en su elaboración. Su relación con la notación internacional es sencilla y la forma de paso de una a otra se ha relatado en el capítulo VII.

### 1.1.1. Planta del plano de oleaje en grandes profundidades

Fijada la o las orientaciones de las ondas a considerar así como su período, o bien su longitud de onda, el dibujo en planta, en profundidades indefinidas, serán líneas paralelas, que representan las crestas y senos, perpendiculares a la dirección de avance de la onda considerada. Teóricamente habría que dibujar todas las líneas de crestas y senos, o sea una línea por cada semilongitud de onda ( $L_0$ ). Como esto generalmente no es posible, por ser la distancia  $L_0$  a la escala del plano muy pequeña, se toma un múltiplo,  $nL_0$ , siendo "n" generalmente par para que todas las líneas representadas correspondan a crestas o senos. La distancia en milímetros a escala, será:

$$nL_0 \text{ (en mm)} = n L_0 \frac{1000}{E} \text{ llamada "avance", siendo E la escala del plano.}$$

El dibujo en alta mar constará de las citadas "líneas de onda" a la distancia  $nL_0$  paralelas entre sí, y de las "normales", perpendiculares a las anteriores y a igual distancia, formando una cuadrícula, hasta que se llega a una profundidad H, siempre correspondiendo a pleamar, que sea igual o menor que  $L_0$ .

### 1.1.2. Planta del plano de oleaje en profundidades reducidas

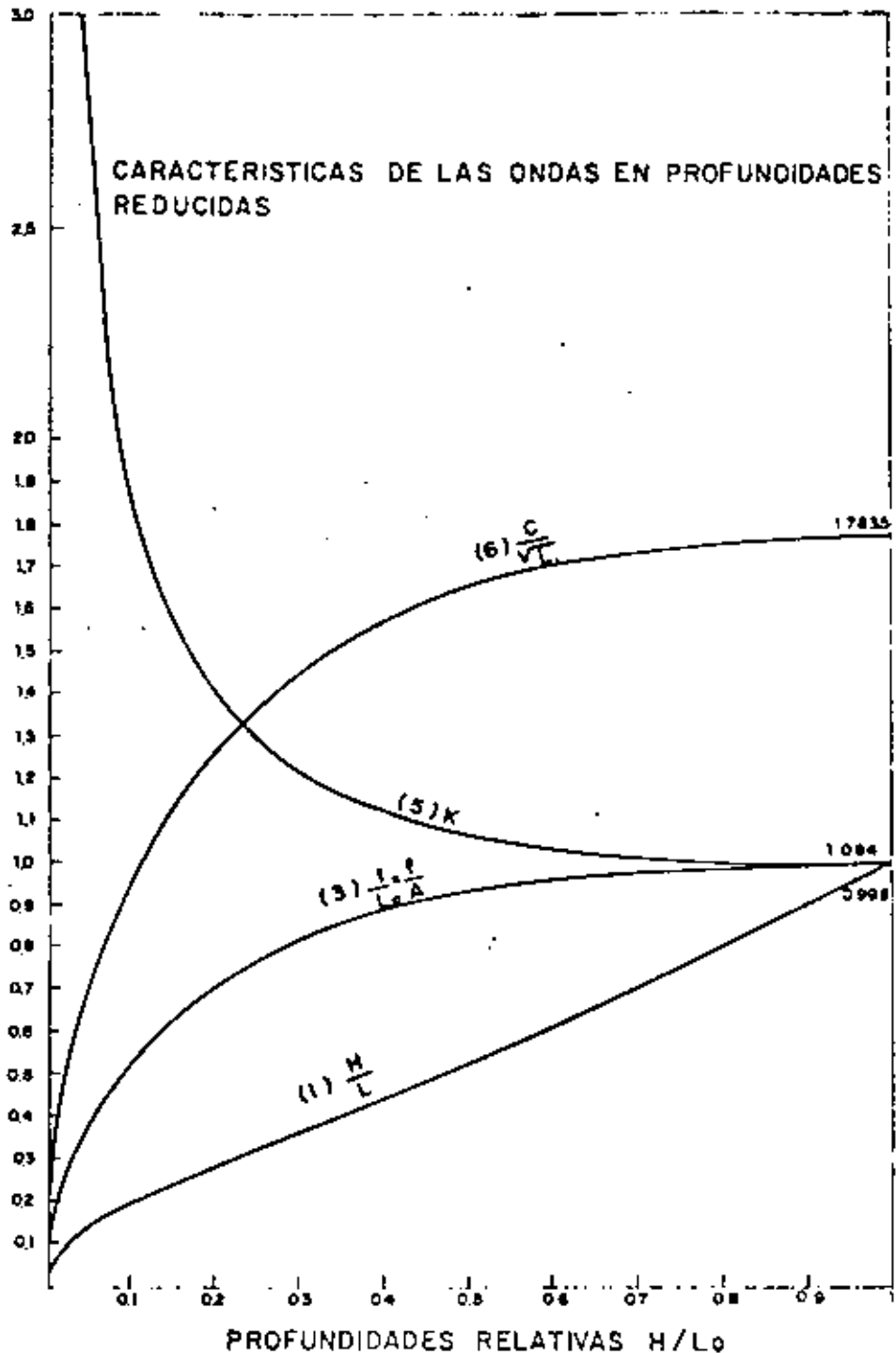
Hay que determinar la L que corresponde a cada profundidad reducida H. Para ello empezaremos por recordar que  $T = T_0$ , es decir:

$$\sqrt{\frac{\pi L_0}{g}} = \sqrt{\frac{\pi LK}{g}}$$

Así obtenemos la ecuación:  $LK = L_0$  que junto con  $K = \operatorname{ctgh} \frac{\pi h}{L}$  nos permite determinar los valores de L y K puesto que  $L_0$  y H son conocidos.

Para mayor facilidad se ha calculado un ábaco, que se adjunta, en el que se determinan las características L, H, K, C y T, correspondientes a profundidades reducidas, en función de la relación H/L y de la semilongitud ordinaria  $L_0$ .

Fig. 149.—Valores de parámetros. Características de las ondas en profundidades reducidas



La fórmula del avance, o sea el valor de  $nL$  en milímetros, se deduce teniendo en cuenta que:  $L = L_0/K$  y es:

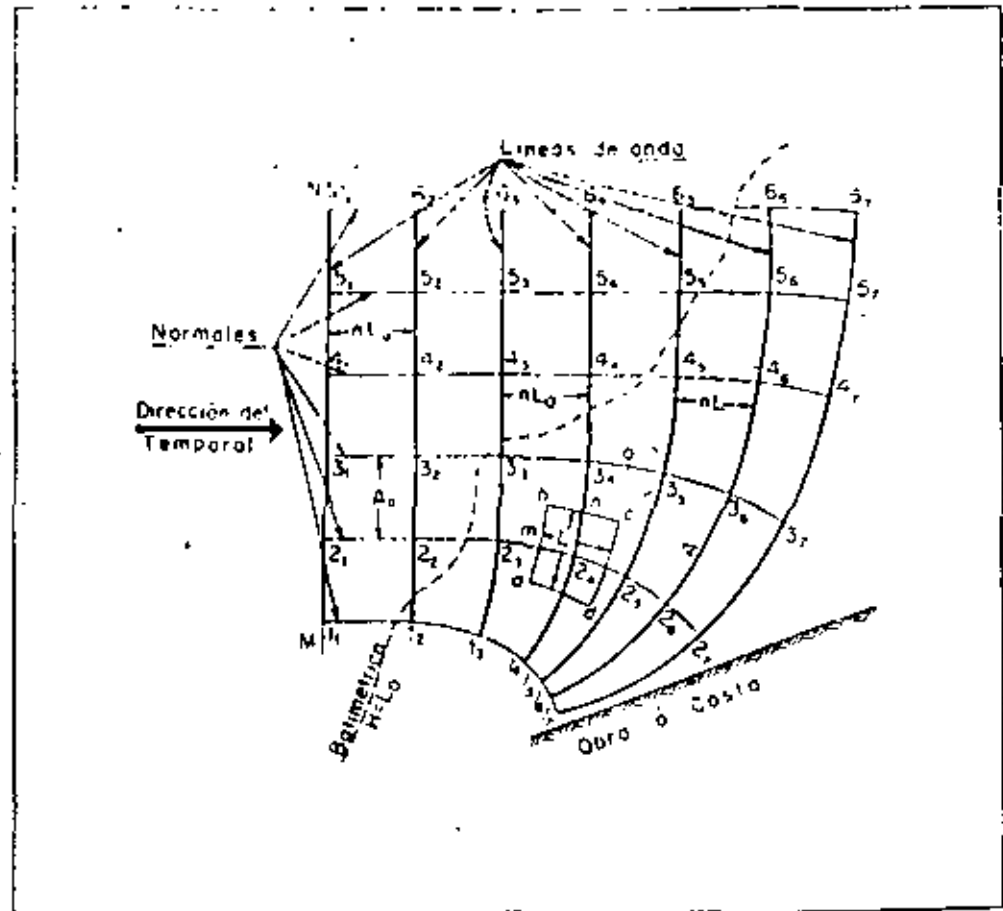
$$nL (\text{mm}) = n L_0 \frac{1}{K} \frac{1000}{E}$$

Se ordenan los cálculos de la forma que indica el cuadro siguiente, dibujando a continuación la curva que relacione las profundidades con los semiavances con el fin de no tener que interpolar valores en el cuadro anterior:

CUADRO DE AVANCES				
H	H/L <sub>0</sub>	1/K	Avances	Semivances
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Se ponen las profundidades en PMVE (m)	Columna (1) dividida por L <sub>0</sub>	De las tablas de Iribarren	Fórmula anterior : nL (mm)	La mitad de la columna (4)

Hay que tener en cuenta que si los planos de oleaje se dibujan para las profundidades en pleamar máxima viva equinocial, como las cartas marinas españolas reflejan las profundidades en bajamar máxima viva equinocial, habrá que sumar a dichas profundidades la carrera de marea.

Fig. 150.- Construcción gráfica del plano de oleaje



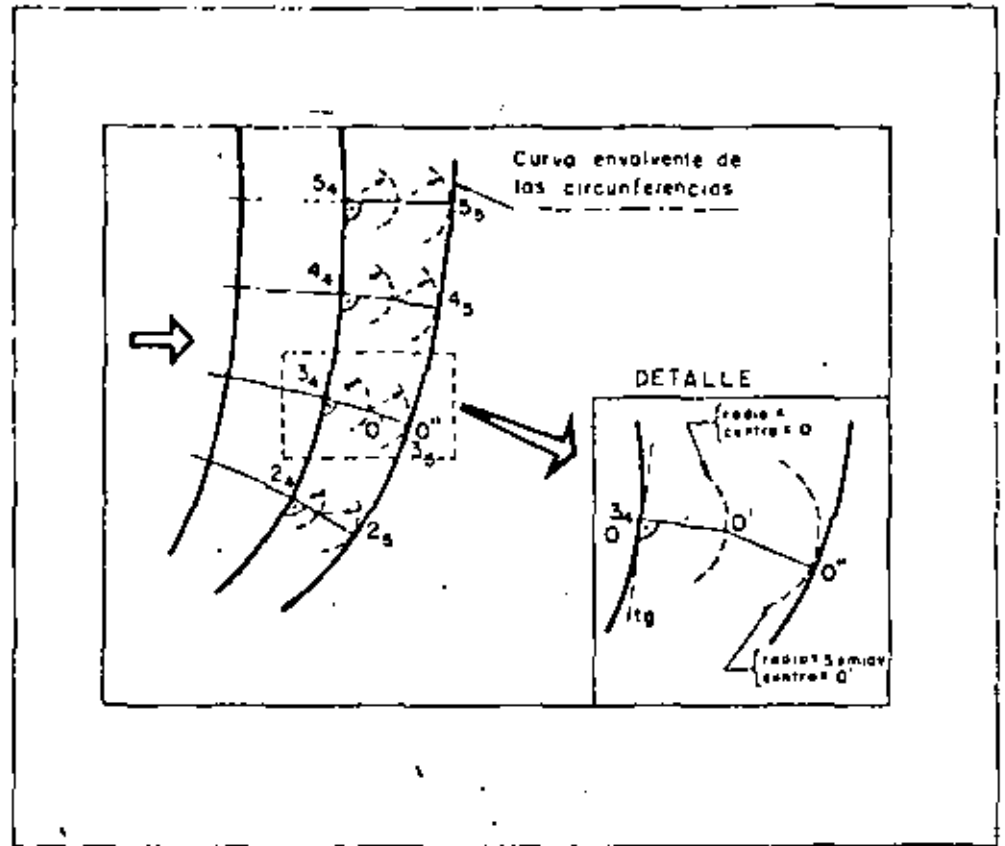
Las nuevas líneas de onda se determinan partiendo de la última línea de onda dibujada, hallando los avances que corresponden a cada uno de los puntos de intersección de normales con líneas de onda.

Los avances se hallan tomando como profundidad la del último punto. (Profundidad de 4, para hallar el avance 4,4<sub>0</sub>).

En ocasiones conviene corregir el avance obtenido inicialmente sustituyendo el valor de H del punto de partida, por la media de las profundidades de salida y llegada.

Cuando el fondo es discontinuo, la ola presenta cierta rigidez que le impide adaptarse inmediatamente a la profundidad que encuentra, por lo que se amolda a una profundidad media de una zona de cierta extensión que comprende al punto y limitada en las tres dimensiones que se llama "prisma de avance". La proyección horizontal de este prisma constituye el "cuadrilátero de avance". (Para el punto  $2_4$ , el cuadrilátero de avance será  $abcd$  formado tomando la distancia  $L/2$  sobre la línea de onda y la normal que pasa por  $2_4$ , en las cuatro direcciones).

Fig. 151. -Detalle de la construcción gráfica



El dibujo se hace llevando el semiaavance, sobre la normal al último punto. Con centro en el extremo y radio el semiaavance, se traza un arco de circunferencia. La envolvente de todos éstos arcos de circunferencia, es la nueva línea de onda. Por ejemplo: Si la última línea de onda dibujada es la  $1_4, 2_4, 3_4, 5_4, 6_4$ , para dibujar la siguiente se procederá como sigue: Por estar los puntos  $6_4, 5_4$  y  $4_4$  todavía en profundidades indefinidas, su avance será el mismo que el correspondiente a esa zona. Respecto al punto  $3_4$ , se hallará el semiaavance que corresponde a su profundidad, se lleva éste sobre la normal que pasa por  $3_4$  y con centro en ese punto,  $O$ , y radio otro semiaavance, se traza un arco de círculo. Análogamente, se procede con los puntos  $2_4$  y  $1_4$  y la nueva línea será la recta  $6_4, 5_4, 4_4$ , prolongada con la curva  $3_4, 2_4, 1_4$ , tangente a todos los arcos de círculo trazados.

Conviene hacer resaltar que el dibujo del plano de oleaje sólo depende del periodo y dirección de la onda originaria y de las profundidades sobre las que se propaga, pues conocido dicho periodo,  $2T = 2T_0$ , o lo que es lo mismo, la longitud originaria:  $2L_0 = 2g T^2/\pi$  y las profundidades,  $H$ , quedan determinadas todas las características de la onda, menos su altura.

1.1.3. Alzado del plano de oleaje

La expresión de la energía en alta mar para una zona de ancho  $A_0$  será:

$$E_0 = A_0 \rho g L_0 h_0^2$$

y la energía de la onda expansionada de ancho  $A$ , será:

$$E = A \rho g L h^2$$

La longitud de onda va disminuyendo, por tanto al conservarse la energía, debería aumentar  $h$ . Se ha observado que  $h$  no sólo no aumenta sino que disminuye, por tanto hay una pérdida de energía por rozamiento que se compensa con la disminución de  $L$ , y se puede escribir:

$$A_0 h_0^2 = A h^2 \quad \text{Luego: } h = h_0 \sqrt{\frac{A_0}{A}}$$

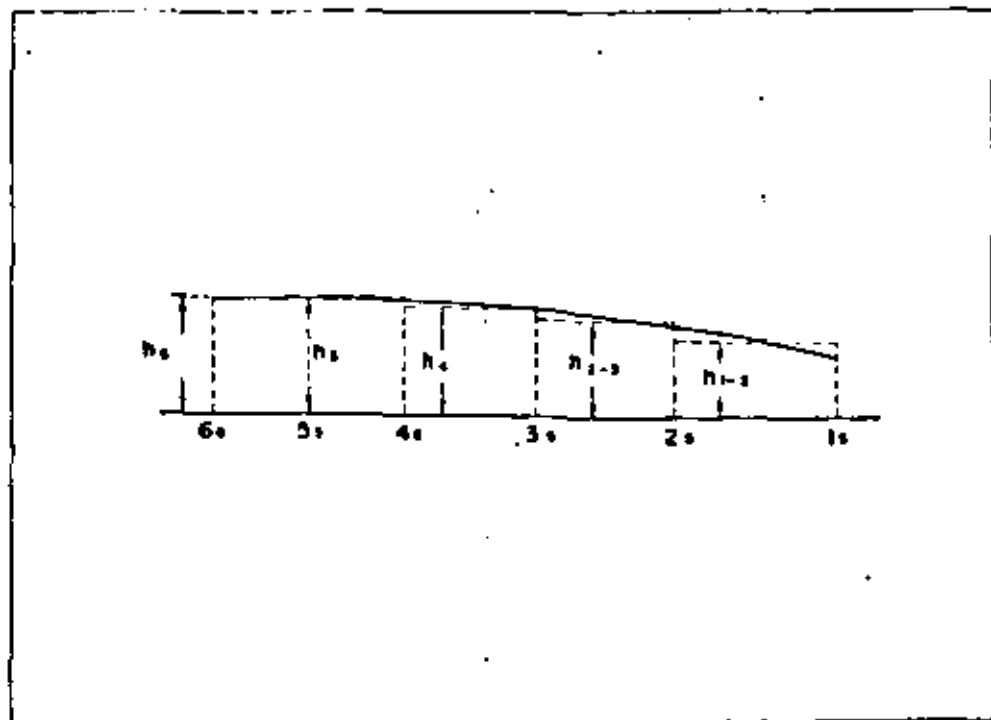
Los cálculos para hallar las alturas de ola a lo largo de las distintas líneas de onda, pueden ordenarse de la siguiente manera:

Línea de onda	Tramo	Ancho en origen (mm)	Ancho en el tramo (mm)	Altura de ola	
				En origen (m)	En el tramo (m)
6	2,3	$A_0$	$A$	$2h_0$	$2h_{2,3}$

Por este procedimiento se pueden obtener, aproximadamente, todas y cada una de las alturas medias correspondientes a los tramos en que las líneas de onda son divididas por sus normales, representando en la forma escalonada indicada en la figura las semialturas correspondientes a cada tramo.

De la forma escalonada se pasa a la forma continua, como se indica en la figura.

Fig. 152.—Alzado del frente de onda

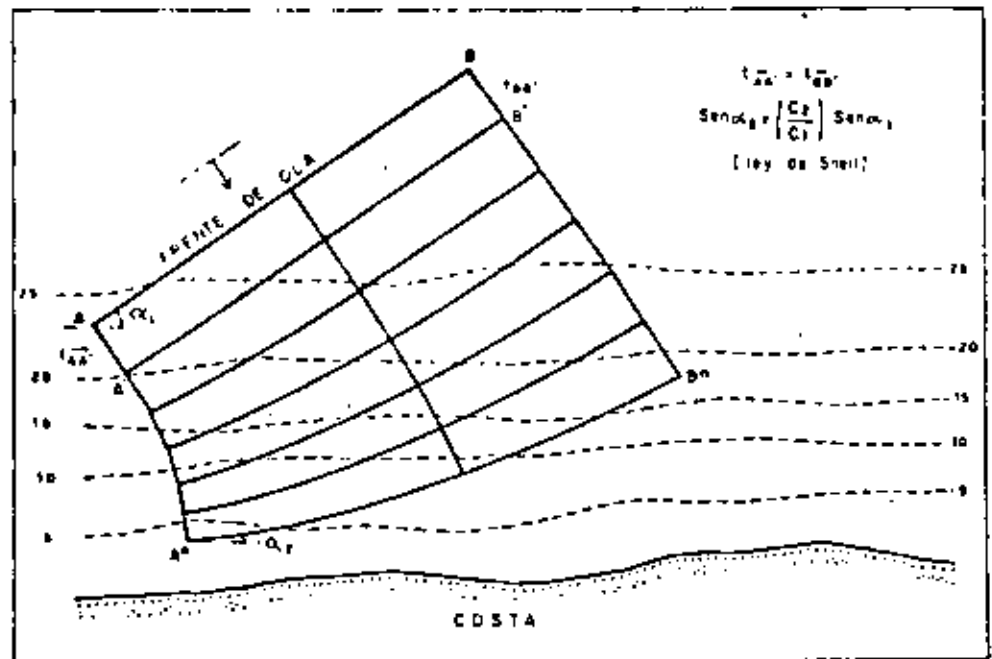


## 1.2. Método gráfico de refracción por batimetría.

### Método de las ortogonales

Este método se basa en la ley de Snell ya que como es sabido la celeridad de una ola depende de la profundidad de agua en la zona donde se propaga. Así, si la profundidad decrece, también decrece la celeridad de la onda y por consiguiente su longitud, mientras que el periodo se mantiene constante en todo momento. Por tanto, puede observarse que en una onda cuya cresta avanza oblicuamente a las líneas batimétricas (isobatas), la parte de cresta que se mueve en profundidad mayor lo hace más rápidamente que la que lo hace en profundidades más reducidas. Esta diferencia de celeridad causa una deformación de la línea de cresta de la onda en un sentido tal que tiende a convertir en paralelas las isobatas y la cresta.

Fig. 153. - Esquema de la refracción del oleaje



El método gráfico de representación del fenómeno de refracción llamado "de las ortogonales", trata de reproducir el camino de una partícula de la cresta de una onda en su avance a lo largo de zonas de profundidad variable.

Las hipótesis de partida son las siguientes:

1. La energía comprendida entre dos ortogonales se mantiene constante.
2. La dirección de avance de la onda es la perpendicular a su cresta en cada momento.
3. La celeridad de una onda de periodo determinado solamente depende de la profundidad.
4. Los cambios en la topografía del fondo son graduales.
5. Las ondas son de cresta indefinida, periodo constante y monocromáticas.
6. Se desprecian los efectos de corrientes, vientos y reflexiones del oleaje incidente en la costa.

La realización de un diagrama de refracción por ortogonales requiere una base batimétrica sobre la cual será posible trabajar con precisión. Es, por tanto, necesario disponer de una o dos cartas náuticas de diferentes escalas, sobre las cuales dibujar las isobatas, ya que, normalmente, si se trata de aproximar el oleaje a la costa la utilización de una carta a escala elevada hace que las profundidades menores estén muy confusas y el trabajo carecerá de exactitud. Es recomendable el empleo, al menos, de una carta náutica de escala comprendida entre 1/15.000 y 1/50.000 para el dibujo del plano de ortogonales de aproximación, mientras que para el plano de detalle pueden estar comprendidas entre 1/10.000 y 1/1.000. En cualquier caso la idoneidad de la escala vendrá dada por la separación de las diferentes isobatas.

• El primer paso es el dibujo de las isobatas o líneas batimétricas correspondientes a varias profundidades. En principio es conveniente tener en cuenta que la máxima profundidad necesaria es aquella donde:

$$\frac{d}{L_0} = 0,5 \quad \begin{array}{l} d = \text{profundidad} \\ L_0 = \text{longitud de onda} \end{array}$$

Los intervalos de profundidad a los que se dibujan las líneas isobatas pueden ser variables. A mayor número de líneas dibujadas, mayor precisión tiene el trazado de las ortogonales. Sin embargo, hay que evitar un plano excesivamente cargado de líneas que lo haga confuso. Como orientación para un caso general se puede tomar el siguiente criterio:

Profundidad (m)	Intervalo entre isobatas (m)
0 - 10	1
10 - 20	2,5
20 - 50	5
50 - 100	10
100 en adelante	25

En el dibujo de las líneas batimétricas conviene redondear las irregularidades bruscas para hacer más cómodo y preciso el trazado de la ortogonal, en la confianza de que la irregularidad cometida no afecta sustancialmente la geometría de la onda.

• Una vez preparado el plano base y dibujadas las líneas isobatas apropiadas es necesario estudiar las características del oleaje teniendo en cuenta que para cada dirección del mismo en mar profundo,  $\alpha_0$ , para la que se quiera trazar sus ortogonales es necesario un plano. A su vez, para cada intervalo de períodos, dentro de cada dirección, se necesita un diagrama de ortogonales o plano separado.

• El cuadro de confección del diagrama relaciona la profundidad en la que se mueve el frente de onda y la variación de celeridad en su avance.

Tal como se ha indicado, cada cuadro es válido, únicamente para un período determinado de onda.

**CUADRO 1**

PERIODO T = 8 seg.				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
d(m)	$\frac{d}{L_0}$	$10^3 \frac{2\pi d}{L}$	$\frac{C_1}{C_2}$	$\frac{C_2}{C_1}$
2	0.020	0.3470	1.38	0.72
4	0.040	0.4802	1.20	0.83
6	0.060	0.5753	1.13	0.88
8	0.080	0.6493	1.09	0.92
10	0.100	0.7093	1.15	0.87
15	0.150	0.8183		

La columna (1) corresponde a los valores de la profundidad de las líneas batimétricas dibujadas en la carta desde 2 metros hasta  $L_0/2$ .

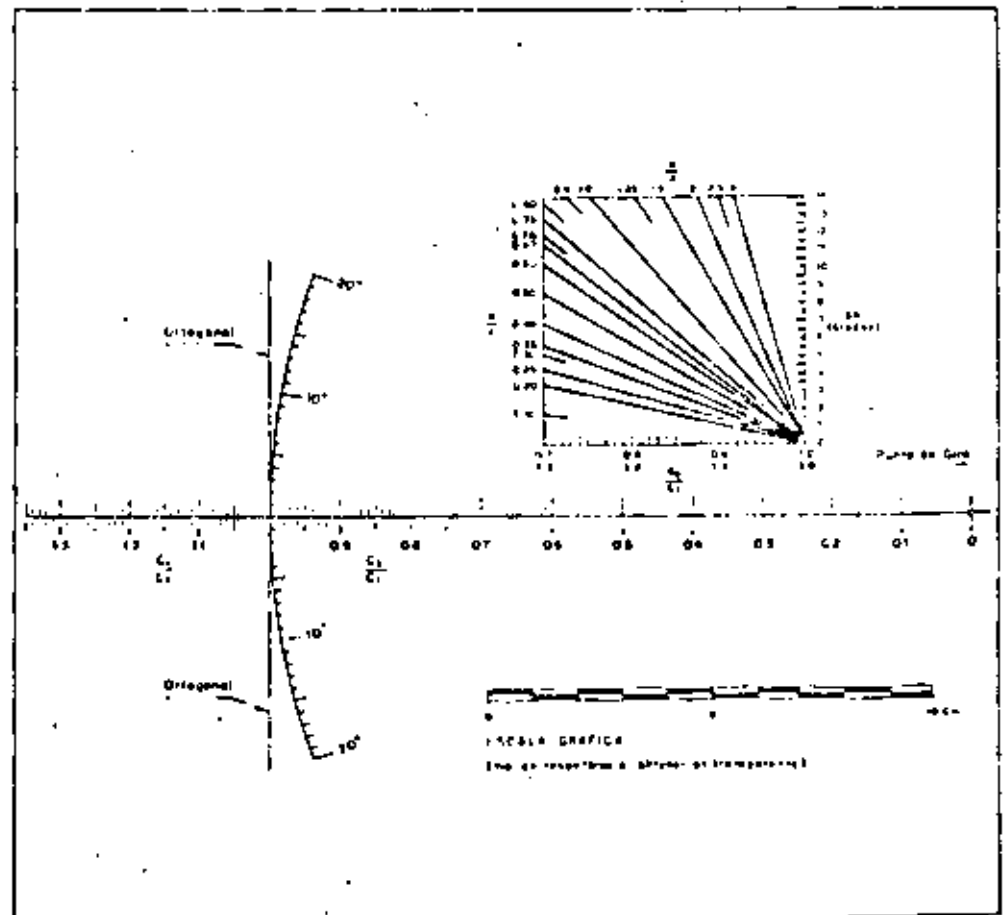
La columna (2) es la (1) dividida por el valor fijo de  $L_0$  correspondiente al periodo T escogido; en este caso T = 8 seg.

La columna (4) se obtiene dividiendo los sucesivos términos de la columna (3).

La columna (5) es la recíproca de la columna (4).

- Sobre papel vegetal se construirá un "transparente", con la graduación y escala de la figura, que será el instrumento principal para la confección.

*Fig. 154.—Plantilla transparente para la construcción del gráfico de refracción y abaco para el cálculo con oblicuidad 80°*





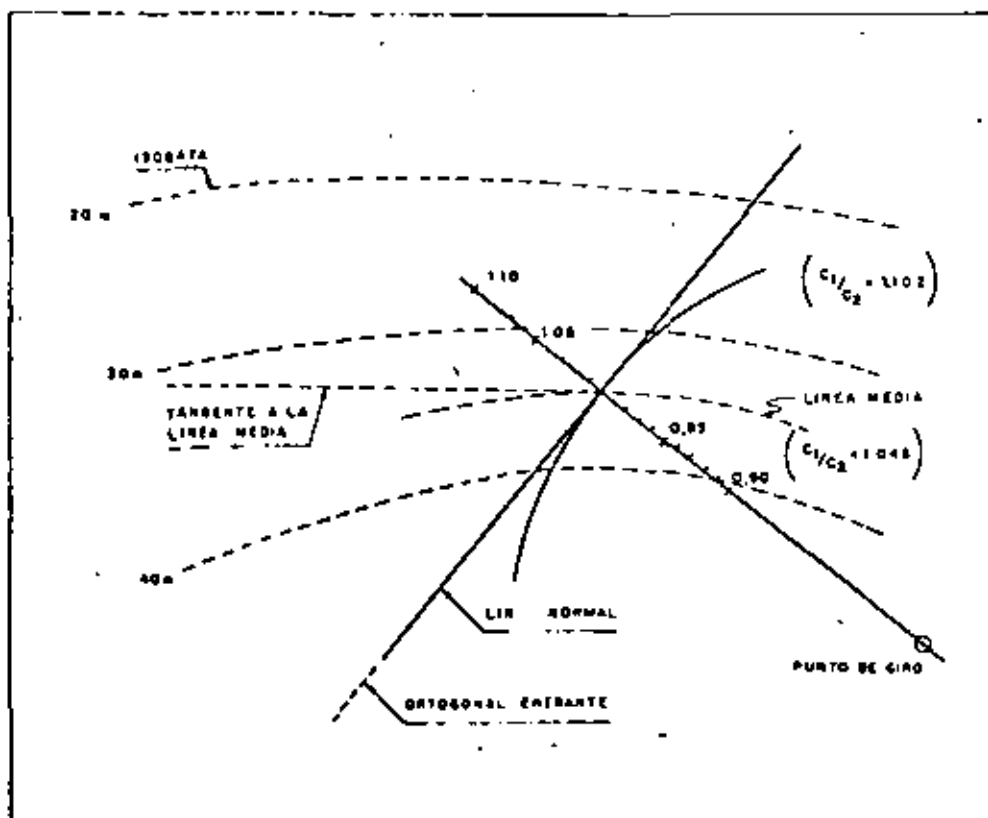
1.2.1. Procedimiento a seguir cuando el ángulo de corte  $\alpha$  entre el frente de onda y las líneas batimétricas es menor de  $80^\circ$

El primer paso es dibujar el frente de onda recto con la dirección deseada en una zona donde todavía no se haya visto afectado por el fondo y donde se estime conveniente para que una vez refractadas las ortogonales alcancen el tramo de costa que interesa estudiar. De este frente se pueden sacar rayos ortogonales como se desea, si bien se recomienda que se haga a intervalos iguales.

Para trazar la ortogonal en su camino hasta la costa se han de efectuar los siguientes pasos:

1. Sacar la ortogonal de forma perpendicular, claro está, desde el frente de onda inicial hasta que intersecte la isobata más profunda.
2. Dibujar suavemente la isobata que discurre por la zona media entre las dos primeras isobatas encontradas en el camino de la ortogonal. Prolongar la ortogonal hasta dicha línea media y dibujar la tangente a esa línea por el punto de intersección.
3. Superponer el transparente de refracción de tal forma que la línea llamada *normal* esté sobre la ortogonal entrante con el punto 1.0 en la intersección de la dicha ortogonal con la línea media entre isobatas. De esta forma queda determinado el punto de giro (fig. 155).

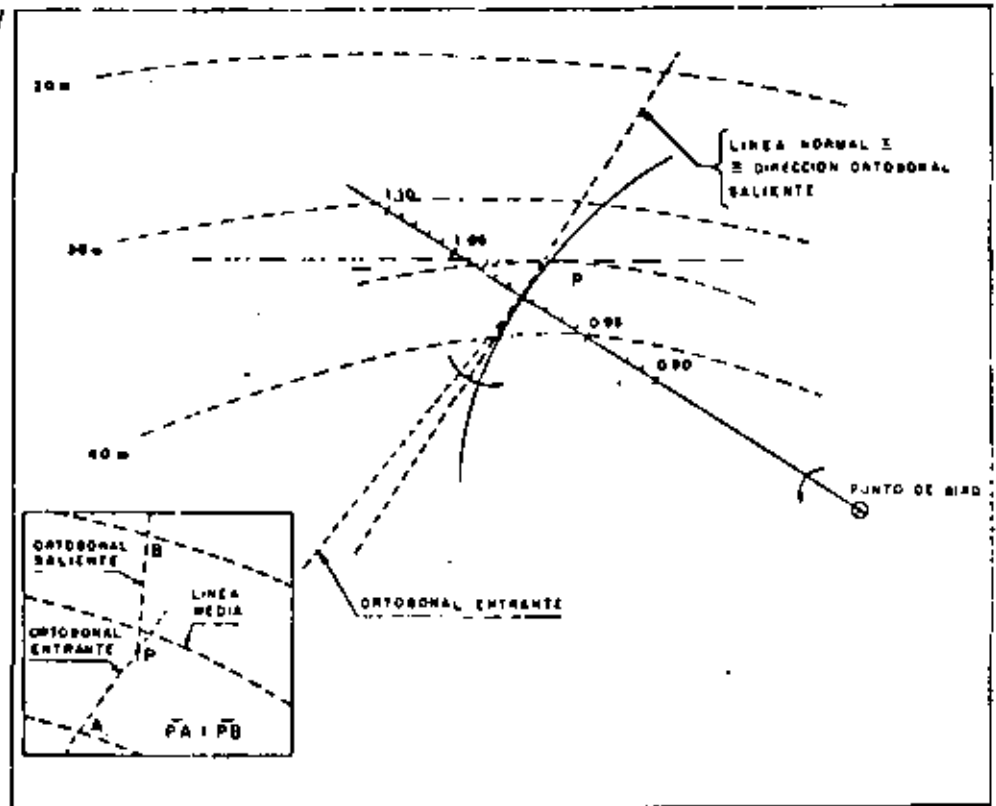
Fig. 155.—Construcción del gráfico de refracción



4. Girar el transparente alrededor del punto de giro hasta que el valor de  $C_1/C_2$  correspondiente al intervalo —que figura en el eje del transparente y que se ha obtenido, previamente, en el cuadro— intersecte a la tangente a la línea media. La línea *normal* se ha colocado, tras el giro, en la dirección de la ortogonal saliente.

5. Construir una paralela a la dirección en que ha quedado la línea normal que pase por un punto B de la ortogonal entrante tal que sea equidistante a las dos líneas de nivel. Este punto, así definido, no tiene por qué estar situado en la línea media. La recta trazada es la ortogonal saliente (fig. 156).

Fig. 156.—Construcción del gráfico de refracción



6. Repitiendo los anteriores pasos para los siguientes intervalos entre líneas batimétricas se puede prolongar la ortogonal hasta su encuentro con la línea de costa.

En el proceso anterior se ha supuesto que las profundidades hasta llegar a la línea de costa son permanentemente decrecientes. Puede haber casos como: hoyas, cabos, bajos, etc. en los que la ortogonal avanza, en su camino a la orilla, por zonas de profundidad creciente. En este supuesto se emplea el mismo sistema de construcción con la única variante de utilizar la relación  $C_2/C_1$  en lugar de  $C_1/C_2$ .

1.2.2. Procedimiento a seguir cuando el ángulo de corte  $\alpha$  entre el frente de onda y las líneas batimétricas es mayor de  $80^\circ$

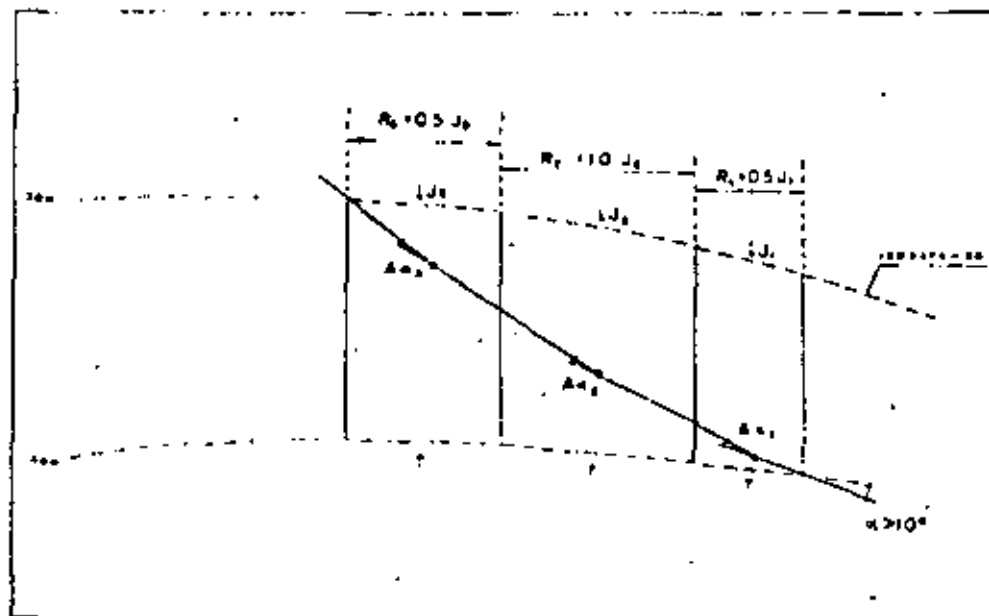
En este caso la ortogonal entrante casi no corta las líneas batimétricas sino que corre prácticamente paralela a ellas.

Se emplea entonces el siguiente método:

a) Se va dividiendo el espacio a cruzar entre las dos isobatas en segmentos de longitud  $R$ , relacionados con la separación  $J$  de las dos batimétricas en esa zona. De esta forma puede resultar  $R_1 = J$ ,  $R_1 = 1,5 J$  ó  $R_1 = 3 J$ , como máximo.

Si la separación entre las líneas no es constante dentro del segmento de longitud  $R$  escogido conviene tomar un segmento de longitud menor para ganar precisión. Una vez fijado  $R_1 = K J_1$  ( $0,1 < K < 3,0$ ) se acude al cuadro 1, entrando en él con el valor  $C_1/C_2$  (¡atención, no  $C_2/C_1$ !) y el de  $K = R_1/J_1$ , obteniendo un  $\Delta\alpha$  que es la variación angular que sufre la ortogonal entrante en el medio del segmento  $R_1$  (fig. 157).

Fig. 157. - Construcción gráfica en el caso de incidencia superior a  $80^\circ$



b) Se traza entonces la ortogonal saliente del segmento y se vuelve a escoger un sector de longitud  $R_2$ , operando análogamente al caso anterior.

De esta forma, con un número variable de sectores  $R_i$  se cruza el espacio entre las dos isobatas.

c) Se comprueba con la ortogonal saliente, si con la siguiente isobata forma un ángulo mayor de  $80^\circ$ . Si es así, se opera otra vez mediante la división en segmentos. Si por el contrario, el ángulo es menor de  $80^\circ$ , se vuelve al método normal de trazado de las ortogonales.

### 1.3. Campo de validez de los métodos gráficos de refracción

Los métodos gráficos de refracción tratan de reproducir los cambios que experimenta el oleaje en su aproximación a la costa. Para su concepción se han supuesto simplificaciones importantes. Así, por ejemplo, se ha considerado que el oleaje es monocromático, es decir que las características de todas las olas son idénticas. Basta una ligera visión del oleaje real que se produce en las costas para comprobar que una ola respecto a la siguiente puede diferir sustancialmente. Igual ocurre con la suposición de que la cresta de la ola tiene longitud indefinida. En la realidad, solamente el oleaje de fondo, tipo SWELL, presenta unas crestas de alguna longitud. El de tipo SEA, por el contrario, tiene crestas cortas, desiguales y sometidas a la acción directa del viento. Su reproducción mediante los distintos métodos de refracción será muy poco efectiva.

Otra limitación de estos métodos proviene de suponer que la energía entre tubos u ortogonales se mantiene constante. De esta forma se puede llegar al punto conflictivo de los *cáusticos*. Un *cáustico* es un punto del diagrama donde las líneas normales al frente o las ortogonales se cruzan. En pura teoría, siguiendo la hipótesis adoptada, en un punto de este tipo la altura de onda es infinita, ya que no existe separación.

$$H = H_0 \sqrt{\frac{b_0}{b}}$$

$$\text{Si } b_{\text{caustico}} = 0 \rightarrow H = \infty$$

Es obvio, que esto en la realidad no sucede. La explicación reside en el hecho de que entre los tubos existe una cesión de energía que se incrementa con la diferencia de altura de onda entre ellos. Algunos investigadores han estimado que, como máximo, la altura de ola en una zona puede ser dos veces mayor que de la que se parte en mar profundo.

Análogamente las zonas con batimetría muy irregular no se prestan a estos métodos gráficos, dada la rigidez que impone las dimensiones del cuadrilátero de avance.

La utilización del método de los planos de oleaje o del método de las ortogonales viene aconsejada en cada caso por lo que de ellos se quiere obtener. El primero de ellos, desarrollado por Iribarren, presenta, comparativamente las siguientes ventajas:

- Ofrece una mejor idea de las condiciones de refracción al representarse el frente de onda en sucesivas posiciones.
- Permite la reproducción del fenómeno de difracción mediante la expansión lateral o bilateral y por tanto es apto para problemas de agitación en dársenas o zonas abrigadas.
- Permite el trazado de normales a partir de un frente cualquiera con objeto de conseguir mayor precisión en una zona determinada.
- El apoyo en normales adjuntas disminuye los errores en el dibujo de una normal.

Como inconvenientes relativos, por el contrario, se pueden citar:

- Ejecución más lenta y complicada, ya que precisa el empleo de útiles y plantillas para el dibujo de los frentes de onda.
- Poca aptitud para su dibujo sistematizado mediante ordenador. Existen numerosos programas que adaptan el método de las ortogonales al cálculo mecanizado y posterior dibujo mediante plotter.
- Imposibilidad de ejecución desde profundidades reducidas hacia mar adentro.

**1.4. Ejemplo de realización de un plano de oleaje. Puerto de Mazarrón (España)**

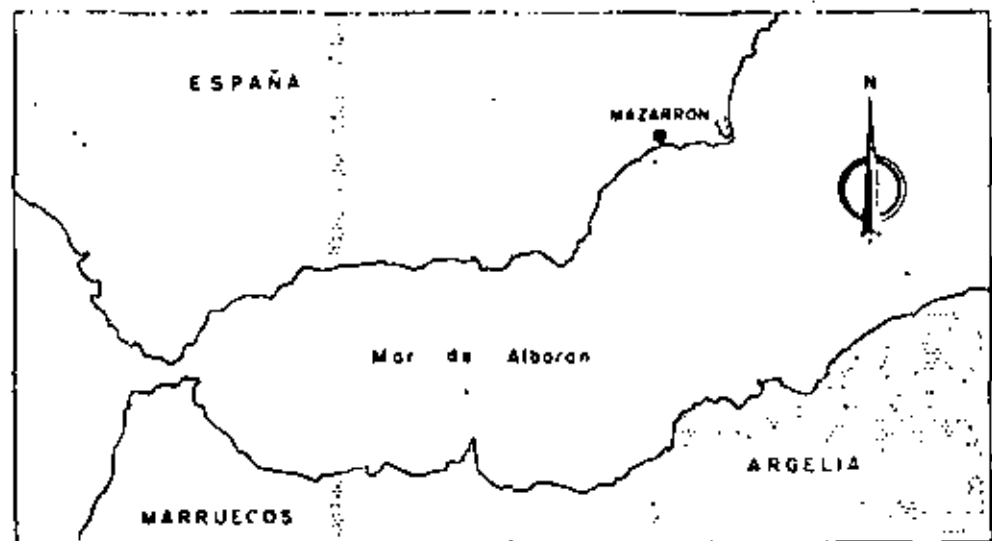
*Datos necesarios:*

- Dirección del temporal: Hay que fijar la dirección o direcciones de los máximos temporales: se dibujará un plano de oleaje para cada dirección.

- Características en mar profunda de la máxima ola de cálculo posible: Fijada la dirección o direcciones del temporal, se determina por el procedimiento conocido el fetch.

Conocido el fetch, se calculan  $2h_0$ ,  $2L_0$ ,  $C_0$  y  $2T$  por medio de las fórmulas o tablas correspondientes.

Fig. 158. Situación del puerto de Mazarrón



Como ejemplo práctico se va a dibujar a continuación un plano de oleaje para el puerto de Mazarrón (fig. 158). Dirección del temporal: E.40. En el plano, se calcula el fetch, que es de 222 km. Los valores de las características del temporal en grandes profundidades, son:

$$2h_0 = 4,62 \text{ m.}; 2L_0 = 187,14 \text{ m.}; 2T = 10,95 \text{ seg.}; C_0 = 17,08 \text{ m/seg.}$$

- Características de la plataforma costera desde una profundidad igual a la semilongitud de onda;  $2L_0$ , hasta la costa. Se utilizarán planos o cartas marinas que tengan curvas batimétricas o datos de sondas a partir de la profundidad  $H = L_0$  hasta la costa, teniendo en cuenta que la profundidad tiene que estar referida a la PMVE.

En el ejemplo anterior:  $H = L_0 = 94 \text{ m.}$  en PMVE.

- Se dibujan por lo menos dos planos: El primero de aproximación (en planos a escalas comprendidas entre 1:20.000 y 1:400.000) y el segundo de detalle (en escalas comprendidas entre 1:1.000 y 1:5.000).

En nuestro caso: Escalas 1:30.000 y 1:5000.

*Dibujo del plano de aproximación.*—Lo primero que hay que hacer es fijar el

avance en mm. de acuerdo con la escala del plano, para, posteriormente, aplicando la fórmula, hallar la  $n$  correspondiente. El avance suele variar entre 15 y 50 mm.

Sigue el ejemplo anterior: Se emplea un plano a escala 1:30 000. Se fija un avance en principio de 20 mm.

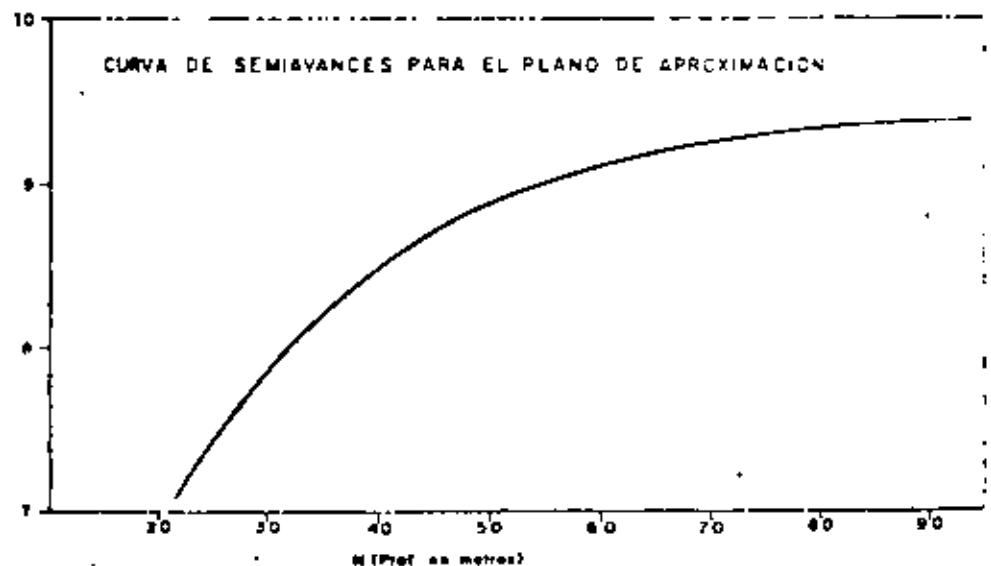
$$nL \text{ (mm)} = 20 = n L_0 \frac{1.000}{E} = n \times 94 \times \frac{1.000}{30.000} = 3,13 \times n, n = 6,39 \approx 6$$

$$nL \text{ (mm)} = 6 \times 94 \times \frac{1.000}{30.000} = 18,80 \text{ mm. (Avance en grandes profundidades)}$$

A continuación se procede a calcular el cuadro de avances desde la profundidad  $H = L_0 = 94$  m. hasta la profundidad a la que se inicia el plano de detalle. En nuestro ejemplo, 30 m.

Para poder conocer rápidamente el semiaavance que corresponde a cada profundidad, conviene dibujar una curva que relaciona las  $H$  con sus correspondientes semiaavances (fig. 159).

Fig. 159.—Curva de semiaavances. (Plano de aproximación)



El avance, en profundidades finitas, en nuestro caso, valdrá:

$$\text{Avance (mm)} = 18,80 \times \frac{1}{K}$$

**CUADRO DE AVANCES**

K	H/L <sub>0</sub>	1/K	Avance	Semiavance
94	1,0000	0,9964	18,73	9,36
90	0,9574	0,9951	18,71	9,35
80	0,8511	0,9910	18,63	9,31
70	0,7447	0,9831	18,48	9,24
60	0,6383	0,9687	18,21	9,10
50	0,5319	0,9436	17,74	8,87
45	0,4787	0,9253	17,40	8,70
40	0,4255	0,9018	16,95	8,47
35	0,3721	0,8720	16,39	8,19
30	0,3191	0,8342	15,68	7,84
25	0,2660	0,7863	14,78	7,39
23	0,2447	0,7639	14,36	7,18

Con estos datos se puede ya dibujar el plano de oleaje de aproximación partiendo de la cuadrícula, en profundidades grandes, formada por las líneas de onda perpendiculares a la dirección del temporal y a una distancia entre ellas de 18,80 mm y las normales a éstas a la misma distancia, hasta la batimétrica de 94 m.

A partir de aquí, a cada punto de intersección de una línea de onda con su normal, le corresponderá en el plano una profundidad finita y, a cada profundidad, un semiavance en la curva de semiavances, dibujando la nueva línea de onda y sus normales, de la forma indicada en el apartado 1.1.2. Así se llega a la última línea de onda de este plano de aproximación, que en nuestro caso es la línea de onda número XV', interpolada entre la XIV y la XV, a una profundidad media de 23 metros.

*Paso del plano de aproximación al de detalle.*—La última línea de onda dibujada en el plano de aproximación, se traslada por puntos al de detalle, apoyándose en puntos perfectamente identificables en ambos planos y teniendo en cuenta la nueva escala del plano de detalle.

Además del dibujo en el nuevo plano de esta primera línea de onda, hay que deducir, mediante la fórmula correspondiente, la altura de ola que corresponde a cada uno de sus tramos.

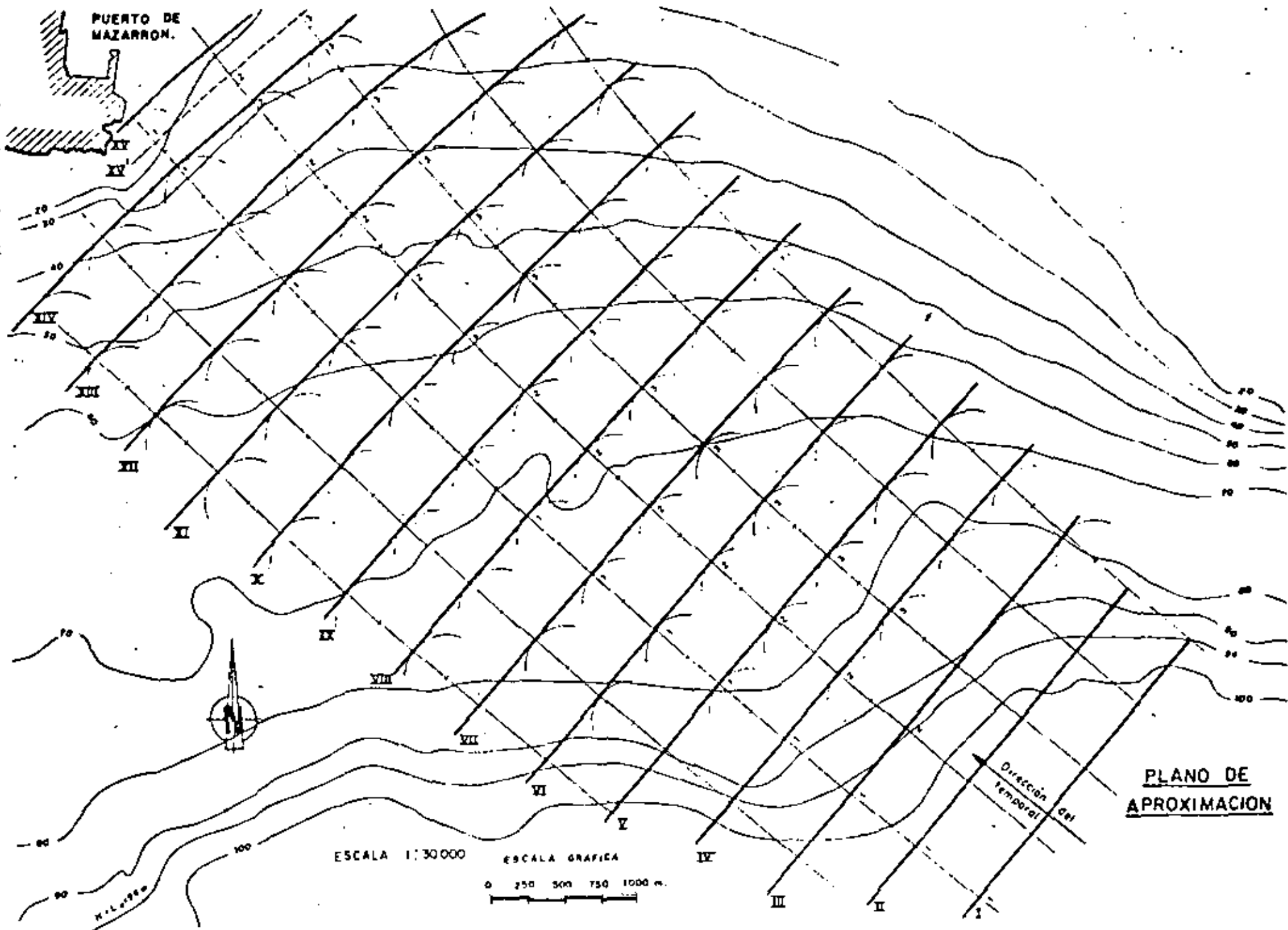
En nuestro caso:

Altura de ola en la línea de onda XV':

$$\text{Tramo 1.2., } 4,62 \sqrt{\frac{18,8}{22,5}} = 4,22 \text{ m.}$$

$$\text{Tramo 2.3., } 4,62 \sqrt{\frac{18,8}{20,8}} = 4,39 \text{ m.}$$

PUERTO DE MAZARRON.

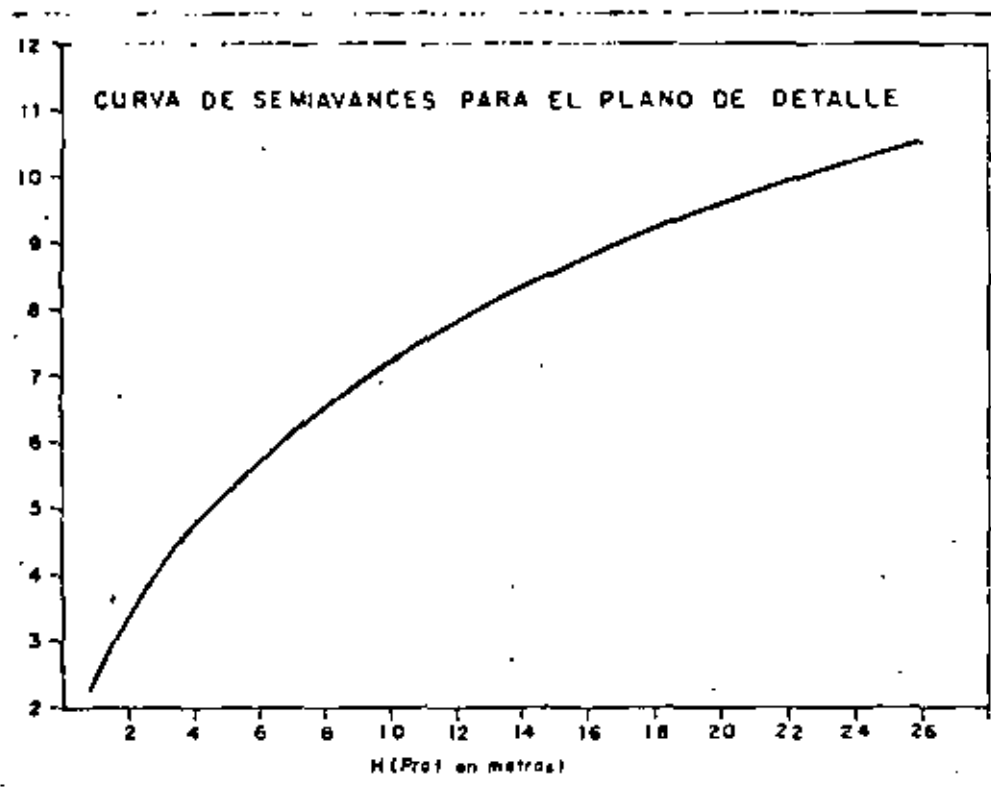


PLANO DE APROXIMACION



*Dibujo del plano de detalle.* Como ahora se va a trabajar en un nuevo plano a escala distinta, hay que fijar el nuevo avance y calcular la nueva  $n$  de la fórmula, rellenando a continuación el nuevo cuadro de avances y dibujando la correspondiente curva de semivances para este plano de detalle (fig. 161).

Fig. 161.



Continuando con nuestro ejemplo: Plano de detalle a escala 1:5.000: avance fijado en principio, 20 mm.; profundidad media de la primera línea de onda, 23 m.

Con estos datos se dibuja la curva de la figura 161 y partiendo de la primera línea de onda, XV', y con unas normales a una distancia entre ellas de 20 mm., puede dibujarse el plano de detalle siguiendo el procedimiento ya utilizado para el de aproximación. Se hace notar que en profundidades pequeñas, generalmente, se ha calculado el avance con la media de las profundidades del punto de que se parte y al que se llega.

A la profundidad de 23 m. le corresponde  $1/K = 0,7639$  (ver cuadro de avances en profundidades infinitas).

$$nL \text{ (mm)} = 20 = n L_0 \frac{1}{K} \frac{1.000}{E} = n \cdot 94 \cdot 0,7639 \cdot \frac{1.000}{5.000} = 14,36 n, n = 1,41$$

#### CUADRO DE AVANCES PARA EL PLANO DE DETALLE

$$nL \text{ (mm)} = 1,4 \times 94 \times \frac{1.000}{5.000} \times \frac{1}{K} = 26,32 \times \frac{1}{K}$$

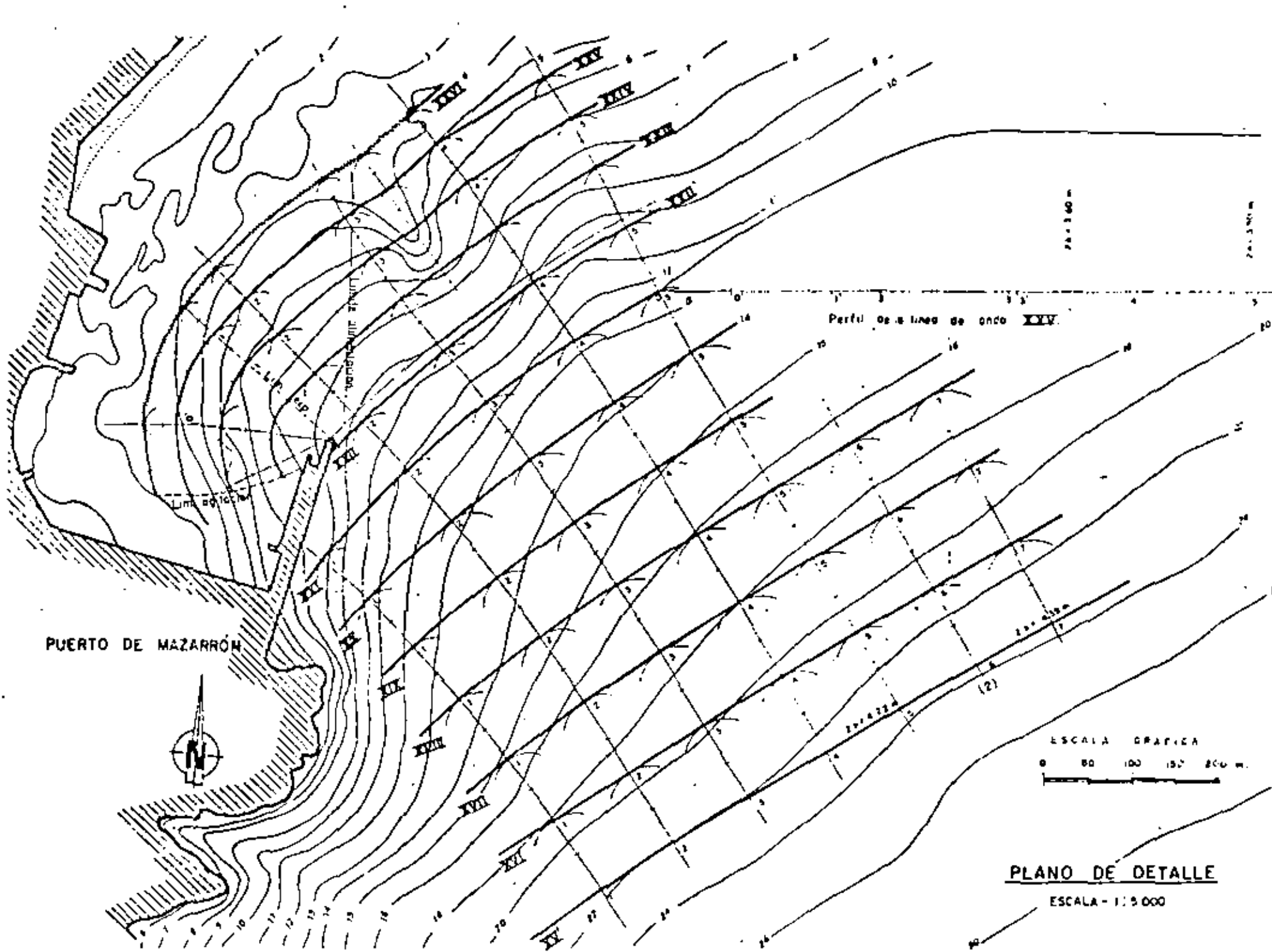
H	H/L <sub>0</sub>	I/K	Avance	Semivance
25	0,2660	0,7863	20,69	10,34
23	0,2447	0,7639	20,10	10,05
22	0,2340	0,7520	19,79	9,89
20	0,2178	0,7261	19,11	9,55
18	0,1915	0,6975	18,36	9,18
16	0,1702	0,6658	17,52	8,76
15	0,1596	0,6486	17,07	8,58
14	0,1489	0,6304	16,59	8,29
13	0,1383	0,6113	16,08	8,04
12	0,1277	0,5907	15,54	7,77
11	0,1170	0,5696	14,99	7,49
10	0,1064	0,5459	14,36	7,18
9	0,09574	0,5208	13,70	6,85
8	0,08511	0,4940	13,00	6,50
7	0,07447	0,4647	12,23	6,11
6	0,06383	0,4327	11,38	5,69
5	0,05319	0,3974	10,46	5,23
4	0,04255	0,3574	9,40	4,70
3	0,03191	0,3123	8,22	4,11
2	0,02128	0,2557	6,73	3,36
1	0,01064	0,1818	4,78	2,39

Se ha dibujado el plano de aproximación hasta llegar a la línea de onda XXII próxima al extremo del dique y se interpola la XXIII, que pasa por el extremo del dique. También se interpola la normal 1' que pasa por el citado extremo del dique.

Profundidad en el morro: 8,5 m.,  $H/L_0 = 8,5/94 = 0,09043$ . Según las tablas de Iribarren, a ese valor de  $H/L_0$  le corresponde un valor de  $H/L = 0,1781$ , luego  $L = H/0,1781 = 8,5/0,1781 = 47,73$  m. y  $L/2 = 23,86$  m. que es la distancia a partir del extremo del dique y sobre la línea de onda XXII' que señala el punto donde se inicia la línea límite de alimentación en la expansión lateral que se inicia alrededor del dique. La expansión lateral se dibuja de acuerdo con las normas dadas en el apartado correspondiente.

Línea de onda	Alturas de ola			Altura de ola	
	Tramo (mm)	Ancho en origen (mm)	Ancho en el tramo (m)	En origen (m)	En el tramo
XV'	1,6	--	--	4,22	4,22
XXI	1,2	20	28,5	4,22	3,54
XXI	2,3	20	24	4,22	3,85
	3,4	20	24	4,22	3,85
XXII'	2,3	20	25	4,22	3,77
	3,4	20	26	4,22	3,70
XXIV	2,3	20	27	4,22	3,63
	3,4	20	27,5	4,22	3,60
XXV	3,4	20	27,5	4,22	3,60
	4,5	20	29	4,22	3,50
XXVI	3,4	20	26,5	4,22	3,67

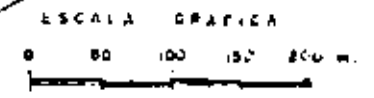
Al ser la altura de ola, en el tramo 3,4 de la línea de onda XXVI, de 3,67 m. y la pendiente del fondo suave (del 1 al 2 %), la ola rompe a una  $H = 2,5 h = 2,5 \times 1,83 = 4,58$  m. Por tanto al estar la profundidad en ese tramo entre los 3 y 4 m., la ola rompe.



PUERTO DE MAZARRÓN



Perfil de la línea de ondo XXV.



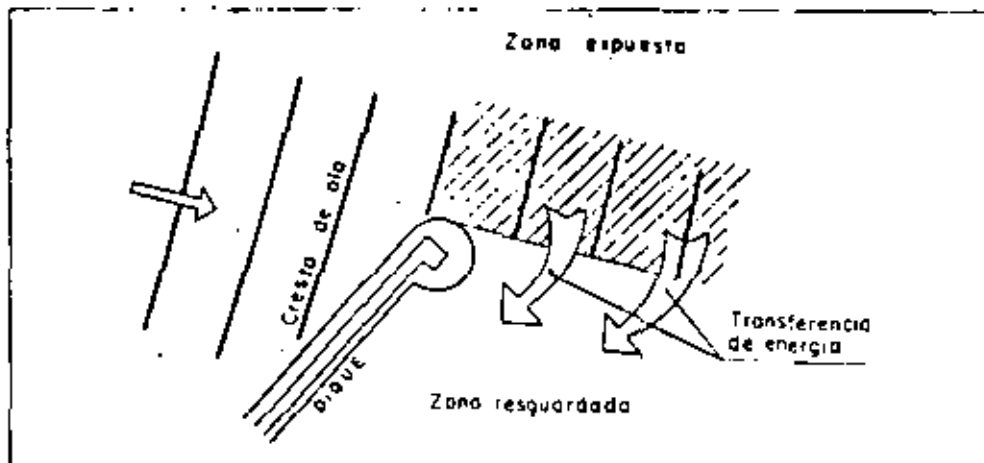
PLANO DE DETALLE

ESCALA - 1:5 000

## 2. Difracción de las ondas

La difracción es en esencia un fenómeno de transferencia de la energía de unas zonas a otras. Se produce cuando la onda encuentra en su camino un obstáculo que impide su paso a la zona posterior del mismo. Es el caso de los diques, islas naturales o artificiales, etc. En efecto, si se supone un dique que impide el paso de la onda, se pueden distinguir varias zonas con características de agitación diferentes (fig. 163).

Fig. 163.- Fenómeno de la difracción del oleaje



De una a otra por diferencia en los niveles de agitación existe un intercambio de energía que generará en la zona resguardada una agitación de características particulares.

Es fácilmente comprensible el interés que tiene el estudio de este fenómeno para el diseño y explotación de un gran número de obras e instalaciones marítimas. La resonancia en las dársenas, las condiciones de entrada a un puerto, los aterramientos y las variaciones de las playas próximas a una obra son algunos de los casos comunes en los que la difracción del oleaje juega un papel principal.

Fig. 164.- Río de Ortigueira (España). Puede observarse el fenómeno de difracción y sus efectos sobre las playas próximas



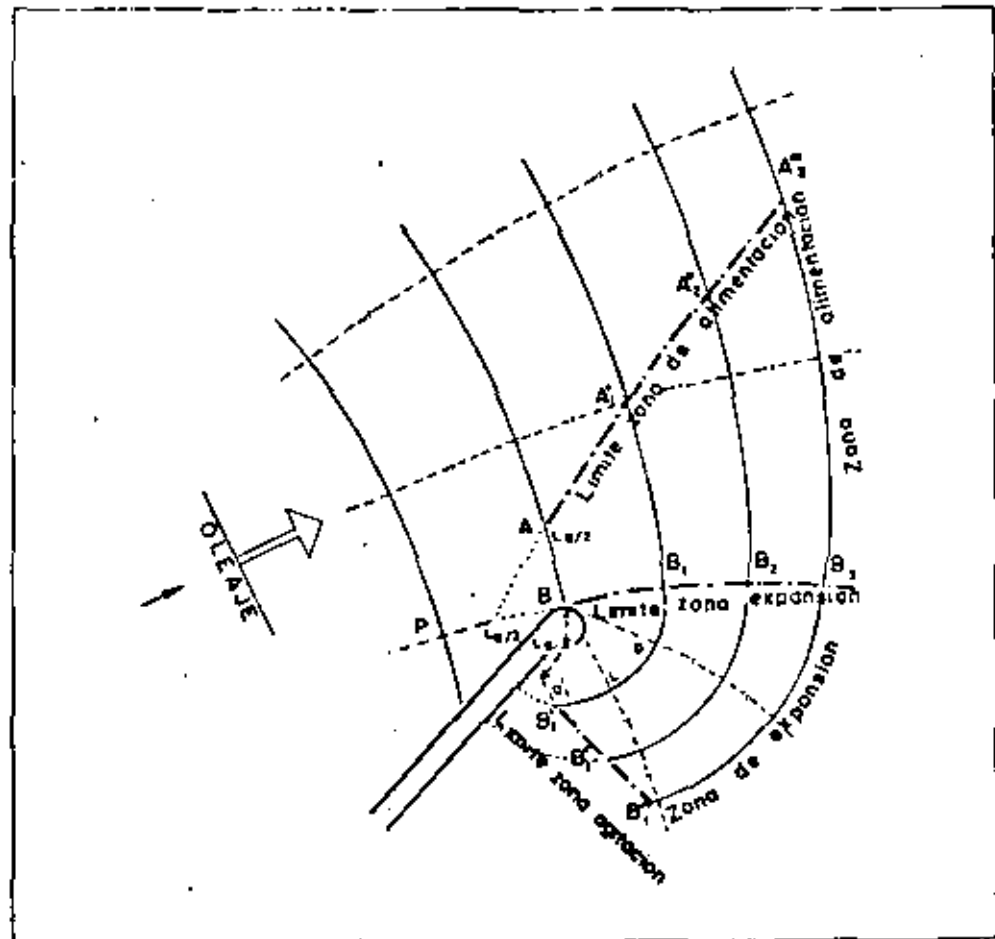
Continuando con la teoría de modificación del oleaje de Iribarren, se expone a continuación el estudio práctico sobre la que el propio autor llamó "expansión lateral" y que no es más que una precisa denominación intuitiva del fenómeno de la difracción. El valor práctico de este método gráfico de difracción es enorme, siendo una excelente ayuda al técnico portuario en el diseño en planta de las obras exteriores. Aún hoy en día se puede considerar superior a cualquier otro método teórico de difracción.

Esto, sin embargo, no es óbice para que en el estudio definitivo de una obra, en la que intervengan notablemente los fenómenos de refracción difracción, sea siempre recomendable la realización de un ensayo experimental en modelo reducido que no precisa de las hipótesis previas simplificadoras que todos los métodos teóricos necesitan para su aplicación, sobre todo cuando existan problemas de batimetría irregular o posible formación de eústicos.

**2.1. Método gráfico de difracción. "Expansión lateral"** Al igual que en el caso de la refracción las hipótesis de partida suponen una onda monocrómica de periodo fijo y de cresta indefinida, cuya celeridad depende únicamente de la profundidad de la zona por la cual avanza manteniéndose, además, la energía entre perpendiculares a los frentes.

Supóngase la existencia de un obstáculo al paso del oleaje incidente (fig. 165).

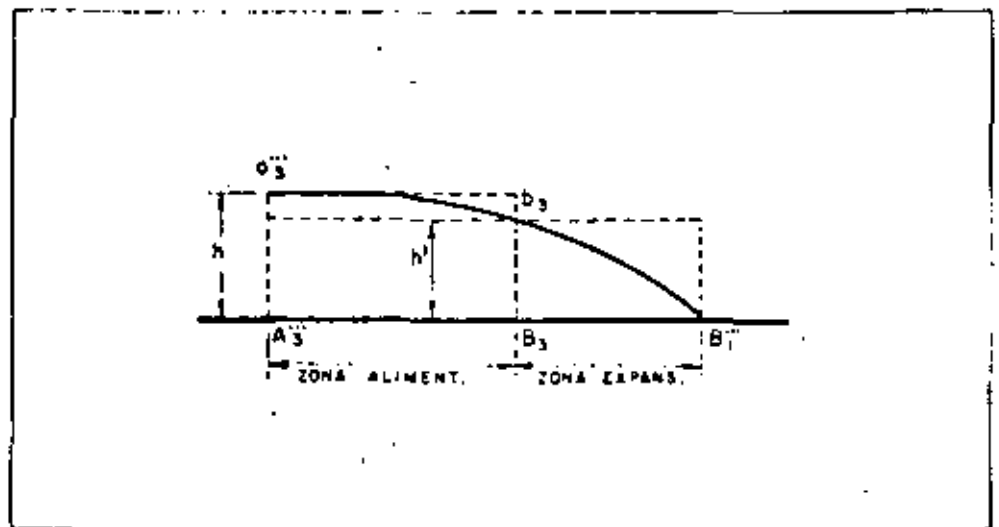
Fig. 165.—Construcción del plano de oleaje difractado



Si en la dirección  $BB_1$  existiese una pantalla vertical, la onda continuaría su avance normalmente. La no existencia de esa pantalla es causa de expansión lateral de la onda, que agita en parte la zona  $BB_1B_1''$  llamada zona de expansión. Las condiciones de esta expansión, según Iribarren, son:

1. El paso de la onda origina en B una oscilación armónica que se propaga radialmente.
2. Hay una cesión lateral de energía que da lugar a modificaciones en la altura de la onda, que se produce según estas líneas de onda, y con celeridad igual a la celeridad de propagación (fig. 166).

Fig. 166.--



3. El fenómeno empieza a producirse cuando a la cresta de la onda le falta un cuarto de su longitud para llegar al extremo del obstáculo, es decir cuando está a  $L_w/4$  de B, siendo  $L_w$  la longitud de onda correspondiente a la profundidad de B.

El límite de las zonas de alimentación y de expansión es la dirección  $BB_1$ , que coincide con la normal que pasa por B y que se llama "línea límite de expansión".

Admitida la igualdad de la celeridad transversal con la celeridad de avance y empezando el fenómeno de la expansión lateral a una distancia  $LB/2$  de B, un punto de la "línea de alimentación" será A, a una distancia  $LB/2$  de B. Para hallar otros puntos de esta línea límite en las sucesivas líneas de onda, se aplicará la condición general:

$B_2A_2'' = B_1A_1' + \text{avance correspondiente a } A_1'$ , o sea: "ancho anterior más avance del último punto considerado".

En la zona de expansión, la primera línea expansionada es el arco de circunferencia de centro en B y radio el avance correspondiente a su profundidad, lo cual es perfectamente admisible puesto que para la misma profundidad, la de B, el avance es el mismo en cualquier dirección radial que parta de ese punto.

B, el límite de la zona agitada ha alcanzado, aunque sólo sea hipotéticamente, un punto que dista de B la distancia  $L_0/2$ . Por tanto, el punto correspondiente a la línea límite de agitación, en la línea de onda siguiente, seguirá la norma general:

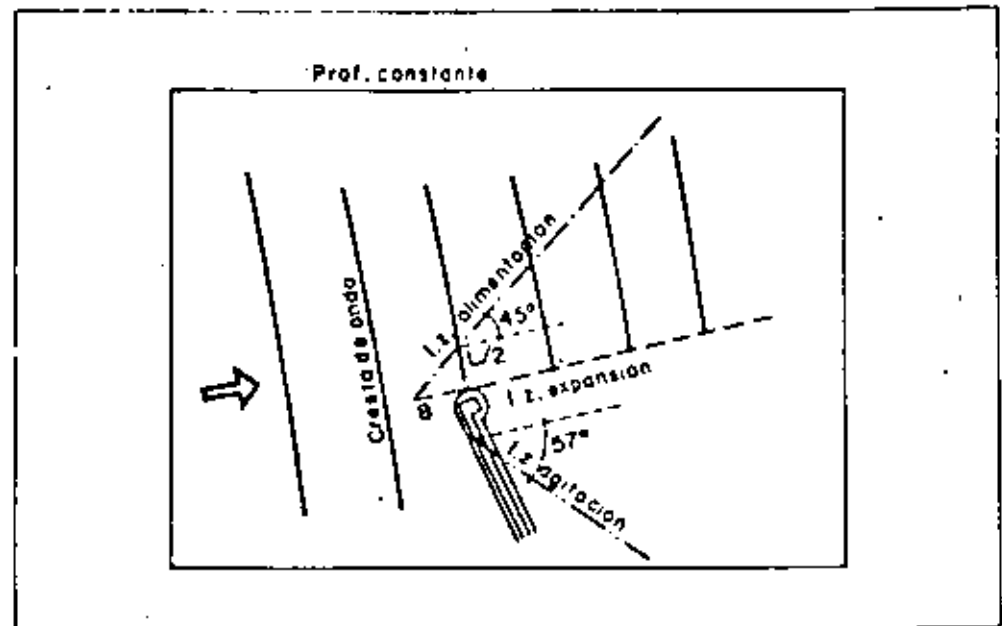
$$B_1B_1' = L_{B_1} + \text{avance correspondiente a B}$$

o sea: "ancho anterior + avance correspondiente al último punto determinado; y en general:

$$B_1B_1'' = B_1B_1' + \text{avance correspondiente a } B_1'$$

Para dibujar las líneas de onda sucesivas de la  $B_1B_1'$  en la zona de expansión, se trazan radios  $BD, \dots$  que se consideran como nuevas normales, operando a partir de ellas como con las demás.

Fig. 167.—



En el caso de profundidades iguales (fig. 167) la línea límite de expansión será la normal que pasa por el extremo del obstáculo y será una recta; la línea límite de alimentación será la recta que partiendo de una distancia  $L_0/2$  del extremo del obstáculo, forme un ángulo de  $45^\circ$  con el límite de expansión; y la línea límite de agitación será una espiral cuya asintota es la recta paralela a la que pasando por B, a una distancia  $L_0/3$ , forma un ángulo de un radián con la línea límite de expansión.

### 2.1.1 Alturas de la ola en la zona de expansión lateral

La semialtura  $h$  que tendría la onda en la zona de alimentación, si no hubiese expansión lateral, se puede hallar por el procedimiento general descrito en la expansión frontal. Ahora bien, la energía almacenada en el trozo de cresta comprendido en la zona de alimentación se derrama, extendiéndose entre este trozo y el de expansión, pudiendo calcular la semialtura media correspondiente al punto

donde empieza la expansión lateral — punto de la línea límite de expansión— por la fórmula.

$$h' = h \sqrt{\frac{A_1''' B_1'''}{A_1'' B_1''}}$$

siendo  $h$  la semialtura *media* que tendría la onda en la zona de alimentación.

Para pasar de la representación escalonada a la continua, sólo hay que tener en cuenta que la onda es un cuarto de senoide que pasa por los puntos  $a_1'''$ ,  $b_1'''$ .

En el caso de profundidades constantes, la longitud de las líneas de onda en la zona de expansión es igual a su longitud en la zona de alimentación y entonces  $h' = h \sqrt{1/2} = 0,71 h$ . Las alturas de la onda en la cuarta parte de la senoide y en sus 3/4 serían:  $0,92 h$  y  $0,38 h$ , respectivamente.

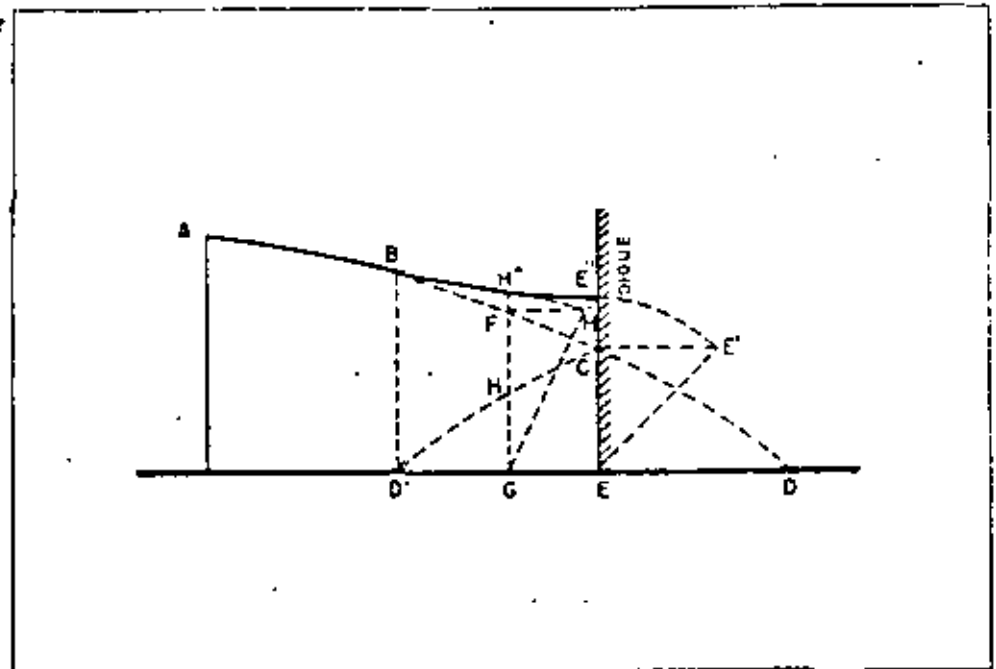
### 2.1.2. Expansión lateral incompleta

Si la expansión lateral no es total porque no lo permite el dique, se puede suponer la expansión total y determinar gráficamente las nuevas alturas de onda. Para ello se dibuja la onda que atraviesa el dique. (CD se abate en CD'). La acumulación de energía nos da las nuevas alturas de onda, estableciéndose la relación.

$$h_2^2 = h_1^2 + h_3^2$$

representada gráficamente en la figura por el triángulo CEE':

Fig. 168.—Alzado del frente de onda en el caso de expansión lateral incompleta





$$EE''^2 \text{ (nueva altura de ola) } = EC^2 + CE''^2$$

y para un punto intermedio por el triángulo FGH'':

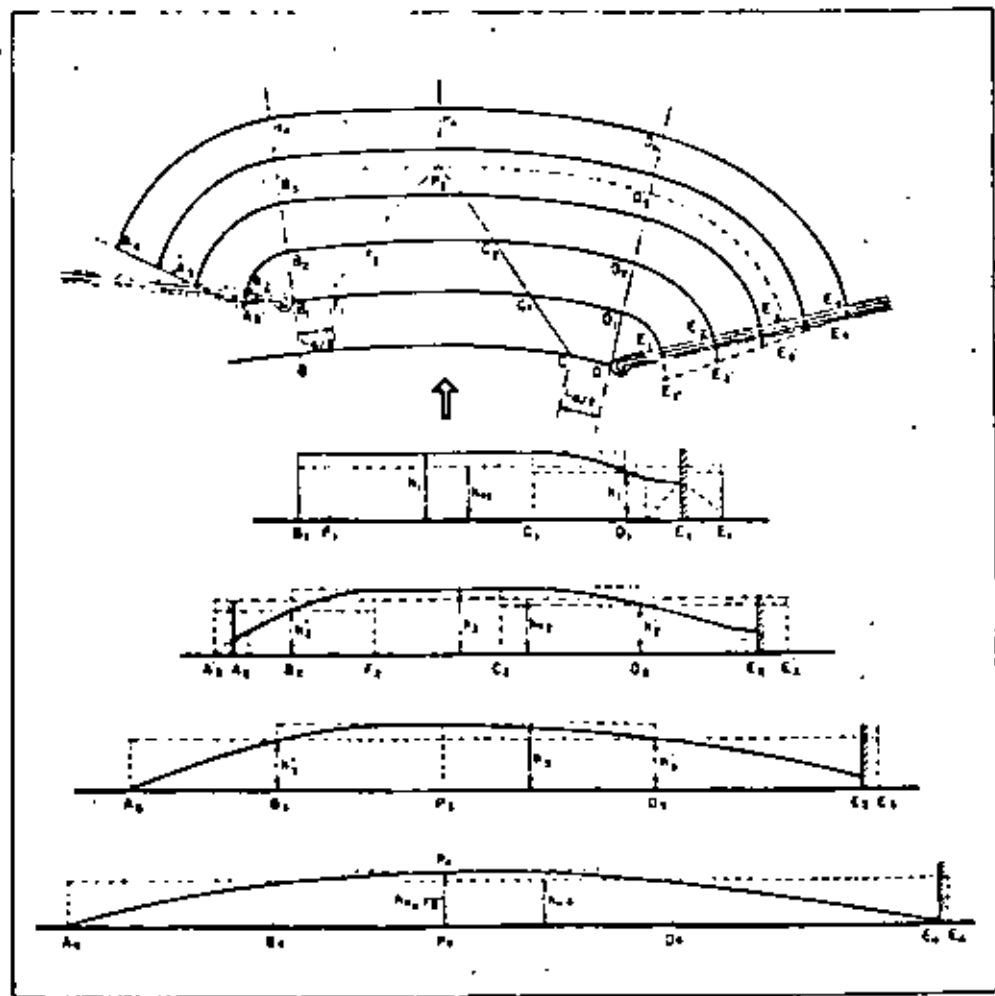
$$GH''^2 \text{ (nueva altura de ola) } = FG^2 + FH''^2$$

El punto donde se inicia la sobreelevación de la ola es el punto B, distante del dique D't' = ED.

**2.1.3. Doble expansión o expansión bilateral**

Cuando en un puerto existen dique y contradique, se suelen producir dos expansiones laterales, completas o incompletas, que es lo que se llama doble expansión.

*Fig. 169. Doble expansión lateral (planta y alzados de los diversos frentes)*



La energía que entra en el puerto está representada por:

$$B_1 D_1 \times h_1^2$$

siendo  $h_1$  la semialtura media de la onda en el tramo  $B_1 D_1$  de no existir la expansión lateral.

Por tanto la altura media o altura eficaz de la onda en el tramo expandido  $B_1E_1'$  será:

$$h'_{e1} = \sqrt{\frac{B_1D_1}{B_1E_1}}$$

independiente de la altura en el punto  $D_1$  del tramo de expansión simple  $C_1E_1'$  que es:

$$h_1 = h_2 \sqrt{\frac{C_1D_1}{C_1E_1}}$$

En la línea de onda  $A_2'E_2'$ , en la que todavía no se cortan las dos líneas límites de alimentación, se procede como si fueran dos expansiones laterales independientes, manteniéndose la altura de onda en el tramo  $F_2C_2$  como si no hubiese expansión y descendiendo según sinusoides a ambos lados.

En esta línea de onda se verifica que:

$$\text{Energía que entra} = B_1D_1 \times h_1^2 = B_2D_2 \times h_2^2, h_2 = h_1 \sqrt{\frac{B_1D_1}{B_2D_2}}$$

La altura eficaz de la ola en el tramo  $A_2'E_2'$  será:

$$h_{e2} = h_2 \sqrt{\frac{B_2D_2}{A_2'E_2}}$$

y la altura en la línea límite de expansión en cada tramo de expansión simple será:

$$\text{Tramo } C_2E_2' \text{ (Punto } D_2) \quad h'_2 = h_2 \sqrt{\frac{C_2D_2}{C_2E_2}}$$

$$\text{Tramo } F_2A_2' \text{ (Punto } B_2) \quad h''_2 = h_2 \sqrt{\frac{F_2B_2}{F_2A_2'}}$$

Al llegar la onda en su avance al punto  $P_1$ , común a los dos límites de alimentación, las dos sinusoides son tangentes en  $P_1$ . La altura media del tramo  $B_1D_1$  de no existir expansión, sería:

$$h_3 = h_1 \sqrt{\frac{B_1D_1}{B_1D_1}} \text{ que es la altura de onda en el punto } P_1.$$

La altura eficaz del tramo  $A_1E_1'$  será:  $h_{e1} = h_1 \sqrt{\frac{B_1D_1}{A_1E_1}}$  y las alturas en cada uno de los dos tramos laterales de expansión simple serán:

$$\text{Tramo } P_1E_1' \text{ (Punto } D_1): h'_1 = h_1 \sqrt{\frac{P_1D_1}{P_1E_1}}$$

$$\text{Tramo } P_1A_1 \text{ (Punto } B_1): h''_1 = h_1 \sqrt{\frac{P_1B_1}{P_1A_1}}$$

En las posiciones siguientes, el máximo de altura de onda corresponde a puntos como el  $P_1$  situados en la normal de avance del punto  $P_1$ . La altura eficaz del tramo  $A_1E_1'$  será igual a:

$$h_{re} = h_1 \sqrt{\frac{B_1E_1'}{A_1E_1}}$$

y el máximo de altura de la onda, teniéndose en cuenta que las dos sinusoides han de ser tangentes en  $P_1$  y anularse en  $A_1$  y  $E_1'$ , será:

$$P_1P_1' = h_{re} \sqrt{2}$$

### 3. Reflexión

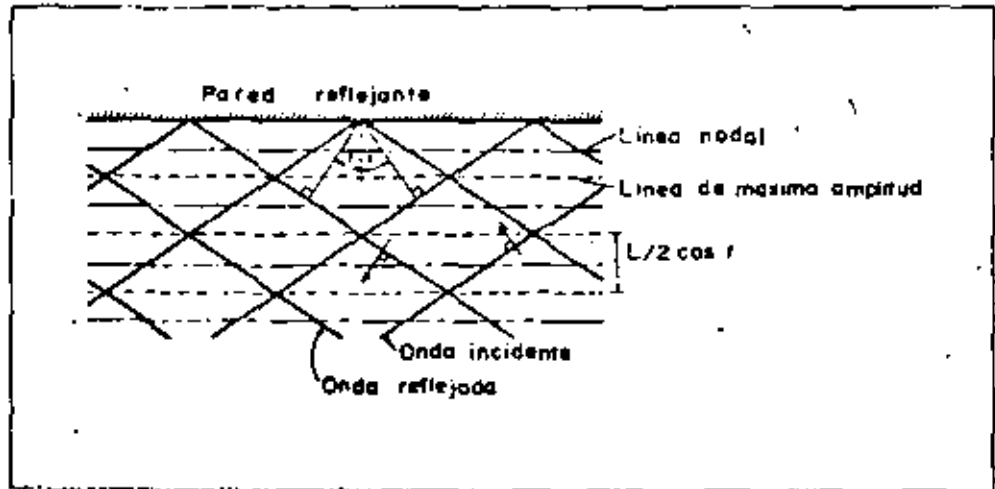
El comportamiento de las ondas tras encontrar un obstáculo en su trayectoria, ya sea una isla, un dique o la propia playa o costa, puede ser muy variado. Su energía puede sufrir las modificaciones siguientes:

- a) Disiparse, como lo hace, por ejemplo, ante un fondo rugoso o una estructura porosa.
- b) Transmitirse parcialmente tras el obstáculo, tal y como sucede en el caso de diques de escollera o diques flotantes.
- c) Reflejarse en dirección distinta a la de incidencia en el obstáculo.

Si bien, en teoría es posible, que la energía que incide en un obstáculo, se transforme exclusivamente según una de las tres formas, en la práctica el fenómeno suele ser mixto entrando en juego dos o tres formas de modificación al tiempo. En algunos casos de incidencia del oleaje con un dique o muro vertical el fenómeno de reflexión puede darse en forma pura, sin embargo, además de que las condiciones han de ser muy propicias siempre hay una cierta pérdida de energía por turbulencia o rozamiento. De este caso al de una playa tendida en la que la reflexión es casi nula, existe una variada gama de situaciones que hace que el estudio de la reflexión sea de gran interés dentro de las técnicas de puertos y costas.

En tres dimensiones, el caso más general puede representarlo la incidencia de una onda monocromática frente a una pared vertical recta (fig. 170).

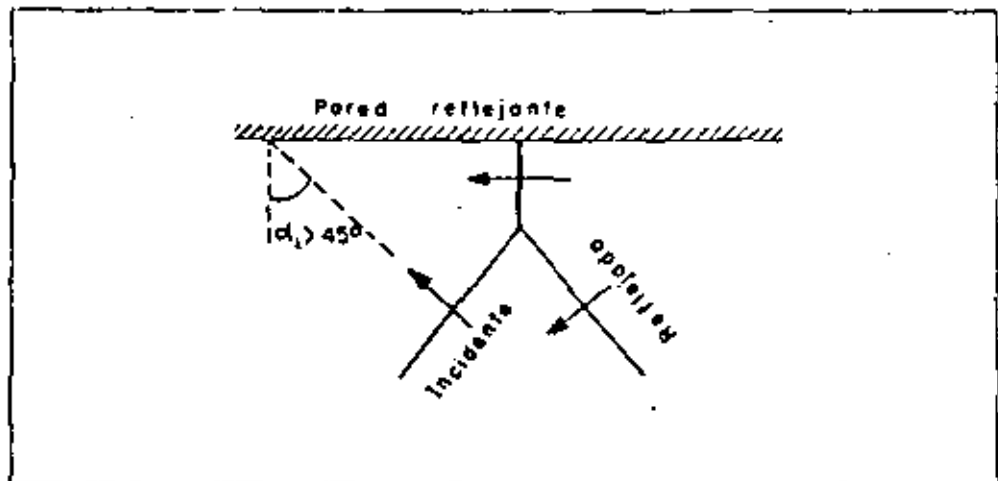
Fig. 170.—Reflexión del oleaje frente a una pared vertical y rectilínea



Aproximándose la onda incidente con un ángulo  $\alpha$ , se produce una onda reflejada con ángulo  $\alpha_r$ , que, según la teoría lineal, resulta ser igual al de incidencia. La conjunción de las sucesivas crestas y senos ofrecen un aspecto de agitación en rombos cuyas diagonales son las líneas de máxima amplitud.

Si el ángulo de incidencia  $\alpha$ , es mayor de  $45^\circ$ , se produce la llamada reflexión mach, formándose en las proximidades de la pared una onda que se traslada paralelamente a ella (fig. 171).

Fig. 171.—Reflexión mach



Desde el punto de vista cuantitativo, se va a circunscribir el estudio de la reflexión a los casos de diques o muros verticales y al de playas. Este último caso, así como los estados intermedios, como es el de diques en talud de escollera, no admiten estudios teóricos y un análisis se basa en resultados experimentales tanto en la naturaleza como en modelo reducido. Esto se debe al gran número de variables que intervienen en el fenómeno de reflexión en estos casos. No se menciona aquí, por hacerlo más adelante en capítulo posterior, las reflexiones en dársenas casi cerradas.

Para el estudio cuantitativo de la reflexión se emplea, como indicador fundamental, el índice de reflexión  $\chi$ , que no es más que el cociente o relación entre la ola incidente y la reflejada.

### 3.1. Reflexiones en muros verticales

Se supone que en todo caso el muro tiene superficie lisa e impermeable. Con ello se obvian las pérdidas de energía por rugosidad y percolación.

El coeficiente de reflexión es prácticamente la unidad, con lo cual la altura de la ola reflejada e incidente es la misma. Experimentalmente se ha comprobado que  $\chi$  disminuye según aumenta el peralte de la onda. Asimismo, según se va tendiendo el talud del muro, dicho coeficiente tiende a disminuir.

De la teoría lineal de las ondas se puede deducir la ecuación de la superficie del agua frente a la pared vertical.

En efecto, siendo:

$$\eta_i = \frac{H_i}{2} \cos \left( \frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right)$$

la ecuación del perfil de onda incidente y:

$$\eta_r = \frac{H_r}{2} \cos \left( \frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} \right)$$

El de la onda reflejada, por yuxtaposición de ambos y haciendo  $H_i = H_r$ , resulta:

$$\eta = H_i \cos \frac{2\pi x}{L} \cdot \cos \frac{2\pi t}{T}$$

que es la ecuación de la onda estacionaria cuyas características y propiedades ya se estudiaron en el capítulo VII.

### 3.2. Reflexiones en playas

En general, se puede decir que la reflexión en una playa depende de la rugosidad, de su permeabilidad y de su pendiente, además de la dirección y peralte del oleaje incidente.

Son escasos los resultados obtenidos para fijar valores de la reflexión en playas. Miche (1951) para el caso de incidencia normal propone afrontar el cálculo mediante dos coeficientes  $\chi_1$  y  $\chi_2$  que dependen de la rugosidad-permeabilidad y de la pendiente-peralte de oleaje, respectivamente.

$$\chi = \chi_1 \cdot \chi_2$$

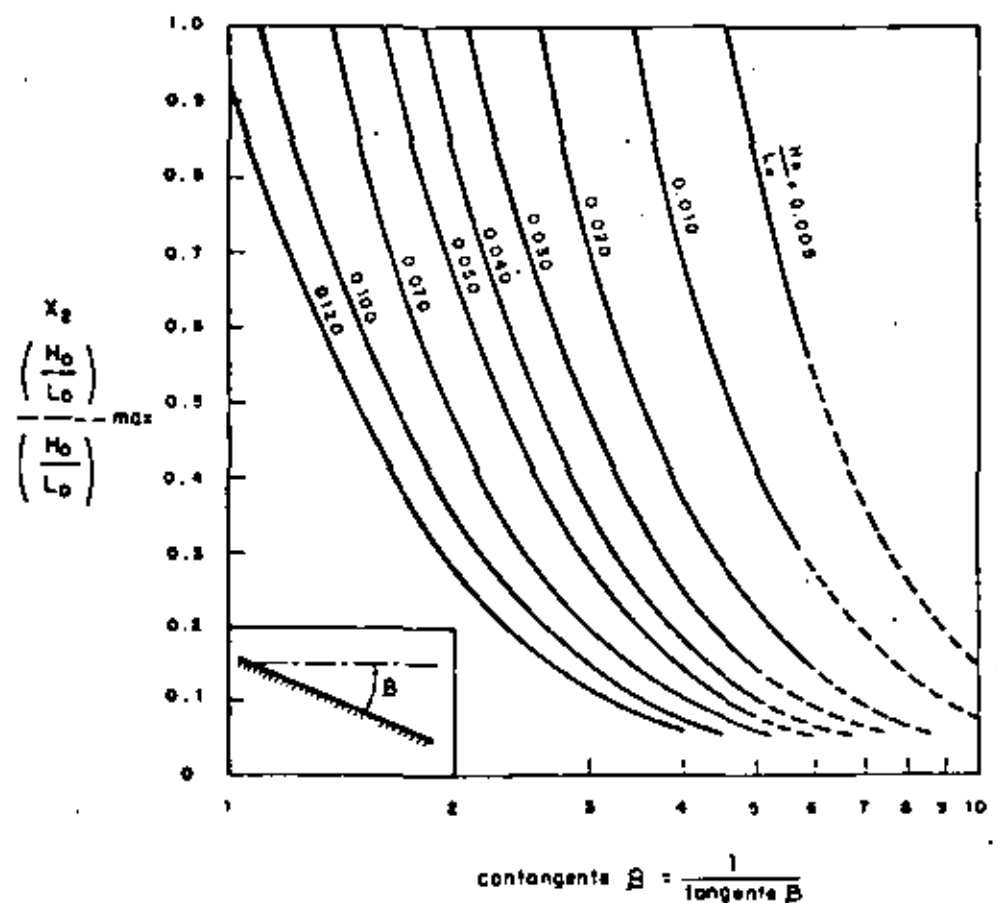
Los valores más ajustados son:

$\chi_1$   $\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \text{ para playas impermeables} \\ 0.3-0.6 \text{ playas rugosas y fuerte pendiente.} \end{array} \right.$

Para  $\chi_2$  se adjunta un ábaco (fig. 172) en el que se presentan los valores más significativos para distintos valores del peralte y la pendiente de la playa.

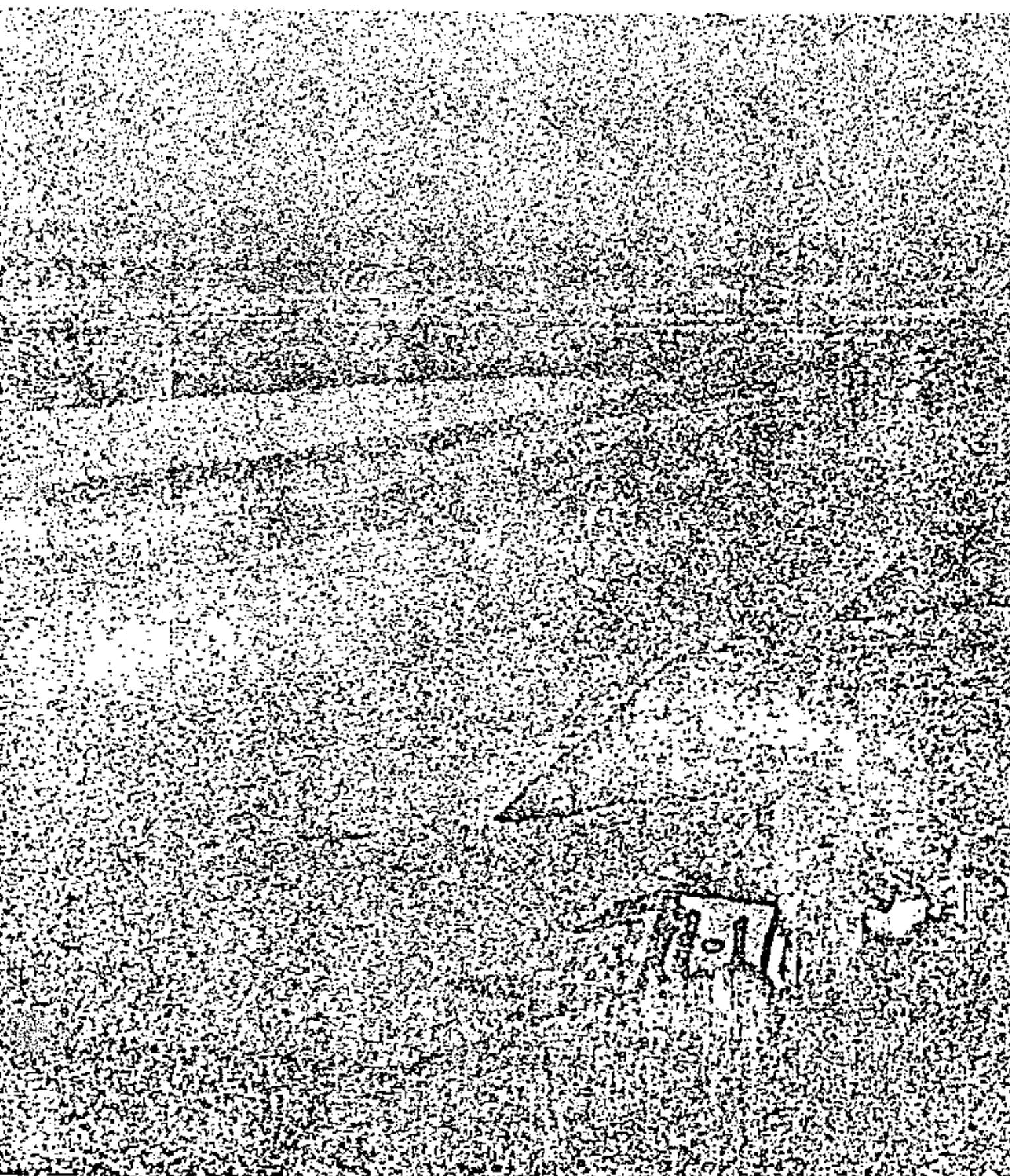
Por último es de subrayar que el intentar resolver un problema de agitación, en donde se mezclen los fenómenos vistos anteriormente con éste de la reflexión, mediante planos de oleaje, supone una pérdida de tiempo ya que la complejidad es tan grande que sólo el modelo reducido es capaz de darnos aproximaciones aceptables.

Fig. 172. -Valores del coeficiente  $\chi_2$  de reflexión en playas



TEMA IX

# Variaciones del nivel del mar



## 1. Generalidades

En capítulo anterior, al referir los movimientos del mar, se han dividido los distintos tipos de fenómenos ondulatorios atendiendo a su gama de periodos o frecuencias. Fuera ya de los límites de las llamadas ondas de gravedad, se encuentran las ondas de largo periodo, comprendidos éstos entre 5 min. y  $> 24$  horas.

A pesar de ser, en muchos casos, fenómenos de carácter ondulatorio y periódico su apariencia real es la de una elevación del nivel del mar en zonas extensas. Este efecto se da como consecuencia de la dificultad que tiene la observación humana para apreciar el desarrollo de movimientos muy lentos.

Atendiendo a las características del movimiento y a sus causas, los fenómenos de fluctuación del nivel del mar se pueden clasificar en:

- a) Tsunamis.
- b) Resacas costeras.
- c) Resacas en dársenas.
- d) Sobreelevaciones meteorológicas.
- e) Mareas astronómicas.

Otras posibles clases de variación del nivel del mar que no se contemplan en esta clasificación podrían ser los motivados por fenómenos de tipo climatológico, tales como la variación de volumen de los casquetes polares, o los de tipo secular. La insignificancia relativa de los mismos hace que su estudio no sea necesario para el desarrollo de las técnicas ingenieriles de puertos o costas.

La predicción exacta de las fluctuaciones del nivel del mar es una operación bastante compleja ya que todos los tipos de variaciones indicados pueden ocurrir al mismo tiempo, dándose una suma de efectos parciales. Mientras que la marea astronómica puede predecirse fácilmente con antelación —de hecho existen tablas para la predicción a lo largo de los años próximos— tanto las sobreelevaciones como las resacas no pueden predecirse sino con una antelación máxima de días y en todo caso de forma poco precisas.

---

## 2. Tsunamis

El término tsunamis, de origen japonés, engloba aquellas ondas de periodo largo generadas por perturbaciones singulares tales como terremotos, deslizamientos, erupciones volcánicas, etc. La propagación de este tipo de oleaje parte de un foco y se extiende radialmente pudiendo viajar las ondas miles de kilómetros por la superficie del océano.

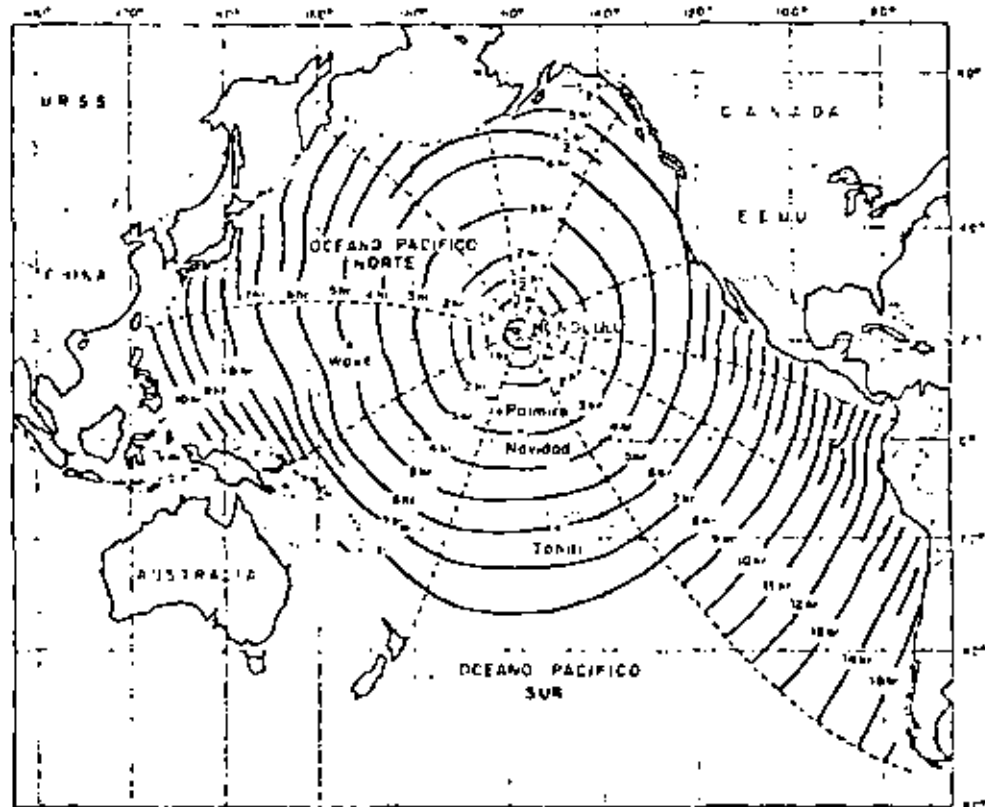
A partir de observaciones reales se ha encontrado que para que se produzca un tsunami considerable, la magnitud del seísmo ha de ser mayor de  $6,3 + 0,01 h$ , siendo  $h$  la profundidad del foco o hipocentro.



La predicción de un tsunamis en una zona costera se basa en el hecho de que las ondas sísmicas viajan por la corteza terrestre a mayor velocidad que las olas generadas en el mar. El tiempo de trayecto de la primera ola puede estimarse mediante la expresión  $C = \sqrt{gd}$ . Las celeridades medias alcanzadas, pueden llegar en algunas zonas a las 500 millas por hora.

Para las islas Hawai se ha confeccionado una carta de tiempos basada en observaciones reales con los tiempos de viaje de tsunamis originados en áreas próximas (fig. 173).

Fig. 173.—Tiempo de propagación de tsunamis hasta Honolulu



Análogamente al estudio de los temporales, un análisis del fenómeno de tsunamis eficaz para el ingeniero consiste en el tratamiento estadístico de sus frecuencias. De esta forma se pueden introducir criterios de riesgo que contemplen los valores económicos y sociales de los bienes situados en la zona costera.

Para ello, se puede ajustar la distribución de probabilidades de aparición de un tsunamis con una altura de remonte (run-up) en la costa a una ley de Poisson:

$$q = 1 - e^{-n}; n = ND$$

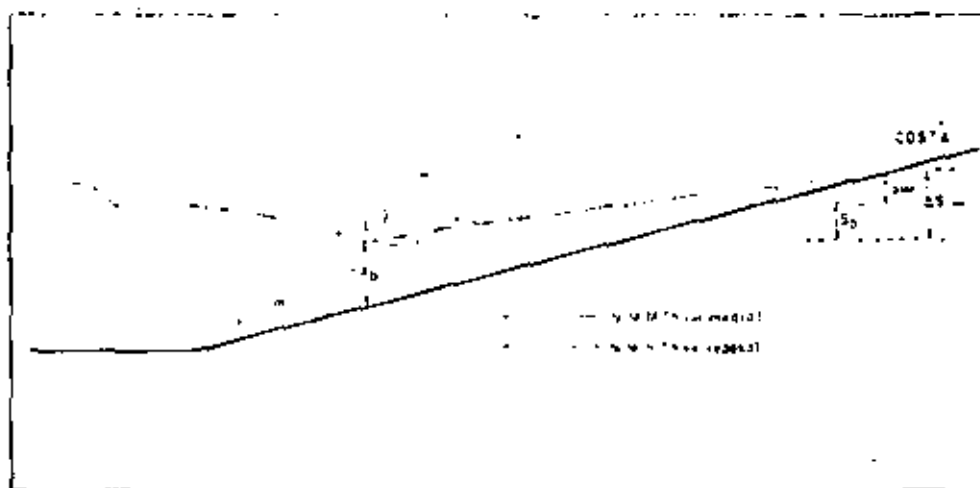
siendo  $q$  la probabilidad de excedencia de una altura de remonte dada en  $D$  años y  $N$  el número de veces al año que una altura de remonte ha sido igualada o excedida.

### 3. Resacas costeras

Este término en español responde al inglés de "wave set up". Consisten en una sobreelevación del nivel del mar debido a la masa líquida empujada hacia las zonas costeras por acción del oleaje. El aumento de volumen de agua respecto del normal origina la formación de unas corrientes con sentido hacia mar adentro y próximas al fondo que evacúan el exceso de masa líquida acumulada. El área de existencia de este tipo de sobreelevación puede circunscribirse, pues, a efectos prácticos, a la comprendida entre la línea de rompientes y la costa.

La figura 174 ilustra las variaciones de nivel en las proximidades de la costa como consecuencia de la acción del oleaje.

Fig. 174. - Sobreelevación del nivel del mar en zonas costeras



Conforme se va aproximando la ola a la orilla, el nivel medio va descendiendo hasta llegar a su punto mínimo,  $d_b$ , en el cual la ola rompe. Al transformarse en una onda traslacional se va produciendo un arrastre de la masa líquida que hace que el nivel medio vaya subiendo hasta un valor máximo junto a la orilla,  $S_0$ , respecto al nivel en reposo (N. M. R.).

Según la notación:

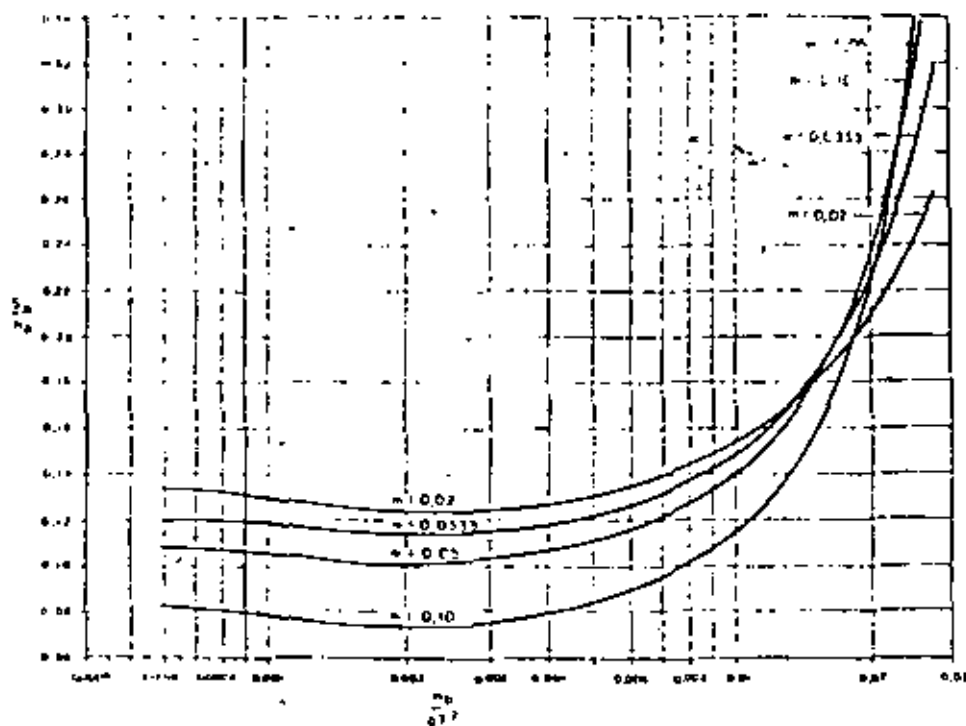
$$S_0 = \Delta S - S_b \quad (\text{en valores absolutos})$$

A partir de los valores propuestos por Reid, Stewart, Longuet-Higgins y Saville:

$$S_b = - \frac{g^{1/2} H_0^2 T}{64 \pi d_b^{3/2}} \quad ; \Delta S = 0.15 d_b$$

Los resultados obtenidos de estas expresiones se han recogido en el gráfico siguiente, mediante el cual es posible obtener la sobreelevación de resaca una vez hallado, como paso intermedio, la altura de ola en rotura,  $H_b$ .

Fig. 175.—Valor de la sobreelevación en zonas costeras



#### 4. Resacas en dársenas

Este tipo de oscilaciones tienen lugar en dársenas cerradas o ligeramente abiertas al mar como pueden ser lagos, bahías, canales o puertos. Estas ondas son de tipo estacionario con periodos relativamente largos.

En dársenas cerradas las causas que motivan la oscilación pueden ser tanto la acción del viento como la variación de la presión atmosférica.

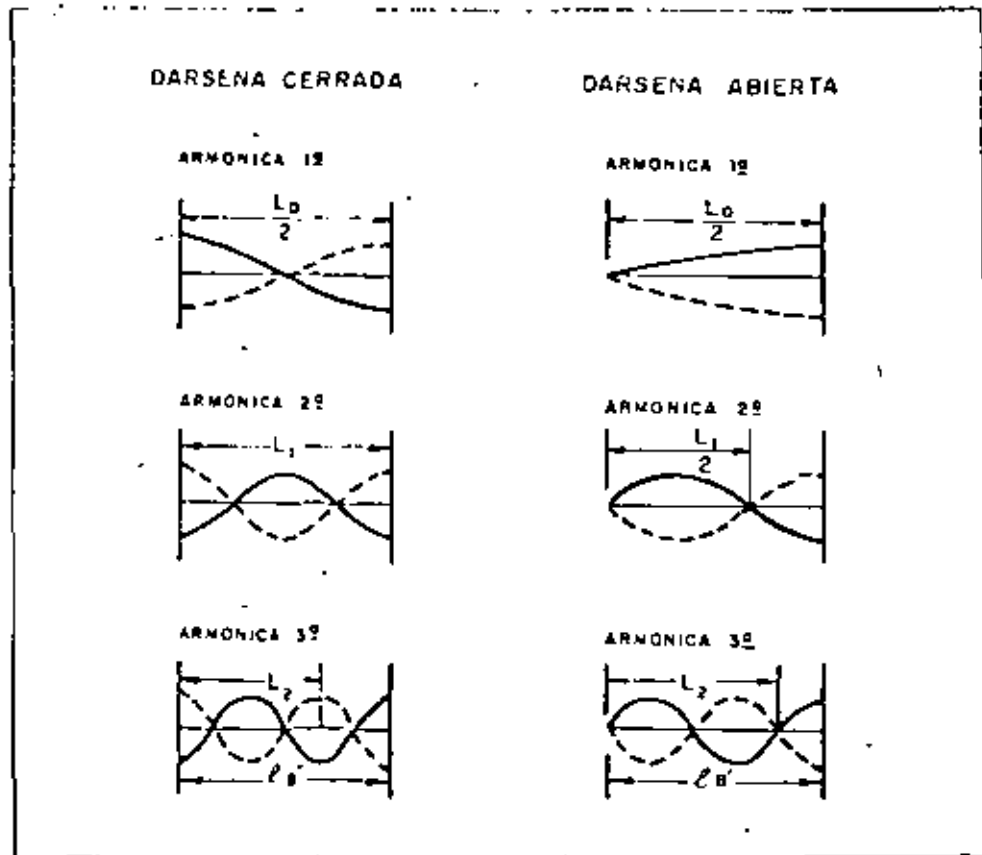
En dársenas abiertas y puertos la resaca suele estar generada por fuerzas cuyo periodo esté en relación con el periodo de oscilación libre de la dársena, bien por ser el mismo o por estar en resonancia.

En 1948, Iribarren, expuso su teoría acerca de los fenómenos de oscilación observados en el interior de los puertos guipuzcoanos, en los que, en ocasiones, se producían oscilaciones de 1,5 m. de amplitud. Es evidente que en pequeños puertos una oscilación de esta magnitud puede producir efectos no despreciables en instalaciones y embarcaciones.

Iribarren, entonces, llegó a la conclusión de que las oscilaciones en dársenas, dada las coincidencias de periodo y diferencia de amplitudes, están originadas por la oscilación rítmica del nivel medio del mar durante los temporales amplificada por resonancia al producirse la concordancia entre el periodo de oscilación de la masa de agua contenida en la dársena y el de oscilación del nivel medio del mar.

Los perfiles de oscilación en las dársenas pueden adoptar diversas formas según sea el tipo de oscilación (fig. 176) y las dimensiones de las mismas.

Fig. 176. Tipos de oscilación en dársenas



Para el tipo más simple de oscilación en una dársena abierta, rectangular, con paredes verticales y profundidad uniforme, el movimiento presenta un nodo en la boca y un vientre en el fondo de la dársena constituyendo una oscilación amplificada por resonancia de  $1/4$  de longitud de onda.

El periodo libre de oscilación es:

$$T_{n'} = \frac{4L}{(1 + 2n')\sqrt{gd}}$$

siendo:  $L$  = longitud de la dársena.

$d$  = profundidad

$n'$  = n.º de nodos situados entre el de la boca y el fondo.

En el caso más simple:  $n' = 0$ , y por tanto:

$$T_n = \frac{4L}{\sqrt{gd}}$$

El caso de ondas de resaca en dársenas cerradas puede ser tratado igualmente, a partir de la expresión general:

$$T_n = \frac{2 L_n}{n \sqrt{gd}}$$

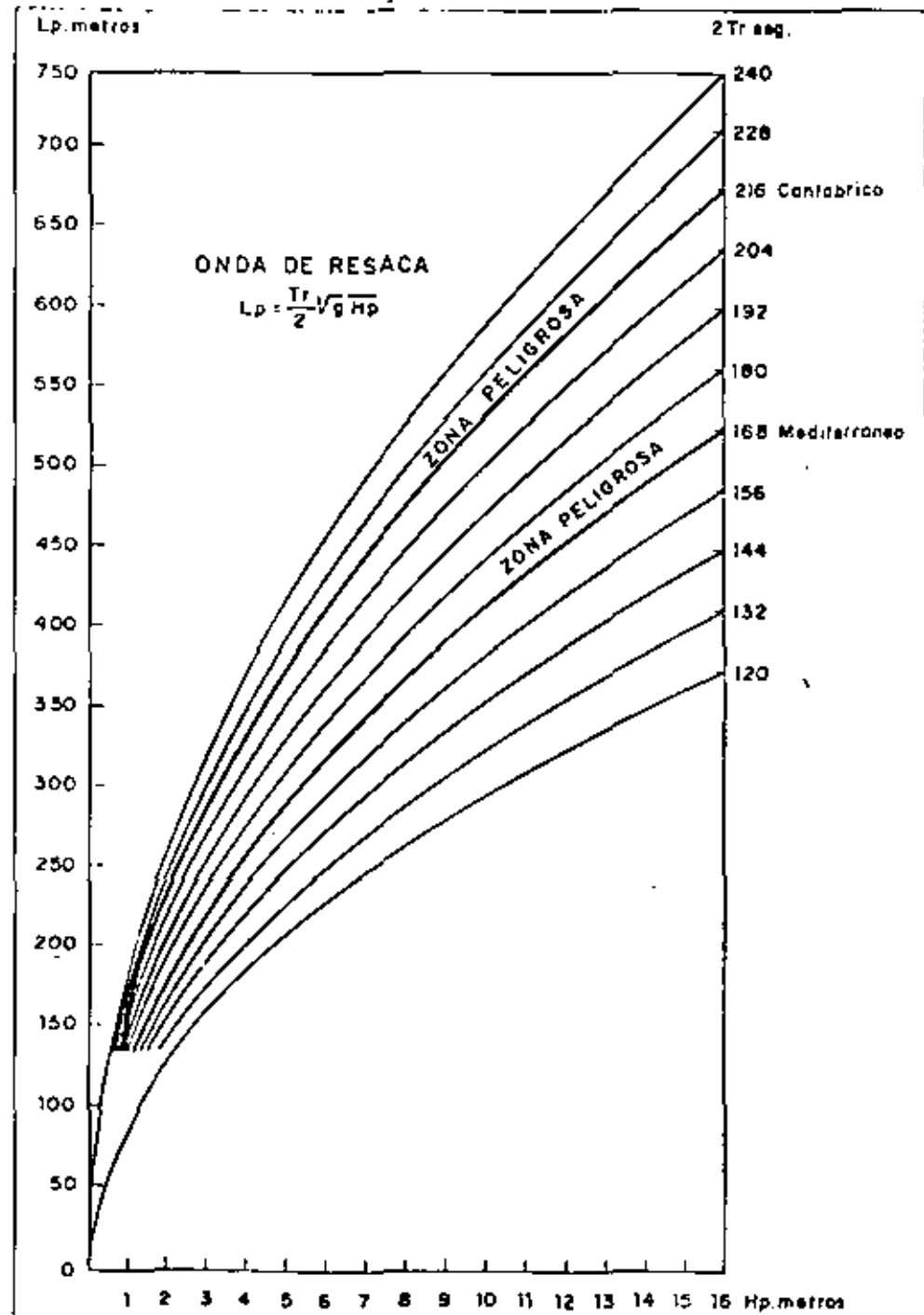
ca donde:  $T_n$  periodo de oscilación.

$L_n$  longitud del eje de la dársena.

$n$  - número de nodos a lo largo del eje. —

Iribarren ha recogido en un ábaco las relaciones peligrosas entre las longitudes de las dársenas, sus profundidades y los periodos de oscilación típicos en las costas españolas. (Nótese la diferente notación de las variables) (fig. 177).

Fig. 177.—Condiciones de formación de resacas en dársenas (Iribarren)



De las observaciones efectuadas parece desprenderse que el período de oscilación en el Cantábrico es del orden de 216 seg. durante los temporales fuertes mientras que en el Mediterráneo, en el mismo caso, está próximo a 180 segundos.

El puerto de Guetaria, en el Cantábrico, cuya dársena mide aproximadamente 300 m. de longitud, tenía una profundidad media de 2,10 m. sobre B. M. V. E. Los fenómenos de resaca que se producían cuando la marea estaba próxima a las bajamares obligaban a los barcos a salir de la dársena. Comprendiendo que la profundidad peligrosa de la dársena era, aproximadamente, 3,16 m. se comprobó la existencia de ondas de resaca con cotas de nivel a  $d = 3,16 - 2,10 = 1,06$  sobre B. M. V. E. La solución al problema consistió en el dragado de la dársena hasta conseguir una profundidad media de 3,50 m., que en efecto, hizo desaparecer el peligroso fenómeno.

Fig. 178.—Puerto pesquero de Guetaria



Un caso análogo a éste era el del puerto pesquero de Motrico (España). Las obras exteriores de este refugio conforman dos dársenas, una exterior más grande y otra interior de dimensiones más reducidas.

La dársena exterior ( $L_p = 320$  m.,  $d_{BMVE} = 3$  m.) sufría unas violentas resacas en situación próxima a las bajamares que cesaban cuando el nivel volvía a alcanzar un valor medio. En el ábaco se puede apreciar que, precisamente en bajamar, la profundidad de la dársena se aproximaba bastante a la estimada como peligrosa ( $d_p = 3,6$  m.).

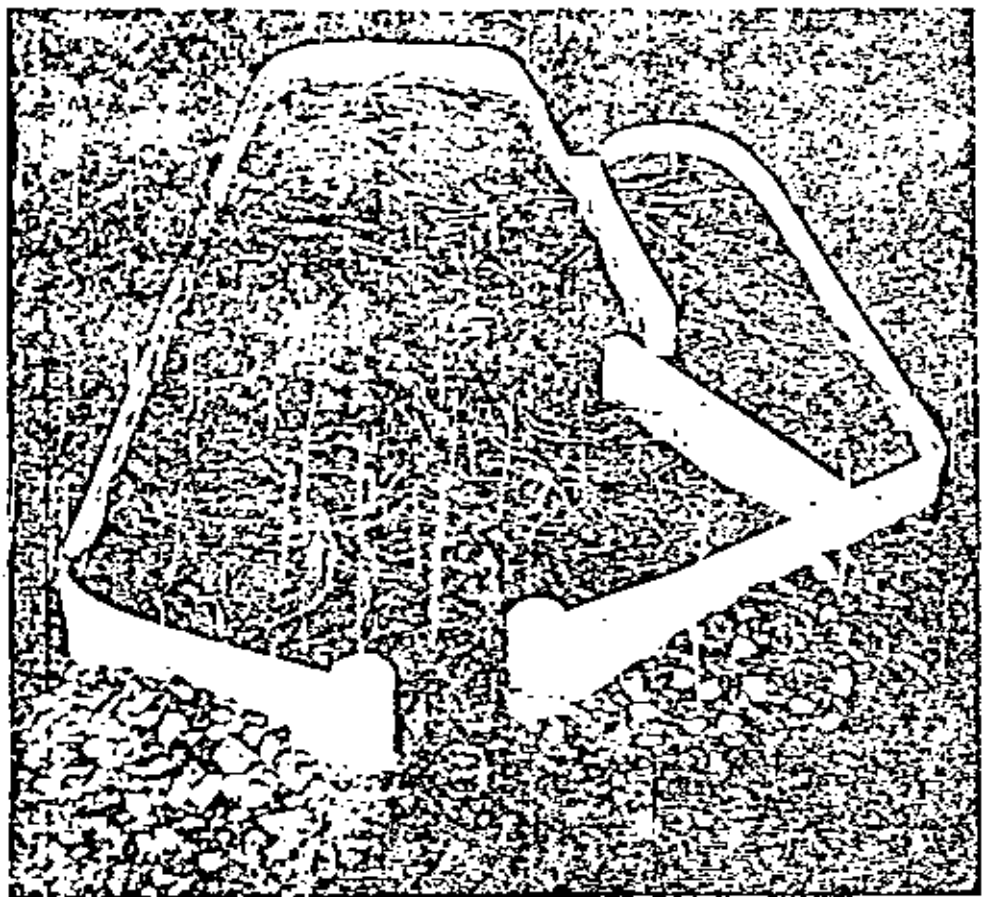


En la dársena interior ( $L_p = 260$  m.,  $d_{EMVE} = -0,2$  m. (descubre) la agitación extraordinaria sólo se sentía, en cambio, en situación de niveles medios de marea cuando la dársena exterior contigua no presentaba apenas oscilaciones importantes. Este hecho, era, asimismo, esperable ya que entrando en el ábaco con la longitud de la dársena, la altura peligrosa coincide con los niveles medios de marea en ese lugar ( $d_p = 2,5$  m.).

En varias ocasiones se había tratado de disminuir la intensidad de la resaca con algunas obras (disminución del ancho de la bocana, rampa exterior (1932), rampa interior (1936) que con menor o mayor fortuna parcial, redujeron apreciablemente la intensidad de la agitación interior debida al oleaje, pero que no lograron reducir el "misterioso" fenómeno de las resacas. Su existencia se traducía en ondas de mayor amplitud que las del oleaje exterior y de tres minutos y medio de periodo, que provocaban frecuentemente la rotura de amarras y colisiones de los barcos fondeados en las dársenas.

En 1950 en base al estudio efectuado por el Laboratorios de Puertos de Madrid (K. Iribarren) se recomendó la ejecución de un dragado que aumentara en 1 m. la profundidad media de la dársena, que se correspondió en la práctica con una disminución muy notable de las resacas. Posteriormente en el mismo Laboratorio se complementó el estudio con una serie de ensayos en modelo reducido a escala 1/100 que desembocaron en la consecución de una solución óptima al problema. En las figuras 180 y 181, se muestran los distintos resultados obtenidos del ensayo de las tres situaciones típicas: primitiva sin dragar, con dragado a  $-4$  m., y solución óptima futura consistente en la disposición de dos taludes de escollera 1/3 en los ángulos interiores, la regularización del fondo de la bocana y la demolición del dique de la dársena interior.

*Fig. 180 a).—Ensayo de agitación en el puerto de Matrico. Situación primitiva*



*Fig. 180 b).—Ensayo de agitación en el puerto de Matrico con dragado a 4 m.*

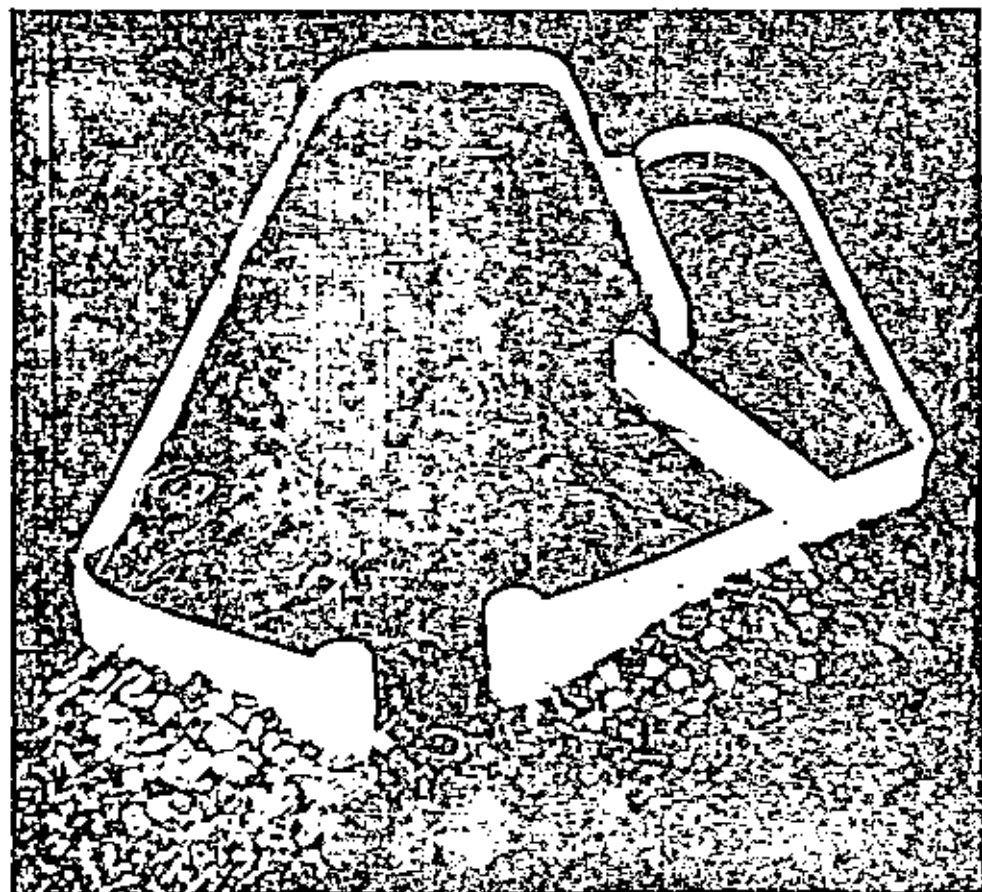




Fig. 180 c).-Ensayo de agitación en el puerto de Motrico con dragado y amortiguadores

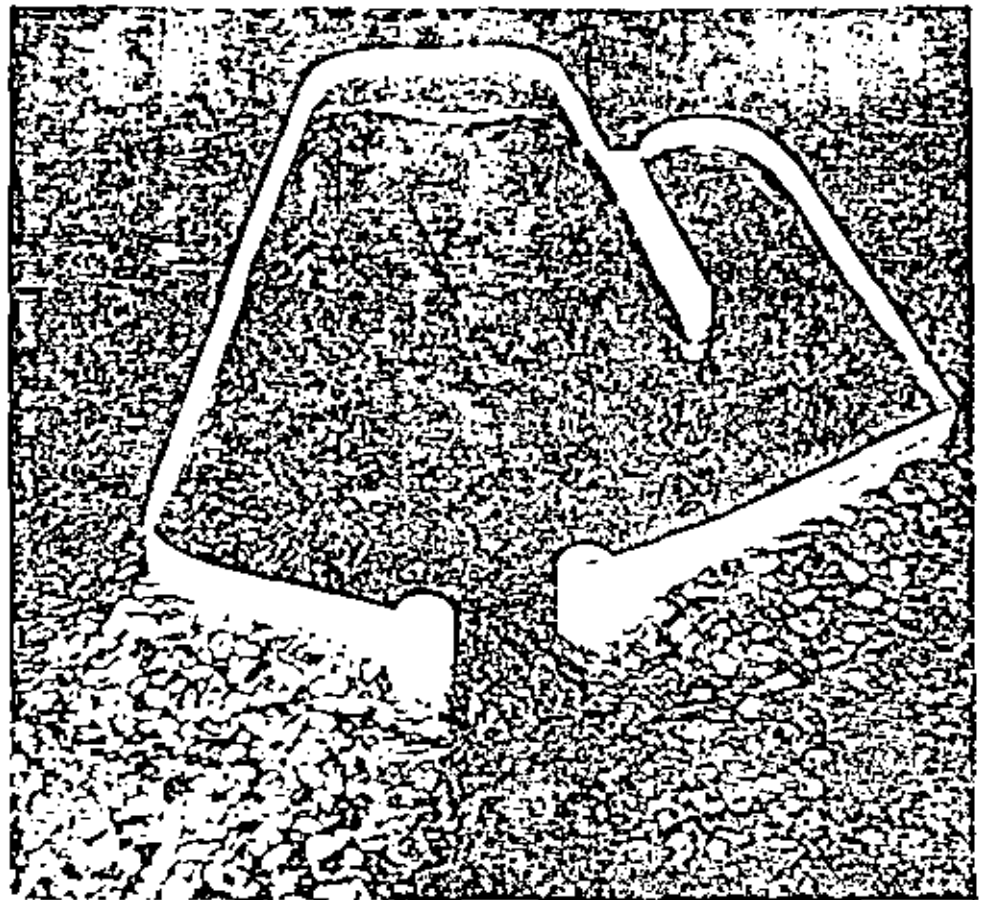
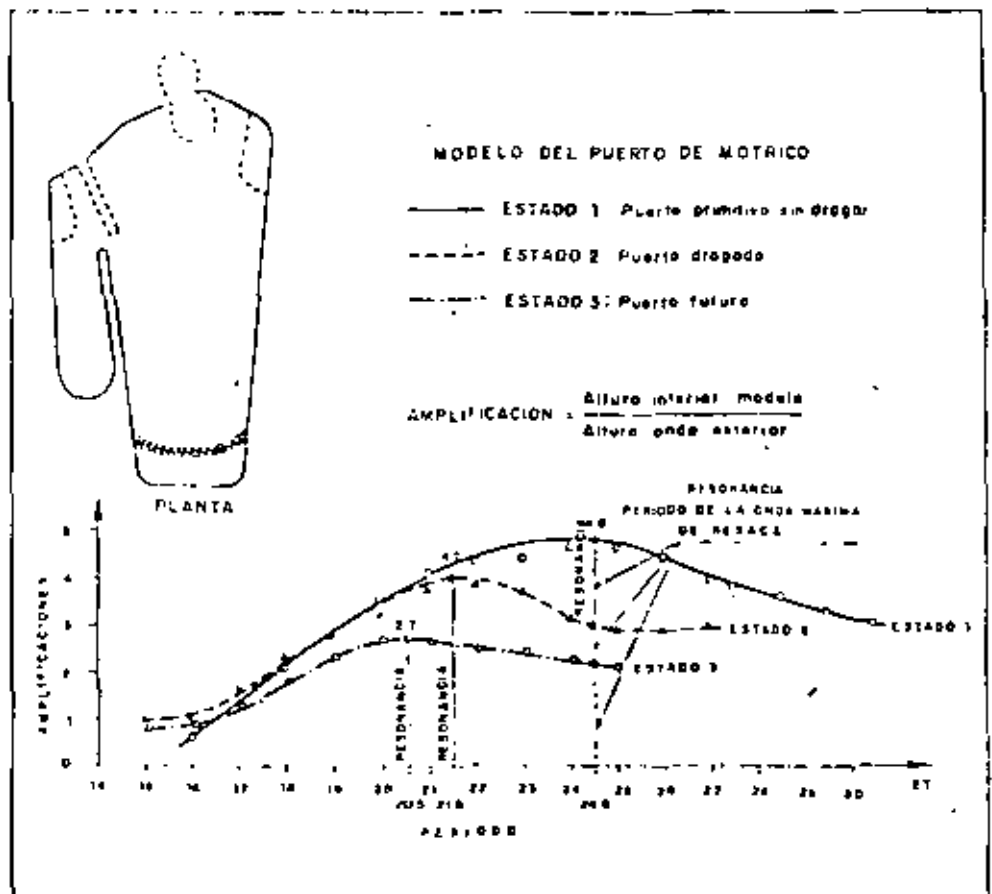


Fig. 181. -Resultados del ensayo de resonancia en el puerto de Motrico



## 5. Sobreelevaciones meteorológicas

Bajo esta denominación se engloban los cambios de niveles en las áreas costeras como consecuencia de fenómenos tormentosos producido por fuertes depresiones barométricas. El principal causante de las fluctuaciones es el viento.

El viento que sopla sobre una superficie de agua ejerce sobre ella una fuerza horizontal que genera una corriente en su misma dirección. Este desplazamiento de masa líquida se ve detenida por la costa originándose entonces una elevación del nivel del agua en esa zona como consecuencia directa del aumento de volumen de agua en la misma. La sobreelevación experimentada en el área hacia la cual sopla el viento se ve acompañada de una infraelevación, o disminución de nivel, de menor entidad en el lado desde el cual sopla.

Desde el punto de vista ingenieril, la sobreelevación tiene mucha más importancia que el descenso de nivel ya que los efectos de aquel son mucho más peligrosos y, además, se produce en las áreas costeras.

Si bien este fenómeno tiene mucha trascendencia en zonas frecuentemente afectadas por fuertes vientos de origen ciclónico o huracanado, como pueden ser las del Caribe, en las costas españolas su importancia queda muy disminuida.

Como cálculo aproximado para las costas españolas se puede utilizar una expresión referida a dársenas cerradas o mares limitados.

$$\Delta S = \frac{C W^2 F}{D} \cos \theta$$

siendo:

$\Delta S$  = la diferencia de nivel entre los extremos del fetch. (en pies).

$C = 1.165 \times 10^{-4}$ .

$W^2$  = velocidades del viento (millas/hora).

$F$  = longitud del fetch (millas).

$D$  = profundidad media del fetch (pies).

Se puede apreciar que la profundidad de la plataforma costera influye inversamente en la sobreelevación que pueda producirse. En las costas, con una extensa y elevada plataforma continental sumergida las sobreelevaciones que se puedan producir han de tenerse en cuenta. Como medida oportuna al proyectar una obra marítima en la costa, si no se realiza ningún cálculo específico, convendrá aumentar la variación del nivel del mar en una cierta cantidad para absorber la posibilidad de que coincidan fuertes temporales en momentos de marea astronómica alta. En las costas españolas es recomendable un aumento mínimo de 20 centímetros.

## 6. Mareas astronómicas

Las mareas son movimientos periódicos de elevación y descenso del nivel del mar debido a las atracciones gravitatorias que ejercen la Luna, el Sol y los demás cuerpos astrales. Su intensidad está en íntima relación con las posiciones relativas que el Sol y la Luna tienen respecto a la Tierra.

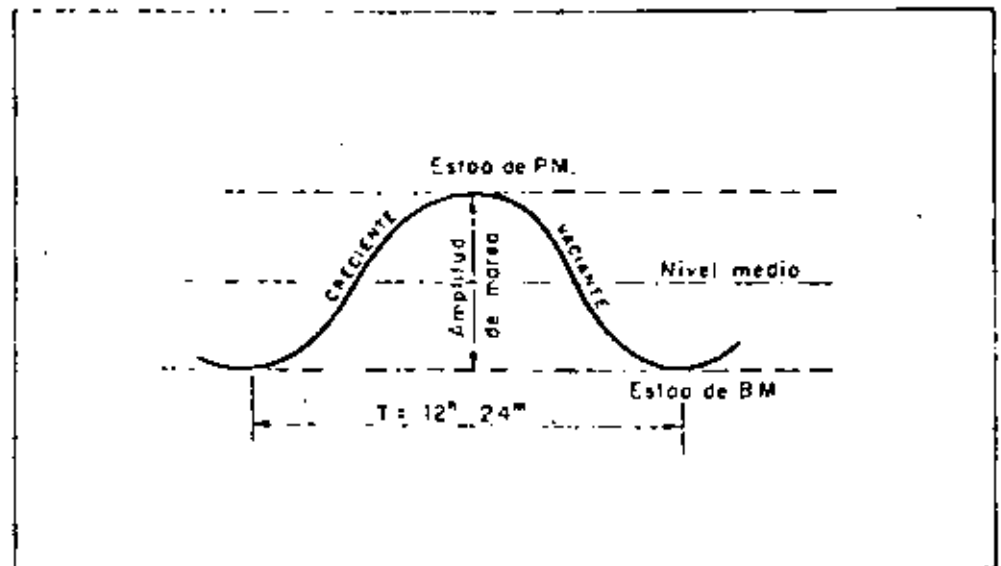
Normalmente existen dos niveles altos y dos niveles bajos en cada intervalo de día lunar. Al ser pues, el día lunar 50 minutos más largo que el día solar puede estimarse que el periodo del movimiento ondulatorio es de 12 horas 25 minutos, produciéndose, por ello, los máximos niveles cada día 50 minutos más tarde aproximadamente.

Existen varias teorías, sobre la forma y dinámica de las mareas (Newton, Laplace, Harris, Warburg) que han sido aprovechadas posteriormente para elaborar distintos métodos de predicción (Defaut, Ippen, etc.).

### 6.1. Definiciones y notación

Si se observa el nivel del mar se ve que éste no es constante sino que tiene un movimiento rítmico de subida y bajada: primero sube, *flujo* o *creciente*, llegando a un máximo de altura, *pleamar*; después empieza a descender, *reflujo* o *vaciente*, llegando a un mínimo, *bajamar*, reproduciéndose de nuevo la oscilación en torno a una posición media que se llama *nivel medio*. La diferencia entre los niveles alcanzados se llama *carrera de marea* o *amplitud*. Tanto en la pleamar como en la bajamar, el nivel permanece invariable durante cierto tiempo, que se llama *esnea de marea*.

Fig. 182.- Principales parámetros de la marea astronómica



Se demuestra matemáticamente que la influencia de la Luna es 2,35 veces mayor que la del Sol en la producción de las mareas pues aunque su masa es mucho menor que la del Sol, sin embargo su distancia a la Tierra es también mucho menor.

Por otra parte, puesto que la Luna y la Tierra describen sus movimientos, con respecto a la Tierra y el Sol, respectivamente, según sus órbitas elípticas, las distancias serán en ciertos momentos mínimas, *perígeo*, y en otros máximas, *apogeo*, variando las mareas desde más grandes a más pequeñas. Si el Sol y la Luna coinciden en sus posiciones relativas con respecto a la Tierra, es decir, están en conjunción u oposición, sus efectos se sumarán, produciéndose mareas vivas; en cambio si están en *cuadratura*, sus acciones se contrarrestan produciéndose las *mareas muertas*. Si la conjunción se produce además en el momento de la mínima distancia de la Luna y el Sol a la Tierra, su acción será máxima, dando lugar a las mareas extraordinarias o *escorada*, siendo las mayores en los *equinoccios*; por el contrario, en caso de cuadratura a máxima distancia, es decir en *solsticios*, se producirán las mareas mínimas.

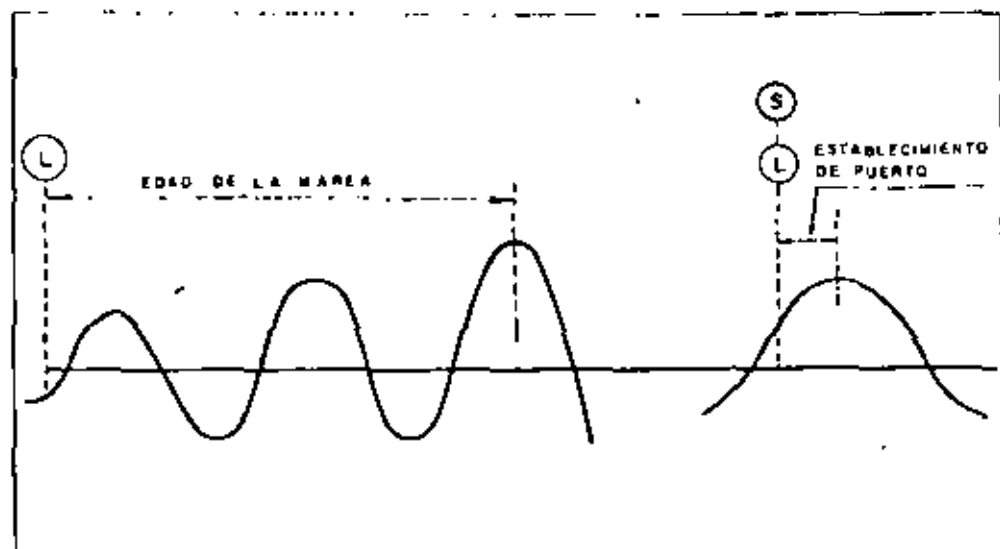
Siendo el tiempo que dura la revolución sinódica de la Luna alrededor de la Tierra de 29 días 12 horas, cada 14 d. 18 h., que es la mitad del tiempo, se producirán mareas vivas, de conjunción u oposición, y entre ellas, las muertas.

La máxima marea teórica que puede producirse en el caso de que todas las acciones se sumen, se llama *pleamar máxima viva equinoccial* PMVE —y la mínima, *bajamar máxima viva equinoccial* BMVE—. A la marea media de las vivas equinociales se la supone un coeficiente teórico de 100 y las demás mareas se comparan respecto a ella con un coeficiente proporcional a la relación de sus amplitudes. Así una marea de coeficiente 70 quiere decir que tiene una amplitud de 0.7 veces la de la media de las equinociales.

Las variables que determinan las características de las mareas astronómicas en un punto, son las siguientes:

**Edad de la marea:** es el tiempo que transcurre entre el paso de la Luna por el meridiano del lugar, en mareas vivas o de sicigias, y el momento en que se produce la marea máxima siguiente. Por lo general pasan aproximadamente dos mareas y media.

Fig. 181.- Definición de parámetros



Establecimiento de puertos es la hora verdadera de la pleamar que sigue al paso del Sol y la Luna por el meridiano del lugar, en días de sicigias equinociales. La pleamar se produce a una hora vecina del establecimiento. (Gibraltar 0; Cádiz 1; Cantábrico 3.)

Unidad de altura: altura de la marea sobre el N. M. que sigue a la sicigia un número de horas igual a la edad de la marea en sicigias equinociales. Coincide con la altura media de las mareas vivas equinociales y le corresponde un coeficiente de 100.

Coficiente de mareas: es el cociente de dividir la semiamplitud de la marea de un día cualquiera por la unidad de altura.

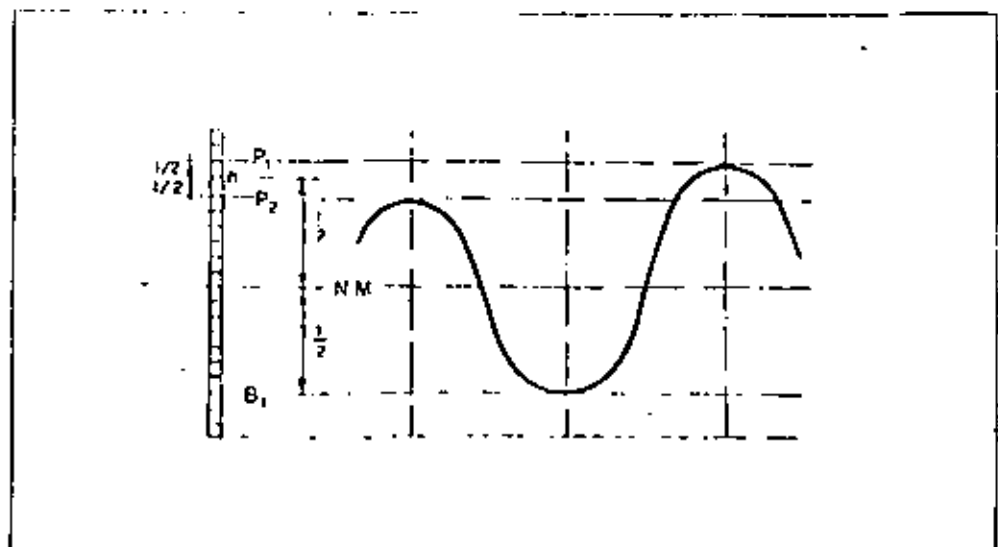
Los coeficientes que corresponden a las distintas alturas de marea son:

Pleamar máxima viva equinocial.....	120
Pleamar media de las vivas equinociales (U. de a.).....	100
Pleamar media de las vivas .....	94
Pleamar media .....	70
Pleamar aguas muertas ordinarias .....	45
Pleamar aguas muertas débiles.....	20

Para las bajamares corresponden coeficientes simétricos de los anteriores con respecto al nivel de media marea.

Nivel medio del mar: el nivel medio actual se obtiene con alguna aproximación tomando la media de todas las pleamares y bajamares durante una lunación, o sea durante 29.53 días. El nivel medio invariable se obtiene extendiendo las observaciones a un gran número de años, por lo menos 19 que son los correspondientes a un ciclo lunar. En España el nivel medio en Cádiz está 40 cm. sobre el de Alicante y en Santander, 30 cm. sobre el de Cádiz.

Fig. 184. Obtención aproximada del nivel medio



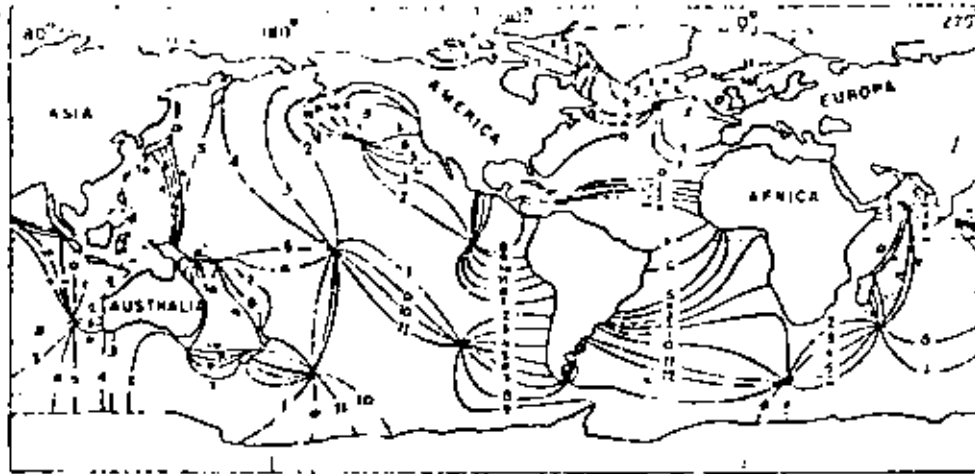
Para determinar con aproximación suficiente el nivel medio del mar en cada puerto, se puede tomar sobre una escala graduada los niveles de una pleamar, la bajamar siguiente y la pleamar inmediata. Se toma el punto medio entre las dos pleamars (n); el nivel medio será el nivel equidistante de n y la bajamar tomada. Experimentalmente se comprueba que el nivel obtenido de este modo es sensiblemente invariable.

## 6.2. Distribución de las mareas

La medición de los valores que toma el nivel del mar en zonas profundas es difícil de obtener. La fuerza de Coriolis juntamente con las distintas profundidades del mar provocan el movimiento del agua con un movimiento de rotación alrededor de unos ciertos puntos, llamados anfiónicos.

La figura 185 muestra las líneas cotidales que son las que unen puntos con la marea en fises o lo que es lo mismo, que presentan la marea alta al mismo tiempo.

Fig. 185. Líneas cotidales y puntos anfiónicos



La variación entre las carreras de marea de las zonas costeras es muy grande. Algunos valores aproximados son:

- Brest: 7,40 m.
- Saint-Michel: 12,50 m.
- Cornualles: 4,70 m.
- San Sebastián: 2,90 m.
- La Coruña: 4,60 m.
- Algeciras: 1,30 m.
- Tenerife: 2,70 m.

En el Mediterráneo las variaciones del nivel del mar son sensiblemente menores.

- Málaga: 0,80 m.
- Alicante: despreciable.
- Castellón: 0,60 m.
- Barcelona: 0,80 m.

### 6.3. Predicción de mareas

Para el fomento portuario la predicción de mareas tiene una importancia considerable ya que de ello pueden derivarse conocimientos fundamentales para explotación de puertos, construcción de obras, defensa de costas, etc.

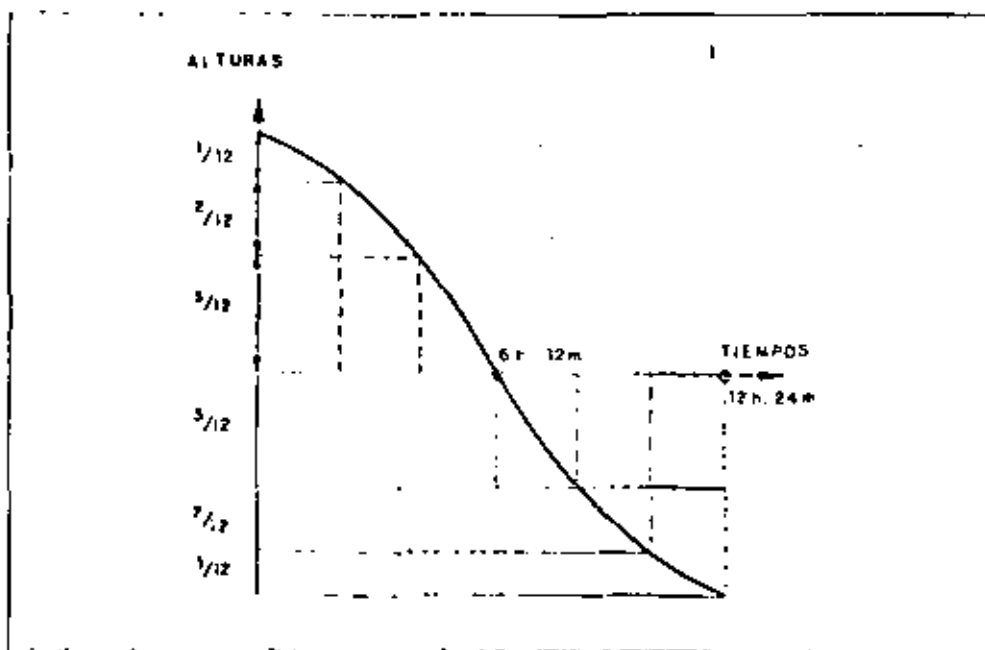
Sin abordar el problema desde el punto de vista analítico, cuya extensión y complejidad desborda las intenciones de este texto, se va a indicar un sencillo método de predicción en base a las tablas elaboradas por organismos oficiales.

El Instituto Hidrográfico de la Marina publica anualmente un Anuario de Mareas relativo a las costas peninsulares y a las Islas Canarias y Baleares. En él figuran las alturas del nivel del mar máximas y mínimas y sus respectivas horas durante todos los días del año para los puertos más importantes. El cálculo de los distintos niveles de marea en una fecha cualquiera de un puerto secundario se pueden hallar aplicando unos factores de corrección, respecto del puerto principal, que figuran en una tabla adjunta. El manejo del anuario y sus tablas está, asimismo, explicado en la propia publicación con unos ejemplos ilustrativos.

Por otra parte, el Almirantazgo Inglés publica anualmente otras tablas de marea, "Tide Tables", en las que se recoge los niveles máximos y sus horas durante todos los días del año en los puertos más importantes de los cinco continentes. Estos valores son extensibles a numerosos puertos secundarios por medio de unos factores o índices de corrección.

Para deducir de forma grosera la altura de marea en un momento cualquiera, puede usarse con suficiente aproximación el método de las doceavas partes que consiste en dividir la carrera de marea en 12 partes y el tiempo entre pleamar y bajamar en 6 partes. Se supone que en el primer sexto de tiempo, el nivel baja  $1/12$ ; en el 2.º sexto de tiempo, baja  $2/12$ ; en el 3.º,  $3/12$ ; en el 4.º,  $3/12$ ; en el 5.º,  $2/12$  y en el 6.º,  $1/12$ . En las tablas de mareas suelen acompañarse unas hojas con tablas para determinar la altura en un intervalo de tiempo entre las horas de pleamar y bajamar.

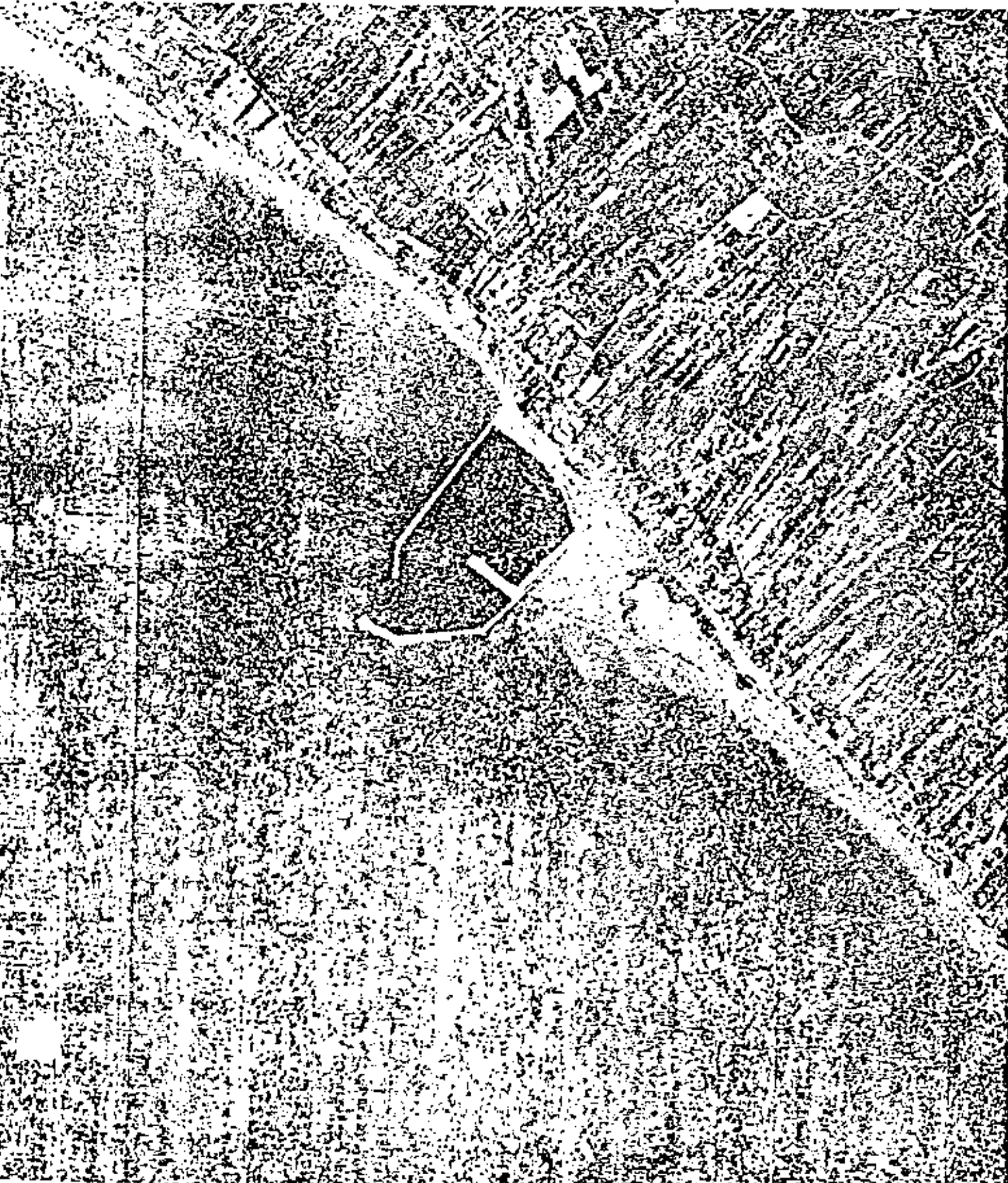
Fig. 186. Método de las doceavas partes para la deducción aproximada del nivel de la marea



TEMA X

---

# Corrientes





## 1. Generalidades y clasificación.

Las corrientes son movimientos, generalmente no periódicos, de masas de agua del mar. Estos movimientos pueden tener lugar en distintas capas a diferentes profundidades o bien entre ellas.

Los agentes generadores de las corrientes son diversos. La acción del viento sobre la superficie del agua, las diferentes densidades de masas líquidas en contacto, las sobreelevaciones locales del nivel medio, la influencia de la topografía de la costa, entre otros varios, son motivos de formación de corrientes.

Atendiendo, precisamente, al proceso de generación se pueden clasificar las corrientes en cuatro tipos:

- a) Corrientes generales.
- b) Corrientes locales inducidas por el viento.
- c) Corrientes inducidas por el oleaje.
- d) Corrientes de marea.

Desde el punto de vista del ingeniero portuario y costero, las corrientes más importantes son las que tienen lugar en la zona próxima a la costa, dado que son las únicas que pueden afectar sensiblemente a la mayoría de las obras que proyecta. Las contempladas en los tres últimos apartados tienen, por tanto, mayor importancia.

La determinación de las intensidades de las corrientes, aun las generales, es sumamente difícil debido a las múltiples variaciones en tiempo y profundidad. Únicamente es posible obtener un valor medio significativo tras una campaña especial con instrumentación precisa. En las zonas costeras aún son mayores las variaciones dado el gran número de agentes que intervienen en su desarrollo.

Los parámetros principales que definen las características de una corriente son la "dirección" o "rumbo" que indica el lugar hacia donde se dirigen, y la "derivación" o velocidad diaria. La velocidad suele indicarse en nudos o millas por hora, si es grande, o en metros por segundo.

## 2. Corrientes generales

Las corrientes generales tienen su origen en la acción de los vientos permanentes y en los desplazamientos de masas líquidas de diferentes temperaturas. El esquema general de presiones medias a nivel del mar (fig. 187) se puede hacer coincidir fácilmente con el esquema de corrientes oceánicas en superficie.

Hasta hace varios años se había venido pensando que el esquema general comprendía la mayor parte de las corrientes oceánicas (fig. 188). Sin embargo, se han descubierto corrientes sumergidas a medida que los adelantos técnicos han permitido apreciar con mayor detalle las características de los movimientos del agua.

Fig. 187.-Esquema general de presiones

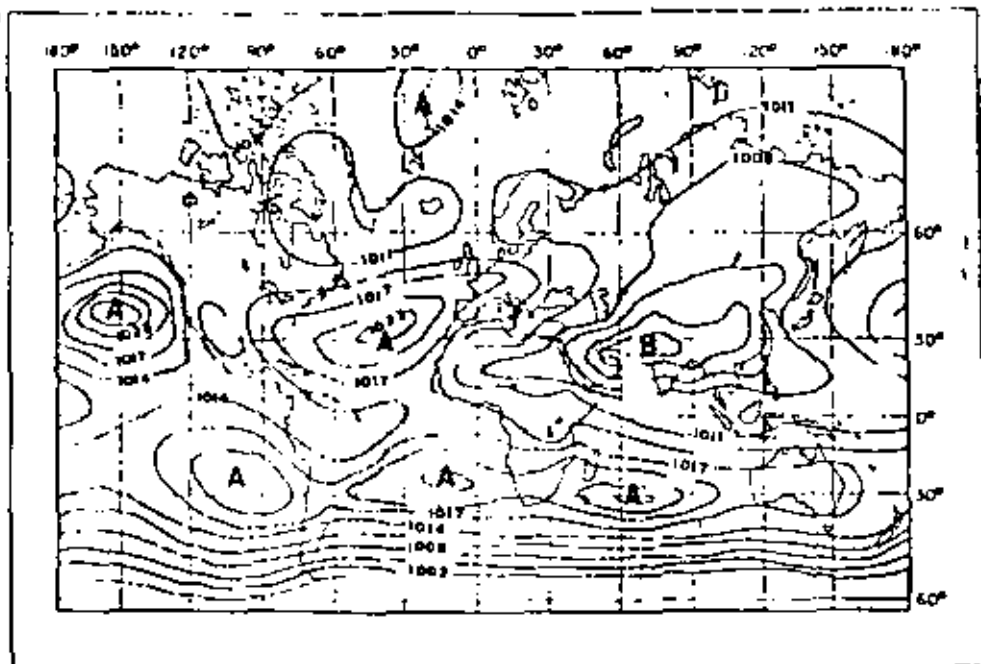


Fig. 188.-Esquema general de corrientes



Entre las corrientes generales se puede incluir la del Mediterráneo, que al ser un mar con una única unión a océano abierto, presenta un movimiento circular característico (fig. 189). Los estudios llevados a cabo por el Instituto Español de Oceanografía (N. Cano, 1968), en la zona de comunicación de este mar con el Océano Atlántico, conocida como Mar de Alborán, han mostrado una circulación superficial con algunos vértices (fig. 190) en la que predomina el sentido de penetración de agua desde el Atlántico. El equilibrio se mantiene gracias a la salida de agua mediterránea por las capas más profundas del Estrecho de Gibraltar.

Fig. 189.-Esquema general de corrientes en el Mediterráneo (Nielsen)

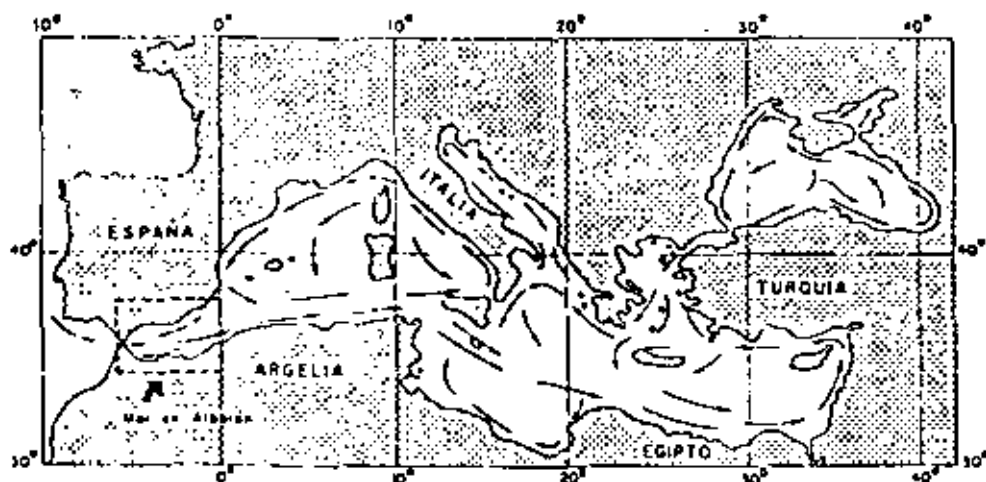
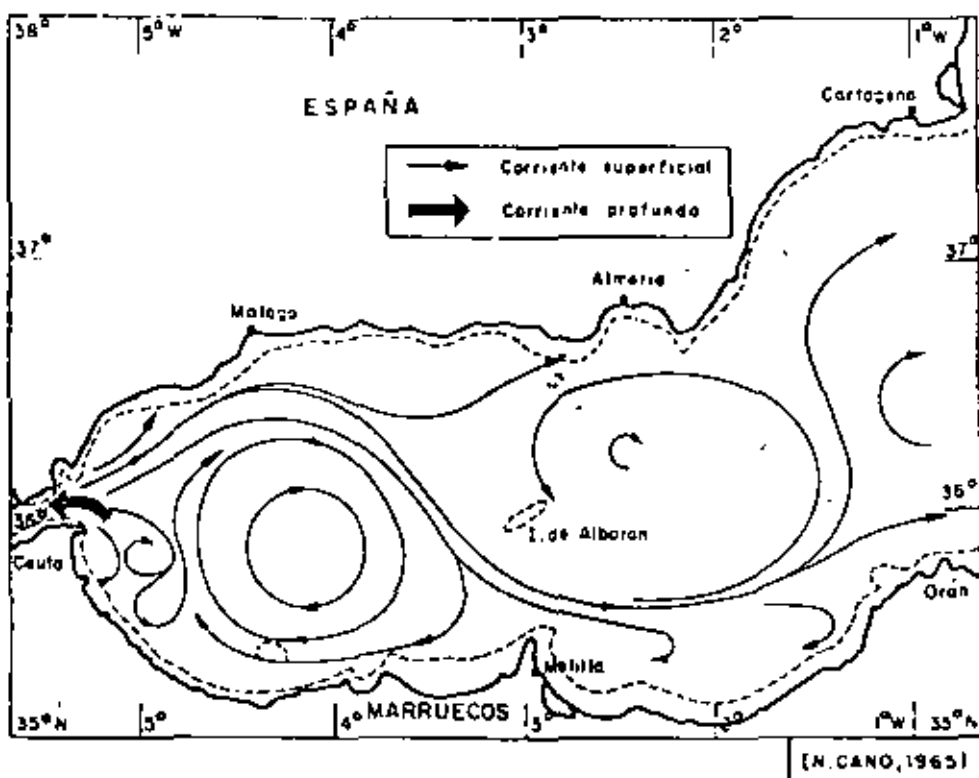


Fig. 190.-Corrientes superficiales en el Mar de Alburán por debajo de la influencia directa del viento (N. Cano, 1968)



### 3. Corrientes locales inducidas por el viento

Teniendo en cuenta que la formación de las grandes corrientes oceánicas se debe, en gran parte, a la acción dilatada del viento sobre anchas extensiones de agua, este apartado se centra en una superficie limitada durante un tiempo, asimismo limitado.

El viento que sopla sobre la superficie del mar produce un esfuerzo cortante sobre el agua comunicándole su movimiento. La partícula que, cuando el viento no actuaba, describía órbitas elípticas casi cerradas al paso de las olas pasa a tener en su movimiento una resultante neta de traslación causada por el impulso del viento.

Ekman, en 1905, abordó el estudio teórico de la generación de corrientes por acción de un viento ideal, de velocidad constante, soplando sobre un plano de agua de extensión infinita. Considerando las fuerzas de fricción y las de Coriolis llegó a la expresión siguiente, válida para el Hemisferio Norte:

$$U = U_s e^{-az} \cos(45^\circ - az)$$

$$V = U_s e^{-az} \sin(45^\circ - az)$$

en donde,  $V$  es la componente de la velocidad de la corriente en la dirección del viento,  $U_s$  la velocidad absoluta de la corriente en la superficie (pie/seg),  $z$  la coordenada vertical con desarrollo positivo hacia abajo y

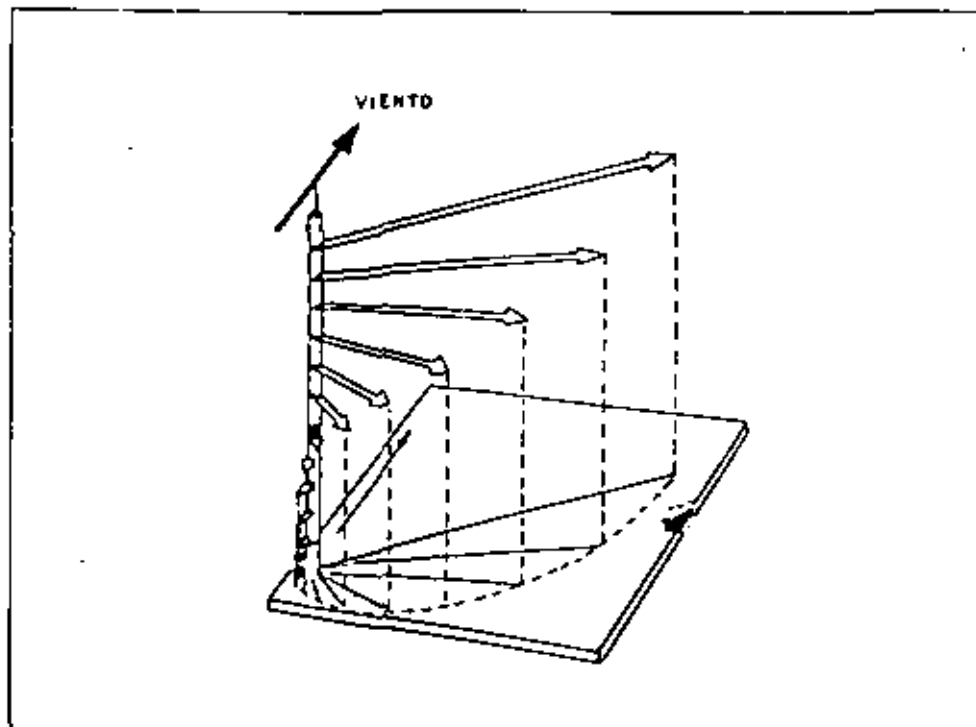
$$a = + \sqrt{\frac{\rho_w \Omega \sin \Phi}{\mu_r}}$$

siendo  $\rho_w$  la densidad del agua,  $\Omega$  la velocidad angular terrestre (0.000079 radianes/seg),  $\Phi$  la altitud y  $\mu_r$  la viscosidad.

Si se aplica la primera expresión para la superficie del agua, ( $z = 0$ ), se puede comprobar que la corriente en la superficie presenta, en su dirección, una variación de  $45^\circ$  respecto de la del viento. Se comprueba también, que, para valores crecientes de  $z$  a partir de cero, esa diferencia de dirección va aumentando, mientras que la velocidad de la corriente va en disminución. A una cierta profundidad,  $z = \pi/a$ , el sentido de la corriente es opuesto al de la superficie.

Este desarrollo puede representarse, proyectado sobre un plano horizontal,

*Fig. 191.—Variación en dirección e intensidad de las corrientes generadas por el viento con la profundidad (Espiral de Ekman)*



mediante una espiral logarítmica, llamada espiral de Ekman, que corresponde a los extremos de los vectores "velocidad absoluta" para diferentes profundidades (fig. 191).

Posteriormente, Rossby y Montgomery (1953) desarrollaron la teoría llegando a los valores de direcciones y velocidades que se recogen en los siguientes cuadros.

Angulo (grados) entre la dirección de la corriente en la superficie y la velocidad del viento superficial

Latitud $\phi$ (grados N)	Velocidad del viento superficial, $U_0$ (m/seg)			
	5	10	15	20
15	35,0	38,7	41,1	43,0
30	38,6	42,8	45,7	48,0
45	40,6	45,4	48,4	50,9
60	42,0	46,8	50,2	52,7
75	42,6	47,7	51,1	53,8
90	42,8	48,0	51,4	54,1

$U_x/U_0$  como función de la latitud y la velocidad del viento superficial

Latitud (grados)	Velocidad del viento superficial, $U_0$ (m/seg.)			
	5	10	15	20
15	0,0317	0,0291	0,0276	0,0266
30	0,0292	0,0268	0,0254	0,0245
45	0,0280	0,0256	0,0243	0,0234
60	0,0273	0,0249	0,0237	0,0228
75	0,0269	0,0246	0,0246	0,0226
90	0,0268	0,0245	0,0233	0,0225

Tanto la aplicación de la teoría de Ekman como los valores derivados de la de Rossby y Montgomery, deben ser tomados con mucha prudencia por el ingeniero costero que busque la resolución de problemas concretos ya que en el fenómeno de generación de corrientes locales por viento son numerosos los parámetros que entran en juego. Su valor es meramente orientativo sobre algunas peculiaridades del fenómeno. El conocimiento real de las corrientes en un punto cualquiera requiere, en todo caso, la realización de una campaña de toma directa de datos.

#### 4. Corrientes inducidas por el oleaje

En capítulo anterior se ha examinado la aplicación de diversas teorías ondulatorias al fenómeno real del oleaje. Se ha visto que, según la teoría lineal, el movimiento de las partículas líquidas al paso de una onda forma unas órbitas circulares o elípticas, pero en todo caso cerradas. El movimiento neto, pues, de dicha partícula al cabo de un ciclo completo es nulo.

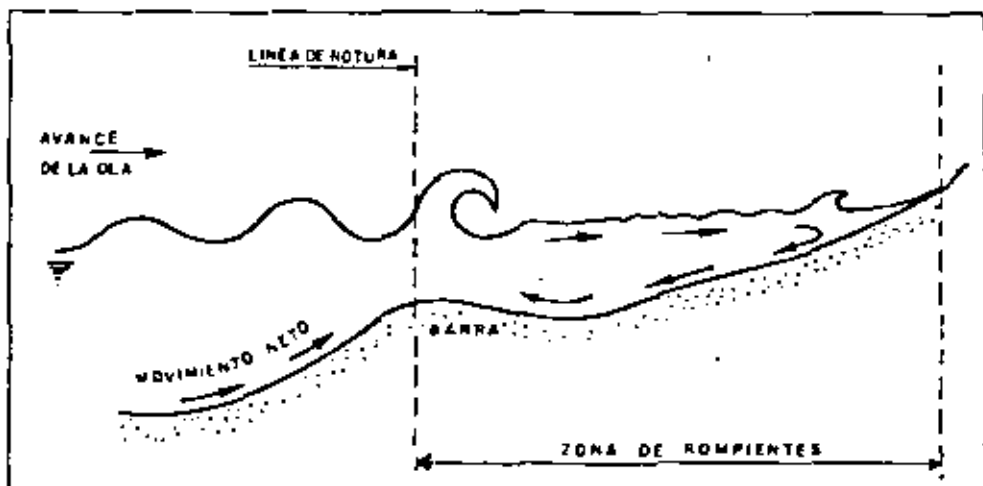
Sin embargo, y a pesar de que la teoría lineal ofrece una sencilla adaptación a la acción del oleaje no reproduce exactamente algunos fenómenos relacionados con el mismo. Y uno de ellos, es precisamente este del movimiento de las partículas, ya que en la realidad las órbitas descritas no son cerradas, existiendo por tanto un movimiento neto hacia adelante o hacia atrás al paso de cada ola.

Mediante la teoría de Stokes, en 2.º grado de aproximación sobre el oleaje se deduce la existencia de un transporte de masa líquida al paso de ondas periódicas. Esta teoría se corresponde correctamente con la realidad observada en tanques de ensayo y en la naturaleza, y se pueden resaltar dos peculiaridades que se producen en todos los casos: la primera es que el movimiento neto cerca del fondo siempre es del mismo sentido que el del avance del oleaje, y la segunda es que en aguas poco profundas el movimiento en la superficie es de sentido contrario al de avance del oleaje. La importancia de estos hechos se manifiesta a la hora de proyectar obras en esos dos ámbitos como pueden ser los emisarios submarinos y tomas de agua para el primer caso y atraques o fondos de barcos para el segundo.

Para profundidades decrecientes el fenómeno de rotura del oleaje y la influencia del fondo modifican sustancialmente las características del transporte de masa líquida y por consiguiente de las corrientes. Se produce entonces un movimiento de retorno de masa líquida tendente a compensar el volumen de la misma que ha sido acumulado contra el obstáculo que supone la costa o playa. Numerosas observaciones en la zona de rompientes han corroborado la existencia de una corriente de fondo en dicha zona que se dirige hacia la línea de rotura, transversalmente a la costa y en sentido inverso al de avance de la ola rota.

Según lo expuesto, se producen a un lado y otro de la línea de rotura dos movimientos netos de masa líquida que se dirigen hacia ella. Este hecho es claramente explicativo de la formación de barras de arena en dichas zonas de rotura (fig. 192).

Fig. 192.—Formación de una barra paralela



Se pudiera pensar entonces, en la existencia de una continua renovación del agua contenida en la zona de rompientes por intercambio, debido a la acción de estos movimientos de masa líquida y otras acciones como el viento, corrientes de retorno, sobreelevaciones, etc. Sin embargo, Galvin en 1967, comprobó que el agua que forma la ola rompiente está constituida en gran parte por el agua que ha salido de la zona de rompientes por efecto del paso del seno de la anterior ola.

La importancia de las corrientes generadas por el oleaje en la zona de rompientes, a efectos ingenieriles, merece una atención particular. Ellas son las que originan y regulan, en su mayor parte, el movimiento de los sedimentos costeros.

Por la dirección de su movimiento, las corrientes litorales se pueden clasificar en dos tipos:

- a) Corrientes normales a la costa.
- b) Corrientes paralelas a la costa.

#### **4.1. Corrientes normales a la costa**

Están motivadas, por lo general, por la necesidad de evacuación del volumen de agua sobrante que ha sido empujado y acumulado contra la costa o playa por acción del viento y del oleaje. Este volumen extraordinario se manifiesta físicamente con una sobreelevación del nivel del mar en la zona de rompientes.

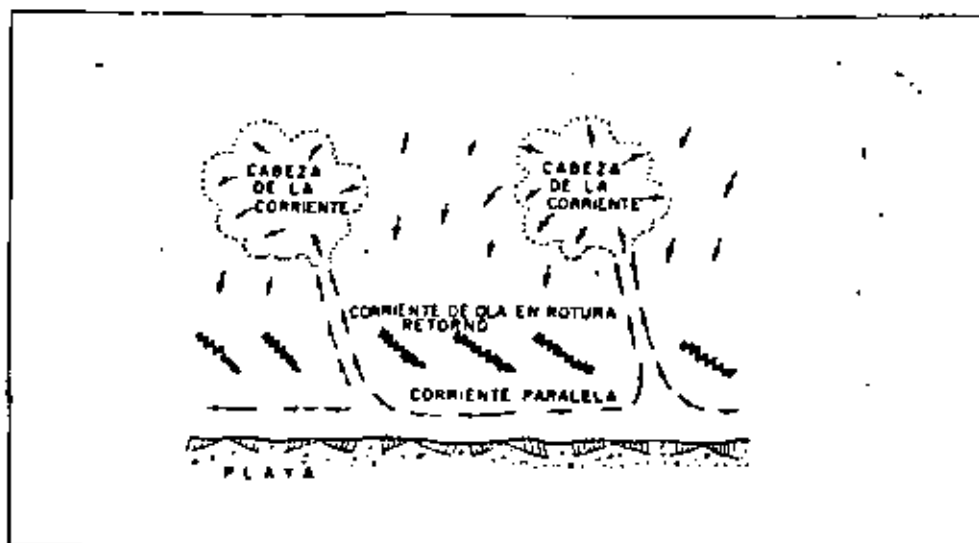
Las corrientes de evacuación pueden tomar diferentes formas.

Las corrientes de resaca (undertow), se manifiestan como un flujo difuso que arrancando del mismo estrán de la playa discurre próxima al fondo hacia mar adentro a lo largo de casi toda la longitud de la playa. Su acción es fácilmente notable en casos de mar algo agitada y se revela como una acción que tiende a empujar los pies de los bañistas hacia mar adentro.

Según se ha dicho anteriormente, y en base a los resultados obtenidos por algunos investigadores, esta corriente desaparece generalmente en las proximidades de la línea de rotura no produciendo, pues, una renovación apreciable del agua de la zona de rompientes.

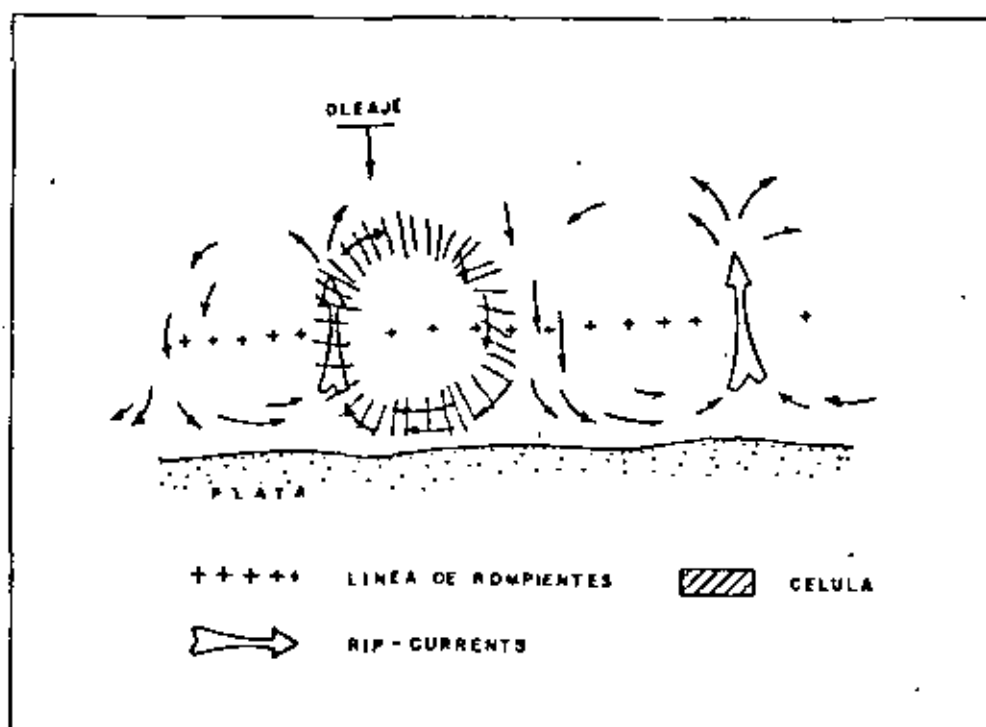
Las "rip currents" o corrientes de retorno, son corrientes asimismo que se alejan casi perpendicularmente a la playa en forma de chorro concentrado y que atraviesan la línea de rompientes expandiéndose luego (fig. 193).

Fig. 193.—Estructura de las rip-currents



Son fácilmente observables en fotografías aéreas de las playas en periodos de oleaje de tipo swell, distinguiéndose claramente un chorro bien definido y el penacho de disipación dado el diferente tono que le dan las arenas que arrastra en suspensión.

Fig. 194.—Disposición en célula de las rip-currents

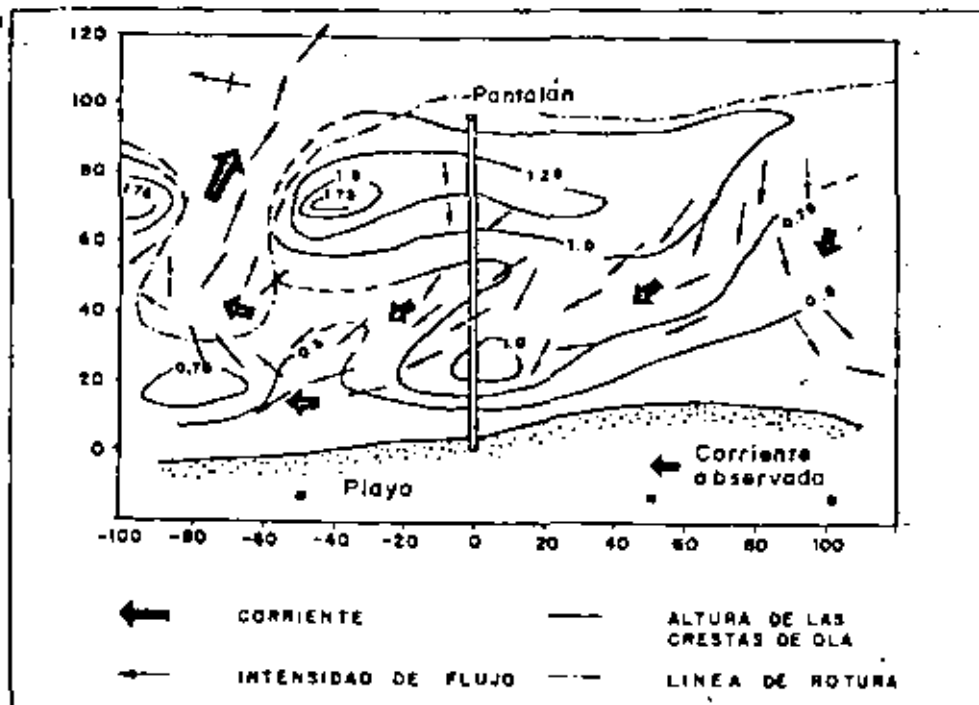


El fenómeno de las rip-currents no ha sido investigado en profundidad hasta los últimos años. El conocimiento de sus características ofrece una gran dificultad dada su movilidad y la multiplicidad de variables que entran en juego tales como: topografía local del fondo marino, interacción entre olas y corrientes y características del oleaje. Solamente en casos de relativa invariabilidad del oleaje incidente una rip-current puede estabilizarse al excavar ella misma en el sedimento del fondo su propia vía de salida a través de la zona de rompientes y de las barras sumergidas.



De las investigaciones recientes, Sonu (1972) – Sasaki (1976), parece desprenderse la existencia de células cerradas de circulación de corrientes en la zona de rompientes para los casos de incidencia casi normal del oleaje. Estas células y por tanto la separación entre rip-currents están fuertemente influenciadas por la topografía del fondo (fig. 195).

Fig. 195.—Detección directa y real de una rip current (Sonu, 1972)



Los caminos de circulación de las corrientes se producen siguiendo las zonas de menor elevación del nivel de agua y siempre desde las zonas sobreelevadas a las más bajas. La salida del chorro de masa líquida de la zona de rompientes se produce también por la zona donde la altura del oleaje en rotura es mínima.

Desde el punto de vista del ingeniero, no habiéndose todavía cuantificado la importancia de las rip-currents en cuanto a su incidencia en el transporte y balance de sedimentos costeros, el conocimiento cualitativo de este tipo de corrientes litorales es interesante para determinar las condiciones de variabilidad de las playas así como para estimar la seguridad de su uso para la actividad de baños.

#### 4.2. Corrientes paralelas a la costa

Cuando el oleaje incide oblicuamente a la costa, bien por efecto de la configuración del fondo o bien por la dirección de avance en profundidades indefinidas, se produce la rotura del mismo con un cierto ángulo respecto de la orilla. Se induce por ello una corriente de dirección paralela a la costa que desplaza una masa líquida a lo largo de ella y canalizada entre la línea de rotura y la orilla.

Esta corriente, reforzada por fuerte remoción del sedimento en el instante de la rotura de la ola, es la responsable principal del transporte de sedimento a lo largo de la costa, cuyo conocimiento cualitativo y cuantitativo es esencial para el ingeniero de costas que se enfrente a cualquier problema de dinámica litoral.

Los estudios encaminados al análisis de las características de las corrientes paralelas han sido muy numerosos.

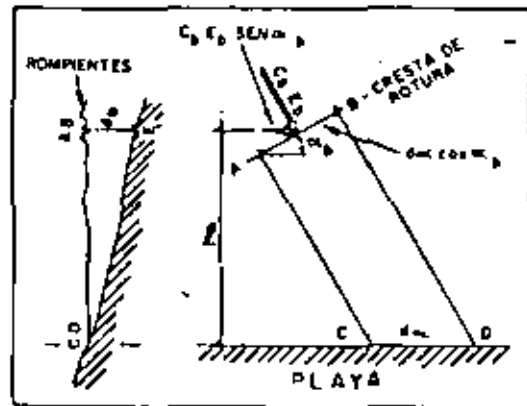
En el año 1949 Putnam, Munk y Taylor publicaron el trabajo "The prediction of Longshore currents" en el que se establecía teóricamente, la relación existente entre la velocidad de la corriente con la altura, periodo y ángulo de abordaje de la ola rota con la pendiente de la playa en la zona de rotura.

Desde el punto de vista del balance energético se considera el volumen de agua ABCDE que se extiende entre la línea de costa y la de rotura (fig. 196). La energía que entra en este volumen será igual a:

$$C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$$

siendo: E, la energía por unidad de superficie de la ola rota y C, la celeridad del grupo.

Fig. 196.—Corriente originada por la incidencia oblicua del oleaje



De la energía que avanza paralela a la playa ( $C \cdot E \cdot dx \cos \alpha$ ), un porcentaje S, es responsable de la formación de la corriente denominada "longshore currents", que es disipada por la resistencia de fricción del fondo.

La fuerza por unidad de ancho de playa es igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^2 l dx$$

y la energía disipada en el volumen ABCDE será igual a:

$$K \cdot \rho \cdot V^3 l dx$$

siendo V la velocidad de la corriente buscada, K el coeficiente de fricción que

depende de la rugosidad hidráulica del fondo, y  $l$  la distancia de la línea de costa a las rompientes; y por tanto:

$$S (C. E. dx \cos \alpha) \cdot \operatorname{sen} \alpha = K_r V^2 dx$$

Longuet-Higgins, con esta base y aprovechando los datos de Putnam, Munk y Taylor y los posteriores de Galvin y Eagleson, ha llegado a la expresión:

$$V = 20,7 \cdot m \cdot (gH_b)^{1/2} \operatorname{sen} 2 \alpha_b$$

en donde:  $m$  = pendiente de la playa

$H_b$  = altura de ola en rotura (pies)

$g$  = aceleración de la gravedad (pie/seg<sup>2</sup>)

$\alpha_b$  = ángulo entre la línea de rotura y la orilla.

Imman y Quinn (1952) proponen la siguiente expresión para el cálculo de la velocidad de la corriente paralela:

$$V = \left[ \left( \frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]^2$$

siendo:  $V$  = velocidad de la corriente (pies/seg.)

$$= (108,3 H_b \cdot i \cos \alpha) / T$$

$$y = C_b \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

en donde a su vez:

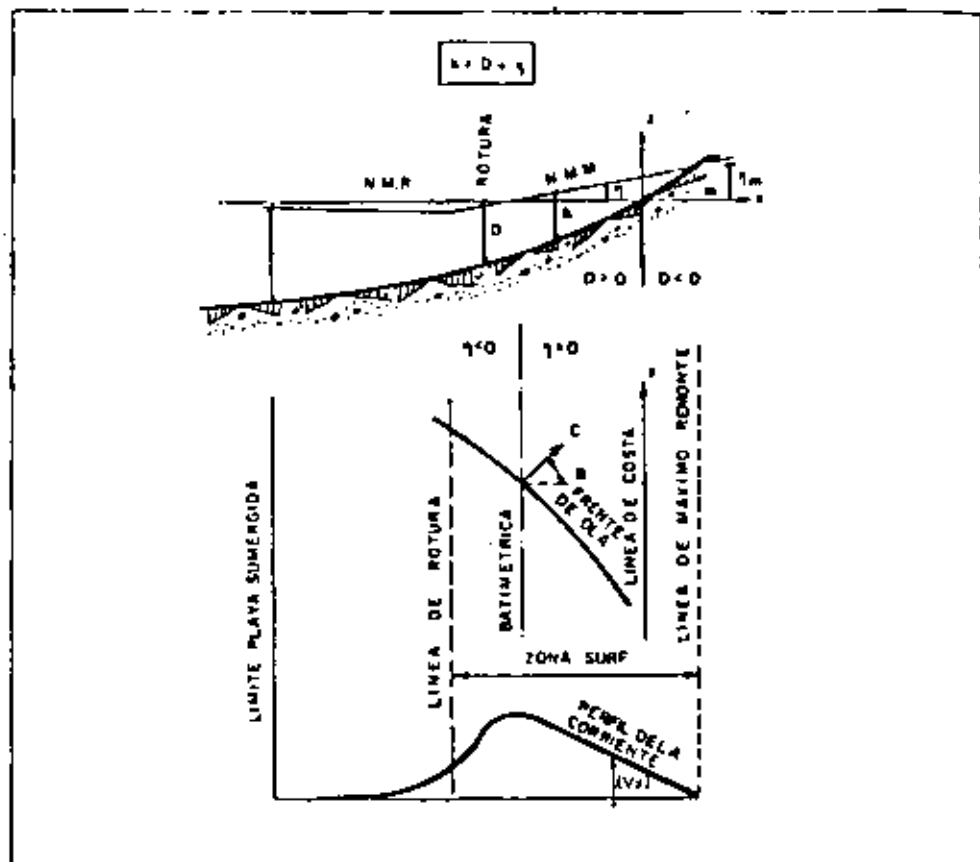
$$C_b = \text{velocidad de la ola rota (pie/sg.)} = \sqrt{2.28gH_b}$$

$T$  = periodo del oleaje (seg.)

$i$  = tangente de la pendiente de la playa.

En cuanto a la distribución de las velocidades de lo ancho de la zona de rompientes (zona surf), se ha comprobado la existencia de un máximo a una distancia próxima a la línea de rotura con una paulatina disminución hasta la orilla de acuerdo con el esquema siguiente:

Fig. 197.—Variación de la velocidad de la corriente paralela a la playa en la zona "surf"



La presencia de obstáculos, como por ejemplo espigones, modifica sustancialmente la corriente paralela. En su lado de barlovento se produce, generalmente, un cambio de dirección con sentido hacia mar adentro que a veces, ocasiona una erosión localizada de la playa junta al arranque del obstáculo. Por el lado de sotavento, la velocidad de la corriente paralela suele ir aumentando a medida que se aleja del espigón llegando a adquirir valores normales a una distancia igual a 8-12 veces la anchura de la zona de rompientes.

## 5. Corrientes de marea

La elevación y descenso periódico del nivel del agua en las zonas con carrera de marea significativa genera un movimiento de masas líquidas notable, sobre todo en áreas costeras, cuya comunicación con el mar abierto está en cierta forma restringida. Es el caso de los estuarios, bahías, desembocaduras de ríos y entrada de los puertos o marinas.

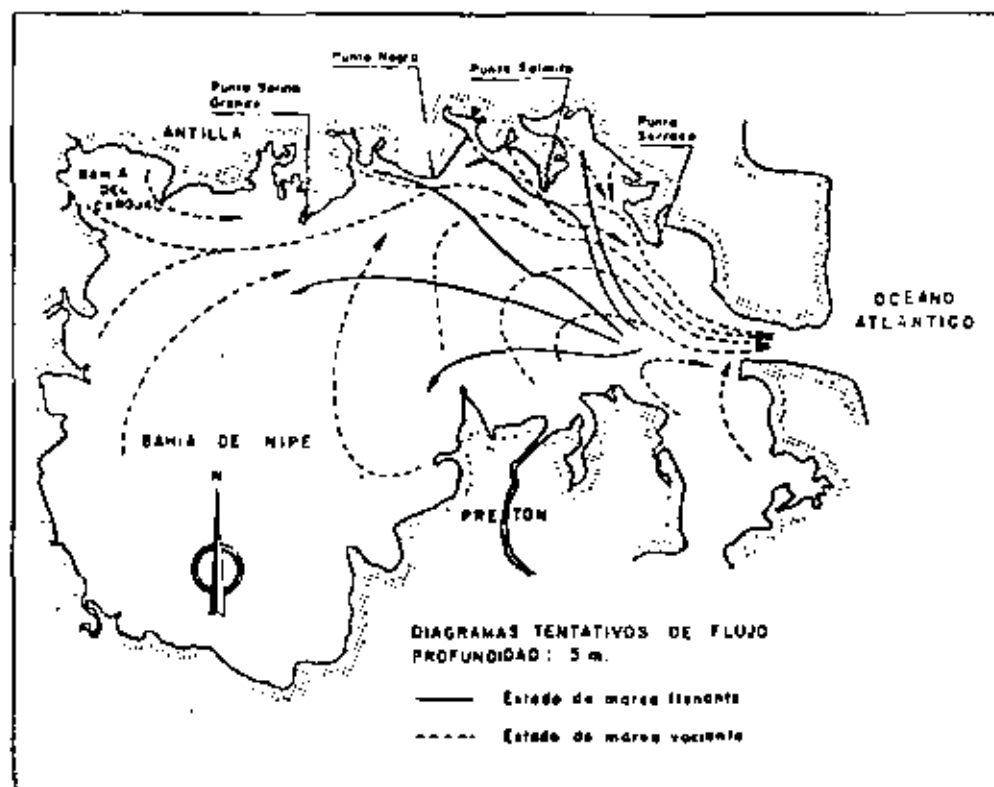
La característica primordial de este tipo de corrientes es su periodicidad que puede ser semidiurna o diurna dependiendo de como sea la marea astronómica. En las entradas a dichas zonas, pues, la corriente de marea fluye en dos sentidos contrarios; hacia adentro cuando el nivel del agua está subiendo y hacia afuera cuando está bajando. Las máximas velocidades obtenidas en estos puntos suelen estar desplazadas respecto de los momentos de pleamar o bajamar. No obstante este comportamiento general, las corrientes de marea cambian de un lugar a otro

dependiendo, como se ha visto, del carácter de la marea y además de la profundidad y de la configuración del terreno. Esta última circunstancia hace necesario tener que acudir forzosamente a la medida directa si se pretende conocer las características de la corriente en una zona determinada. No son recomendables, por tanto, ningún tipo de fórmulas ni expresiones analíticas generales aplicadas a un punto o problema particular.

Los efectos que inducen las corrientes de marea que puedan interesar al técnico portuario y costero se limitan, por lo general, a las zonas próximas al litoral. En zonas abiertas de mar profundo las corrientes de marea mantienen una rotación periódica por el efecto Coriolis, con velocidades relativamente bajas. En cambio en las proximidades de la costa y especialmente en las zonas estrechas antes mencionadas la velocidad de la masa líquida en llenante (flujo) o en vaciante (reflujo) puede adquirir valores muy elevados. Esta circunstancia da lugar a problemas variados entre los que se pueden enumerar los derivados del consiguiente arrastre de los sedimentos (aterramientos, flechas litorales, bajos, etc.) y del movimiento de la masa líquida (entrada en dársenas y puertos, seguridad en playas, contaminación, etc.).

Las campañas de medida llevadas a cabo por el Laboratorio de Puertos en la Bahía de Nipe (Cuba) dieron como resultado unos diagramas de flujo que se pueden considerar muy representativos de las corrientes generadas por los movimientos de flujo y reflujo de la marea (fig. 198).

Fig. 198.—Flujo de las corrientes de marea en la Bahía de Nipe (Cuba)





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO )**

**INCIDENCIA DE LA INGENIERIA OCEANICA SOBRE EL ECOSISTEMA  
MARINO**

**DR. LUIS A. SOTO**

## Incidencia de la Ingeniería Oceánica sobre el Ecosistema Marino

Dr. Luis A. Soto  
Instituto de Ciencias del Mar y  
Limnología  
U.N.A.M.

Desde los comienzos de la civilización, los márgenes costeros de los continentes y las islas ofrecieron al hombre una amplia variedad de recursos naturales. Inicialmente, estos ambientes representaron áreas productoras de alimentos y vías de acceso al transporte y operaciones comerciales. Al principio, las regiones seleccionadas para tales propósitos se localizaban en márgenes costeros protegidos o bien en el interior de estuarios; sin embargo al incrementarse las transacciones comerciales, se hizo evidente la ampliación de puertos y la construcción de estructuras que asegurasen el uso continuo de dichos puertos; con ello, el hombre comenzó a interactuar directamente con los procesos naturales del Ecosistema Marino. Con la ampliación de canales naturales se dió lugar a prácticas rutinarias de dragado las cuales dieron paso posteriormente a operaciones de construcción de muelles, rompeolas y canales artificiales. De esta forma, el hombre inició la modificación del ambiente acuático, creando así procesos ecológicos muchas veces, unidireccionales e irreversibles.

En la actualidad los grandes núcleos poblacionales del mundo se hallan concentrados precisamente en los márgenes costeros de los continentes y las islas, lo cual evidencia la urgente necesidad de establecer un uso y un manejo racional de estos dos importantes ambientes ecológicos.

Las zonas costeras constituyen para muchos países, la principal fuente de recursos naturales y la vía de acceso al comercio internacional. La continua modificación de estas áreas y el creciente acúmulo de productos de desechos de la industria y centros urbanos son en el presente, motivo de gran preocupación para científicos, planificadores y legisladores. Bajo estas circunstancias, se hace imperativo el estudio y la comprensión de los procesos naturales que tienen lugar en el Ecosistema Acuático, teniendo en mente, que un Ecosistema no constituye una simple abstracción, sino que significa un complejo sistema de organización en el cual interactúan componentes bióticos y abióticos; ambos componentes mantienen entre sí, un delicado equilibrio, gracias al cual, dichos Ecosistemas Acuáticos (marinos-estuarinos) mantienen su estructura y su funcionamiento óptimo.

En la última década se ha dado realce y gran difusión a la conservación de la naturaleza; sin embargo es oportuno clarificar algunos conceptos ecológicos que pueden contribuir a la introducción de puntos de vista ambientales en la enseñanza y en la formación de profesionales cuya decisiones repercutirán directamente sobre la evolución de los Ecosistemas Acuáticos. Para lograr este objetivo, es importante disociarse de todo sensacionalismo amarillista y reconocer en la Ecología, a una disciplina científica cuyo carácter objetivo y multidisciplinario nos permite interpretar el desarrollo y funcionamiento de los Sistemas Vivos como partes de un todo.



Atendiendo a los intereses de este Seminario de Ingeniería Oceánica, a continuación se ofrece una versión resumida de los principales conceptos sobre Ecosistemas Acuáticos, los cuales servirán de base para la exposición oral sobre el tema.

Introducción al estudio de los ecosistemas.

Concepto de ecosistema.

El ecosistema puede entenderse como un sistema ecológico constituido por elementos vivos y no vivos que presentan un intercambio de materia y energía dentro de un proceso dinámico de interacción, ajuste y regulación, con una estructura y función características, y cuyo resultado es la evolución a nivel de las especies y la sucesión a nivel del sistema entero.

La comunidad, o elementos vivos, que integran el ecosistema se designan con el nombre de biocenosis; se llama biotopo a los elementos no vivos, representados por el ambiente. Al sistema formado por la biocenosis más el biotopo se le denomina ecosistema. Las primeras concepciones de ecosistema incluían esta sencilla definición, pero otros autores ecológicos han tratado de redefinir y conceptualizar al ecosistema de una forma más completa, como podría ser la que aparece en el primer párrafo.

El ecosistema es el nivel de organización biológica más complejo, y constituye la unidad fundamental básica para la ecología.

. Estudio analítico del ecosistema.

El estudio de los ecosistemas es sumamente complejo; partiendo de su concepto, el estudio del ecosistema debe contemplar el exámen de las relaciones que se establecen entre determinados factores ambientales con una o varias especies, cómo determinan la existencia de ciertas poblaciones y las formas de interacción que se establecen entre las especies (competencia, simbiosis, predación).

Podemos empezar por establecer las características ambientales y fijar posiciones de interacción de cada uno de los elementos que componen al ecosistema; de esta forma se obtendría una visión detallada o "microscópica del mismo, lo cuál sería sumamente complejo, costoso y a muy largo plazo.

Sin embargo, podemos hacer afirmaciones de tipo estadístico, sobre las variables del ecosistema, y dar una interpretación general sobre el comportamiento del mismo, utilizando conceptos como biomasa, diversidad, productividad, que en gran parte son el resultado de la dinámica del ecosistema, y que, al darnos una visión general o "macroscópica" del mismo, nos permiten entender su funcionamiento al relacionarlo con su estructura, y obtener una visión de síntesis de los procesos biológicos ecológicos que en él ocurren.

Desde un punto de vista funcional, un ecosistema puede analizarse adecuadamente en términos de los siguientes (s. Odum):

- 1) circuitos de energía,
- 2) cadenas de alimentos,
- 3) tipos de diversidad en tiempo y espacio,
- 4) ciclos biogeoquímicos,
- 5) desarrollo y evolución, y
- 6) control y estabilidad.

Tipos de ecosistemas.

En general, podemos distinguir tres tipos de ecosistemas:

- a) los llamados insulares; ecosistemas relativamente confinados, con un ciclo de materia que se encierra casi en su interior, que sólo reciben energía solar de fuera, y que dependen muy poco de sistemas exteriores. Ej: lagos.
- b) ecosistemas que se repiten una y otra vez en distintos lugares y siempre bajo condiciones similares ambientales. Ej: ecosistemas bien definidos como arrecifes coralinos.
- c) ecosistemas que alteran gradualmente sus características en el espacio, pasando en forma paulatina por condiciones o características de composición y equilibrio diferente. Ej: la mayoría de los ecosistemas, inmaduros como el océano, lagunas costeras, manglares, etc.

Margaleff distingue otro tipo de clasificar a los ecosistemas, atendiendo a su estado de madurez; así, si la diversidad se considera como una medida de la madurez, diferencias locales de las estructura de las comunidades,

pueden interpretarse como diferencias en la madurez del ecosistema, y entonces podemos reconocer 2 tipos de ecosistemas:

- a) ecosistemas anisotrópicos, como aquellos con diferencias locales en la madurez, ya que presentan fuertes gradientes de diversidad, y las partes adyacentes están relacionadas en un ciclo trófico, y es posible distinguir direcciones muy significativas en el transporte de energía, del estado más diverso al menos diverso. Ej. comunidad del plancton oceánico.
  
- b) ecosistemas isotrópicos, que presentan en todas sus partes igual grado de madurez, ya que su diversidad se encuentra distribuída homogéneamente.

### Estructura del Ecosistema

#### . Componentes Bióticos

Del punto de vista funcional, el ecosistema tiene dos componentes:

- a) Componentes Autótrofo (Productores)- Donde predomina la fijación de la energía, el uso de sustancias inorgánicas simples y la formación de sustancias complejas.
  
- b) Componente Heterótrofo (Consumidores)- Donde predomina la utilización, reorganización y la decomposición de materiales complejos.

Los heterótrofos de acuerdo con su alimentación se dividen en:

- a) Fitófagos ó Herbívoros - organismos que se alimentan de plantas.
- b) Zoófagos ó Carnívoros - organismos que se alimentan de animales.
- c) Detritófagos ó Decomponedores - organismos que se alimentan de materia muerta.
- d) Omnívoros - organismos que se alimentan tanto de vegetales como de animales.

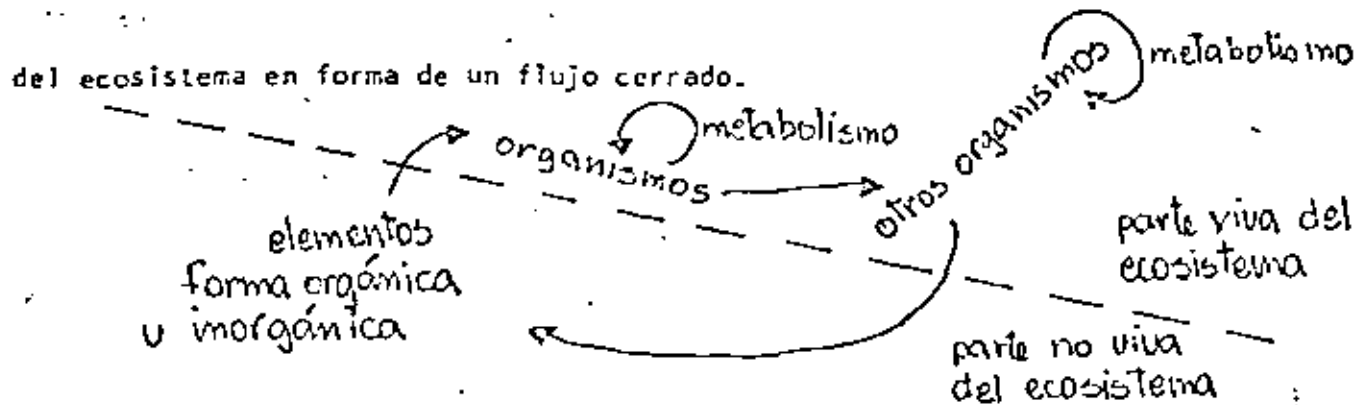
Función del Ecosistema

. Ciclo de materia. (c. biogeoquímicos)

Todo ecosistema presenta dos ciclos: uno de materia y otro de energía, que representan el funcionamiento del ecosistema.

El ciclo de materia es más ó menos cerrado: determinados elementos son asimilados por determinados organismos, toman parte en el metabolismo de éstos, pudiendo pasar a formar parte de otros organismos cuando éstos ingieren a los primeros, y tarde o temprano vuelven a quedar en el medio en forma inorgánica, o de compuestos orgánicos sin formar parte ya de la materia viva, para después volver a ser asimilados por otros organismos.

Así, todo elemento completa un ciclo a través de la parte viva y no viva



#### . Flujo de energía.

El ciclo de materia va siempre acompañado de un flujo de energía; el flujo energético no constituye un flujo cerrado, ya que las transformaciones de energía ocurren en un sólo sentido debido a que la energía se degrada y no es recuperable por los organismos. Se puede entonces hablar de un ciclo abierto de energía que impulsa al ciclo cerrado de la materia.

En las sucesivas transferencias de energía, ésta circula en forma de energía química, es decir, asociada a compuestos químicos cuya energía procede, en último término, de la captada y asimilada por los productores primarios.

Entonces, los organismos cuyos procesos de síntesis dependen de la energía solar se denominan productores primarios, y aquellos cuyos procesos de síntesis dependen de la energía derivada de otros organismos son los productores secundarios.

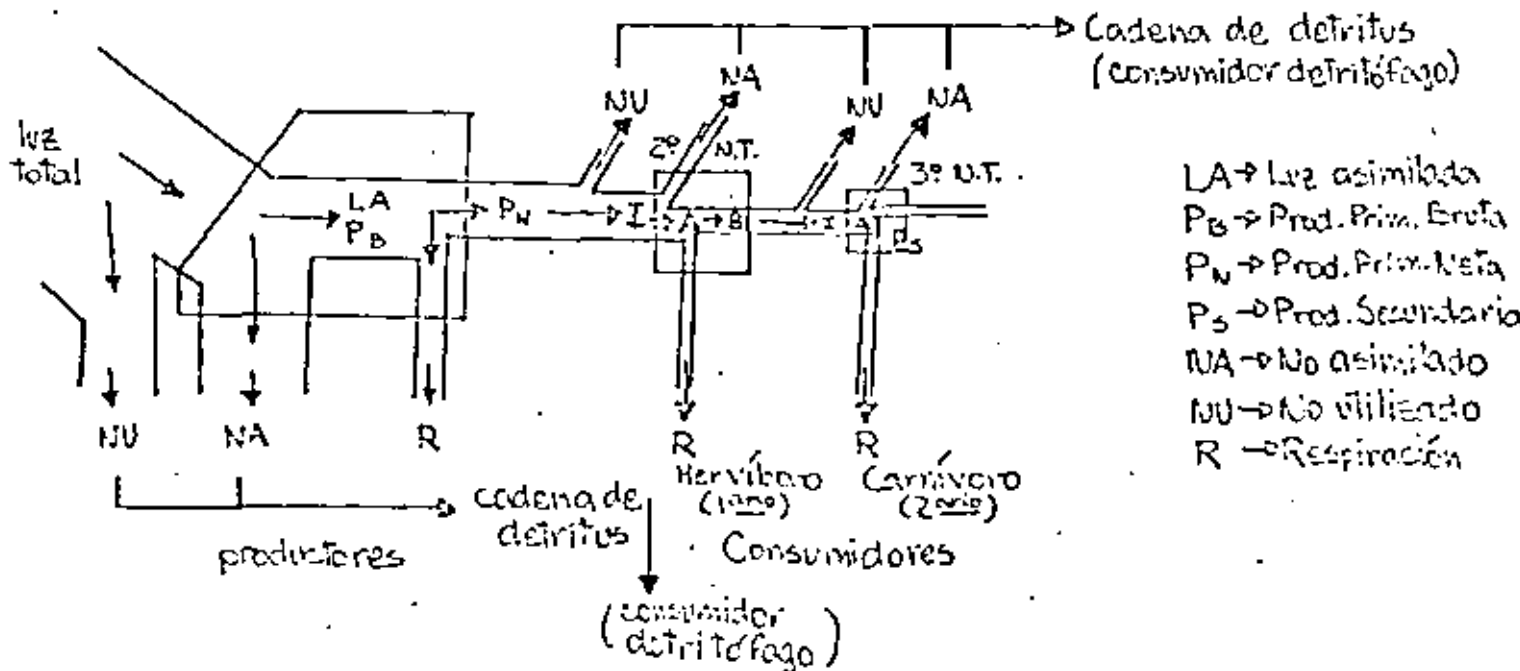
La producción de materia orgánica por los productores primarios constituye una fuente de energía potencial susceptible de ser utilizada por organismos de niveles tróficos superiores, por lo tanto, la entrada de energía al sis

tema constituye la producción primaria; la producción secundaria es aquella que comprende a los niveles tróficos superiores, y que representa la utilización de la energía transformada y acumulada en el primer nivel trófico.

La velocidad a la que es almacenada la energía por la actividad fotosintética, es la productividad primaria; y en este sentido, se puede hablar de la productividad secundaria, que representaría la velocidad de la producción secundaria. La productividad primaria se puede considerar de dos formas: PPB (productividad primaria bruta) - velocidad total de la fotosíntesis, incluida la respiración.

PPN (productividad primaria neta) - velocidad de almacenamiento de materia orgánica (sin incluir respiración).

Partiendo de estos conceptos, podemos utilizar un modelo sencillo para entender el flujo de energía en el ecosistema, y las transformaciones energéticas que ocurren en cada nivel trófico.



Las entradas de energía en cada nivel compensan a las salidas, tal como lo expresa la 1a. ley de la termodinámica, y cada paso de energía va acompañado de una dispersión de energía en calor no reutilizable por los organismos, tal como lo expresa la 2a. de estas leyes.

#### Madurez del Ecosistema

##### . Sucesión y clímax.

La sucesión ecológica se puede considerar como un proceso de la ocupación de un área por los organismos, proceso de auto-organización en el cuál el ecosistema puede pasar a través de diferentes estados; cualquier cambio que le lleve a un estado más resistente es inmediatamente asimilado. El estado siguiente en una sucesión puede predecirse, pero sólo a nivel macroscópico.

La sucesión no es necesariamente un proceso continuo; además, pueden existir estados de "regresión", o bien, debido a que el ecosistema no presenta aún un dominio del ambiente, éste último puede impedir que el ecosistema avance en la sucesión.

Margaleff opina que el proceso de sucesión es equivalente a un proceso de acumulación de información. En el tiempo, la información adquirida se expresa en una nueva organización del ecosistema; esta organización toma en cuenta los cambios predecibles del ambiente, y más aún, controla al ambiente, de modo que en el futuro, pequeños cambios en la comunidad serán necesarios para que el ecosistema siga ocupando su área en forma estable.



Puede considerarse que la colonización de un área es el primer estado de la sucesión, y ésta (la sucesión) puede existir indefinidamente hasta que, por lo menos, el ecosistema no llegue a un estado máximo de madurez y estabilidad. Por esto, existen ejemplos de ecosistemas que se encuentran en un estado cualquiera de sucesión, sin que puedan llegar a la madurez hasta después de un tiempo considerablemente grande (como las comunidades planctónicas de aguas templadas).

Al nivel macroscópico, pueden reconocerse ciertos cambios del ecosistema en el proceso de sucesión, o cambios que se espera que sucedan conforme el ecosistema va avanzando en madurez. Los cambios más importantes serían: incremento de biomasa, producción primaria y diversidad; multiplicidad de nichos, alargamiento de las cadenas alimenticias, especialización, estabilidad del cociente PP/B, tendencia a reducir la tasa de reproducción con una mayor protección a los jóvenes, dispersión organizada de especies, incremento de la cadena de detritus, y, en términos energéticos, una mayor eficiencia en la utilización de la energía como sistema.

La sucesión es un proceso asintótico, y la entrada de especies al sistema tiene un límite real por lo cual la sucesión no puede ir más allá. Entonces, la sucesión tiende a un estado que podríamos considerar estacionario (entendido como de estabilidad dinámica), que en ecología se le denomina comúnmente como clímax. Sin embargo, por la dificultad que representa el poder definir un estado de clímax en cualquier ecosistema, se prefiere hablar de los

ecosistemas como más ó menos maduros.

#### . Estabilidad

El concepto de estabilidad ha sido muy discutido, pudiendo distinguir dos conceptualizaciones:

- a) hay quienes opinan que la estabilidad es la consecuencia de las interacciones que ocurren dentro del sistema, en donde el sistema tiende a un estado estable bajo condiciones constantes.
- b) sin embargo, la estabilidad debe de tener que ver con las variables exógenas al sistema; entonces el término estabilidad se usa para designar la habilidad del sistema para permanecer razonablemente similar a sí mismo, absorbiendo dichos cambios.

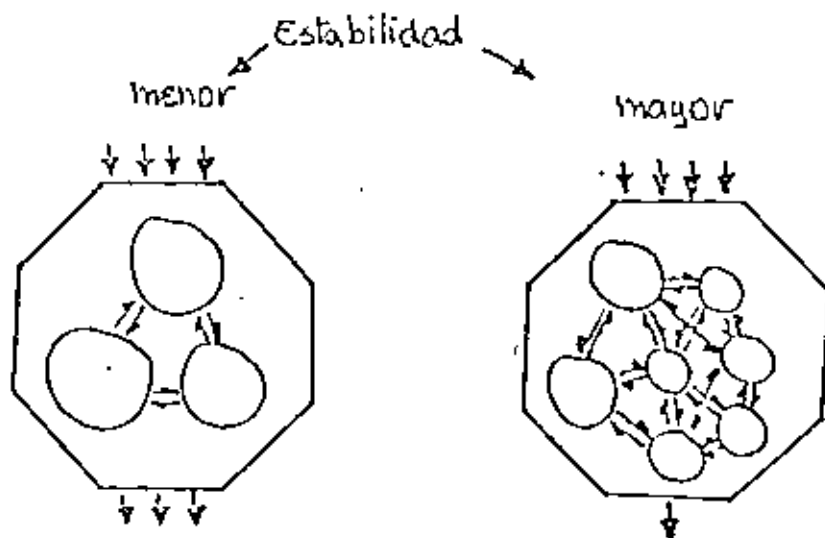
El concepto de estabilidad de Mac Arthur, es el más comunmente empleado en ecología, y corresponde a la segunda concepción (b) en la que estabilidad refleja la gran resistencia del ecosistema a los cambios externos.

De acuerdo con Mac Arthur, el ecosistema es estable, si sobrevive a muchos cambios, pero preserva ciertas características esenciales (que hay que definir), lo que consigue cambiando especies, variando las proporciones entre unas y otras, usando vías alternas en las redes tróficas, etc.

El concepto de estabilidad puede entenderse con un esquema en el que se

represente al ecosistema como un conjunto de puntos.

Cada uno de ellos correspondería a un elemento del ecosistema. Entonces, un ecosistema constituido por un mayor número de elementos presentaría menos fluctuaciones, y el flujo total de energía por unidad de biomasa sería también menor; si las especies son más numerosas, puede existir una especialización mayor, un mayor aprovechamiento de lo ingerido, un menor despilfarro de energía debido a la disminución de la tasa reproductiva, y menores fluctuaciones de las poblaciones.



Entonces, con una mayor posibilidad de relaciones entre los elementos del ecosistema, se tendrá una estabilidad mayor, con una eficiente utilización de la energía.

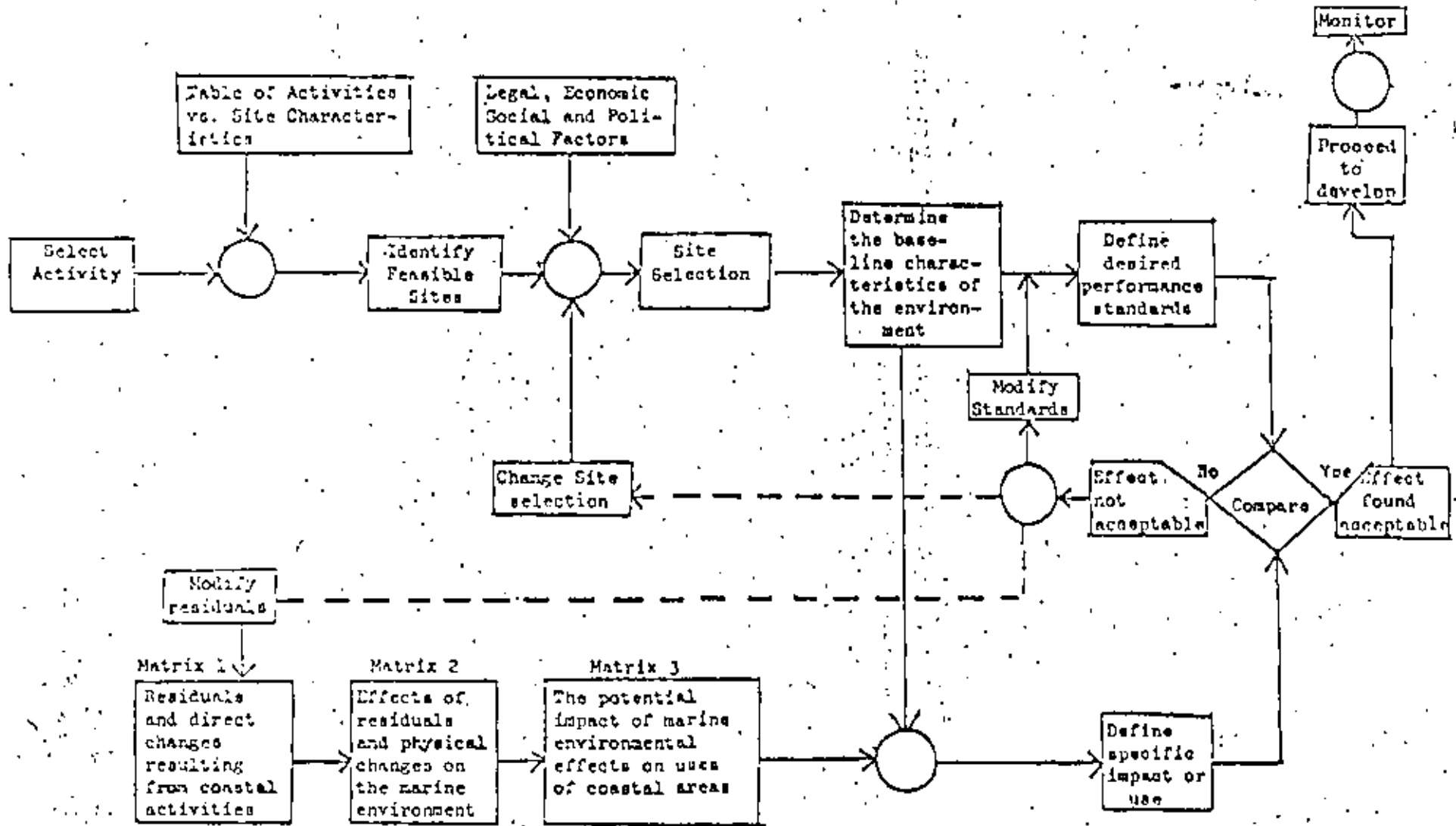


Universidad Nacional  
Costa Rica

Lecturas Recomendadas

- 1o. Grace, A. Robert  
Marine Outfalls Systems  
Planning, design, and construction
  
- 2o. Goldberg, E.D.  
1976 The Health of the Oceans.  
UNESCO Press, Paris, 172 pp
  
- 3o. Margalef, R.  
1980 Ecología Ediciones Omega, S.A.,  
Barcelona 907 pp
  
- 4o. Palmer, Harold, D., y  
M. Grant Gross  
1979. Ocean Dumping and Marine  
Pollution. Dowden, Hutchinson  
Ross, Inc. 262 pp

FIGURE 1. A SUMMARY OF THE STEPS TO BE TAKEN IN REACHING A DECISION TO SITE A PARTICULAR DEVELOPMENT ACTIVITY IN A COASTAL AREA



COASTAL ACTIVITY	WASTES AND DIRECT CHANGES IN PHYSICAL CONDITIONS RESULTING FROM THE COASTAL ACTIVITIES																						
	SEWAGE	URBAN RUNOFF	GARAGE	INDUSTRIAL WASTE WATERS	COOLING WATERS	ORGANIC SOLID WASTES	INORGANIC SOLID WASTES	SLUDGES	DREDGE SPOILS	DUSTS	FLOATING SOLID WASTES	SCUMS	OIL & OILY WASTES	PESTICIDES	ATMOSPHERIC CONTAMINANTS	ODOURS	NOISE	WATER CIRCULATION	SHORELINE PROFILE	WAVE CONDITIONS	BEACH CONDITIONS	SEABOTTOM CONDITIONS	SEDIMENT TRANSPORT
URBAN DEVELOPMENT	X	X	X			X		(X)	X	X	X	X	(X)	X	X	X		X		X		(X)	
TOURISM AND RECREATION	X		X			X		(X)	X		X		(X)			X		X		X		(X)	
PORTS AND HARBOURS	X		X			X		X	X		X					X		X	X	X	X	X	X
OIL TERMINAL WITH REFINERY	(X)		X	X	X	X	X	X			X	X		X	X	X		X		X	(X)	(X)	
PAPER AND PULP MILL				X		X	X				X		(X)	X	X	(X)		X			X	X	
METALLURGICAL PLANT				X		X	X	X	X		X			X	X	X					X	(X)	
FISH PROCESSING				X		X				(X)	(X)					X	(X)				(X)		
MINING FOR CONSTRUCTION MATERIALS				X				X	X									(X)	X <sup>1</sup>		X	X	X
POWER STATIONS					X	X <sup>2</sup>			(X)					X				X			(X)	(X)	(X)
HORTICULTURE															(X)						(X)	(X)	
INTENSIVE AGRICULTURE <sup>a</sup>						X	X				X												
CONSTRUCTION PHASE			X			X		X				X		X		X		X	X		X	(X)	(X)

MATRIX NO. 1

Notes

Wastes and direct changes in physical conditions resulting from coastal area developments

- a. In immediate coastal zone, e.g., rice paddies, sugarcane, halophytes, stock farming, horticulture
1. If carried out on beach or in shallow coastal water
2. If using solid fuel, e.g., coal

(This matrix relates the selected coastal area activities in the column on the left to the wastes they produce and to direct changes in the physical environment resulting from these activities.)

WASTES AND PHYSICAL CHANGES RESULTING FROM COASTAL ACTIVITIES (MATRIX 1)	CASHEWITY	TURBIDITY	COLOUR	TEMPERATURE	pH	DISSOLVED OXYGEN	PO2	SULPHUR	NITRATE	OTHER DISSOLVED SUBSTANCES	MICRO-ORGANISMS	FACUNA & FLORA	PRIMARY PRODUCTION	BIODIVERSITY	INFESTATION & ACCRETION	ACCRETION
SEWAGE	X	X	X	(X)	(X)	X	X	X	X	X	X	X	X		X	X
URBAN RUNOFF	X	X	X	(X)		(X)	(X)	(X)	X	X			(X)		X	
GARBAGE		X				X	X	(X)		(X)		(X)			X	X
INDUSTRIAL WASTE WATERS	X	X	X	(X)	(X)	X	X	X	X	X		X	X		X	X
COOLING WATERS	X <sup>2</sup>			X		(X)			(X)	(X) <sup>3</sup>						
ORGANIC SOLID WASTES		X				X	X	X		X	X	X	X		X	X
INORGANIC SOLID WASTES		X							X			X			X	
SLUNGES		X	X			X	X	(X)	X	(X)	X	X	(X)		X	(X)
BRIDGE SPOILS		X	X			X	X	X	X	X		X	(X)		X	(X)
DUSTS		(X)	(X)						X			(X)	(X)		(X)	X
FLOATING SOLID WASTES										(X)		(X)				X
SCUMS			X						(X)	(X)		(X)	(X)			X
OIL & OILY WASTES		(X)	X			(X)	X		(X)	X	(X)	X				X
PESTICIDES										(X)		X				
ATMOSPHERIC CONTAMINANTS									X	X		(X)				X
ODOURS										(X)						X
NOISE												(X)				X
WATER CIRCULATION	X	X		X		X		X				X	X		X	
SHORELINE PROFILE		(X)		(X) <sup>4</sup>								X		X	X	X
WAVE CONDITIONS		X				X						X		X	X	X
LEACH CONDITIONS		X		(X)								X		X	X	X
SEDIMENT CONDITIONS		X				(X)		(X)	(X)			X	(X)	X	X	X
SEDIMENT TRANSPORT		X				(X)		(X)	X			X			X	X

MATRIX NO. 2

Effects of wastes and physical changes on the marine environment

Notes

1. In estuaries and semi-enclosed conditions
2. If freshwater is used for cooling
3. Substances introduced to combat fouling, corrosion, etc.
4. Close inshore

(This matrix relates the wastes and physical changes resulting from the selected coastal activities of matrix 1 to the resulting changes in marine environmental factors listed as effects.)

USES OF  
COASTAL  
AREA

MARINE ENVIRONMENTAL EFFECTS RESULTING FROM WASTES AND PHYSICAL CHANGES (MATRIX 2)

	URBAN DEVELOPMENT	TOURISM & RECREATION	PORTS & HARBOURS	OIL TERMINAL & REFINERY	PAPER & PULP MILL	METALLURGICAL PLANT	FISH PROCESSING	MINING FOR CONSTRUCTION MATERIALS	POWER STATIONS	INTENSIVE AGRICULTURE	COMMERCIAL FISHING	MARICULTURE	NAVIGATION	DESALINATION	SEA-SALT PRODUCTION (SOLAR)
SALINITY			X						X	(X)	X	X		X	X
TURBIDITY		X							X		X	X		X	X
COLOUR		X													(X)
TEMPERATURE		X	X						X		X	X		X	
pH										(X)		(X)			
DISSOLVED OXYGEN											X	X			
BOD		X									X	X		X	X
NUTRIENTS		X								X <sup>1</sup>	X	X		X	(X)
METALS		(X)					X			X <sup>1</sup>	X	X		X	X
OTHER DISSOLVED SUBSTANCES							X			X <sup>1</sup>	(X)	X		X	X
MICRO-ORGANISMS	X <sup>2</sup>	X <sup>2</sup>					X			X <sup>1</sup>	X	X		X	X
FAUNA & FLORA	(X)	X	X								X	X	X	X	X
PRIMARY PRODUCTIVITY		X									X	X		X	X
EROSION	X	X	X		X			X			X	X	X		
DEPOSITION ACCRETION		X	X		X			X			X	X	X		
AESTHETIC VALUE	X	X													

MATRIX No. 3 The potential impact of marine environmental effects on selected uses of a coastal area

Notes

1. Growth of halophytes
2. If sewage organisms are present in significant quantities

(The environmental factors in the column at the left have been changed by the wastes and physical changes resulting from the selected coastal activities (matrix 1). The impact of these changes on other uses are expressed by the entries in the matrix.)



COASTAL ACTIVITY	URBAN DEVELOPMENT		X	(X)	X		X
	TOURISM & RECREATION		X	(X)	X		X
	PORTS & HARBOURS	X	X	X	X		X
	OIL TERMINAL & REFINERY		X	X	X	X	(X)
	MINING FOR CONSTRUCTION MATERIALS	(X)		X		X	
	POWER STATION	X			X		
WASTES AND PHYSICAL CHANGES	WATER CIRCULATION						
	OIL & OILY WASTES						
	DEBRIS/SOILS						
	INORGANIC SOLID WASTES						
	INDUSTRIAL WASTE WATERS						
	SEWAGE						

EFFECTS

Matrix overview	X	(X)	X	X	X	X	TURBIDITY	X	X	X	X		X
The "other uses" shown are selected as examples	X				(X)	(X)	TEMPERATURE	X	X	X	X		X
		(X)	X	X	X	X	METALS	X	X	X			(X)
	X	X	X	X	X	X	FAUNA & FLORA	X	X	X	X	X	X
Notes	X						EROSION		X	X		X	X
1. If using solid fuel		X	(X)	X	X	X	AESTHETIC VALUE						X

OTHER USES OF  
COASTAL AREA

DESALINATION
ACQUACULTURE
COMMERCIAL FISHERIES
POWER STATIONS
PORTS & HARBOURS
TOURISM & RECREATION

(This matrix overview selectively portrays the relation of the three matrices: Coastal Activities produces Wastes and Physical Changes causing Marine Environmental Effects affecting other uses of the coastal area.)



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS

(MORELIA, 10-14 DE ENERO)

OBRAS DE TOMA Y SISTEMAS DE ENFRIAMIENTO PARA  
PLANTAS TERMOELECTRICAS

DR. LUIS A. SOJO

## CAPITULO 14. OBRAS DE TOMA Y SISTEMAS DE ENFRIAMIENTO PARA PLANTAS TERMOELECTRICAS

### 14.1 INTRODUCCION

En este capítulo se trata el diseño hidráulico de los sistemas de enfriamiento utilizados en plantas termoeléctricas.

Los sistemas de enfriamiento se han dividido en abiertos y cerrados. Los primeros son aquellos en los que el agua de enfriamiento que pasa por los condensadores no vuelve a circular por los mismos, mientras que los segundos son los que requieren de un sistema disipador de calor que permita recircular en corto tiempo el agua por los condensadores.



## A.1

Para el tratamiento de los sistemas abiertos, casos del mar y ríos como sumideros de calor, el énfasis se ha puesto en la determinación del campo de temperaturas en las inmediaciones de la descarga y en la identificación de los parámetros que controlan dicho campo. La razón estriba en que en tales casos hay que evitar al máximo la recirculación del agua caliente por la toma para no afectar al rendimiento de las turbinas ya que, en muchos casos, reglamentaciones de protección del ambiente obligan a no alterar las condiciones naturales del agua más allá de un cierto valor. Esto último es lo que ha fundamentado al extenso tratamiento de difusores submarinos múltiples.

Para las obras de toma de los sistemas abiertos se presentan recomendaciones necesarias para diseño y dimensionamiento. Las implicaciones del oleaje y arrastre de sedimentos en tomas marítimas se tratan en el cap. A.2.13 de este manual.

En el caso de los sistemas cerrados-estanques y torres de enfriamiento- el énfasis se ha puesto en la determinación de la razón de disipación de calor a la atmósfera en cada uno de ellos y en la determinación del consumo de agua.

Finalmente se presentan algunas recomendaciones fundamentales - en lo relativo a tratamientos preventivos para evitar incrustaciones y corrosión en los sistemas de enfriamientos y al impacto ecológico producido por las obras de toma y de descarga.

## 14.2 SISTEMAS ABIERTOS

En una termoeléctrica situada junto al mar se deberá seleccionar la ubicación, el tipo y la geometría particular de la obra de toma y de descarga. En el diseño se deberá evitar, hasta donde sea económicamente conveniente, la recirculación de agua caliente por la toma y la entrada de arena y sargazo por la misma.

Se deberá considerar el impacto que cada alternativa produce al ecosistema y al turismo.

Si es factible se deberá aprovechar para enfriamiento el agua más fría, la cual se encuentra a mayor profundidad en caso de existir estratificación.

Siempre se deberán conocer las características biológicas, químicas y físicas del agua para determinar el tipo de incrustaciones que aparecería en el circuito de enfriamiento y definir el tratamiento físico o químico más adecuado.

### 14.2.1 DESCARGAS SUPERFICIALES

En una descarga superficial de agua caliente debe calcularse el campo de velocidad y la distribución (horizontal y vertical) de temperaturas, con el fin de establecer:

## A.I.

- a) El grado de recirculación que existirá por la obra de toma
- b) El impacto que producirá la descarga al ecosistema y al turismo

Para determinar el campo de velocidades y de temperaturas, es necesario conocer a priori, la batimetría del sitio, la historia de las corrientes, las mareas, la distribución vertical de salinidad, la temperatura en las cercanías de la toma y descarga y los siguientes parámetros meteorológicos en promedios mensuales: temperatura del aire, velocidad y dirección del viento, humedad relativa, radiación solar y nubosidad.

El proyectista escogerá la ubicación y geometría más adecuada de la descarga y podrá sugerir ligeras variaciones del gaso de agua caliente que previamente haya sido seleccionado en el proceso de optimización del condensador.

Para el análisis de una descarga superficial, el problema se divide en dos partes: campo cercano y campo lejano. En el campo cercano el impulso del chorro del agua caliente es más importante que las fuerzas de flotación producidas por la diferencia de densidad entre el agua caliente descargada y la fría del cuerpo receptor. En el campo lejano las fuerzas de flotación son más importantes que las de impulso.

Para determinar cuáles fuerzas son predominantes se utiliza el número de Froude densimétrico ( $Fo$ ).

$$Fo = \frac{V}{\sqrt{g \frac{\Delta \rho}{\rho} h}} \quad (1.1)$$

donde

- V velocidad característica
- g aceleración de la gravedad
- $\rho$  densidad del cuerpo receptor
- $\Delta \rho$  diferencia de densidad entre el agua descargada y el agua receptora
- h altura característica

En el campo cercano se considera que existe enfriamiento sólo por mezclado del agua descargada con la del medio y en el campo lejano se toma en cuenta el enfriamiento sólo por entrega de calor a la atmósfera.

En general al descargar superficialmente un chorro de agua caliente a un cuerpo receptor, el chorro incorporará agua del medio aumentando su tamaño y disminuyendo su temperatura por efecto del mezclado.

En la figura 1.1 se esquematiza una descarga superficial caracterizada por las siguientes variables



A.I.

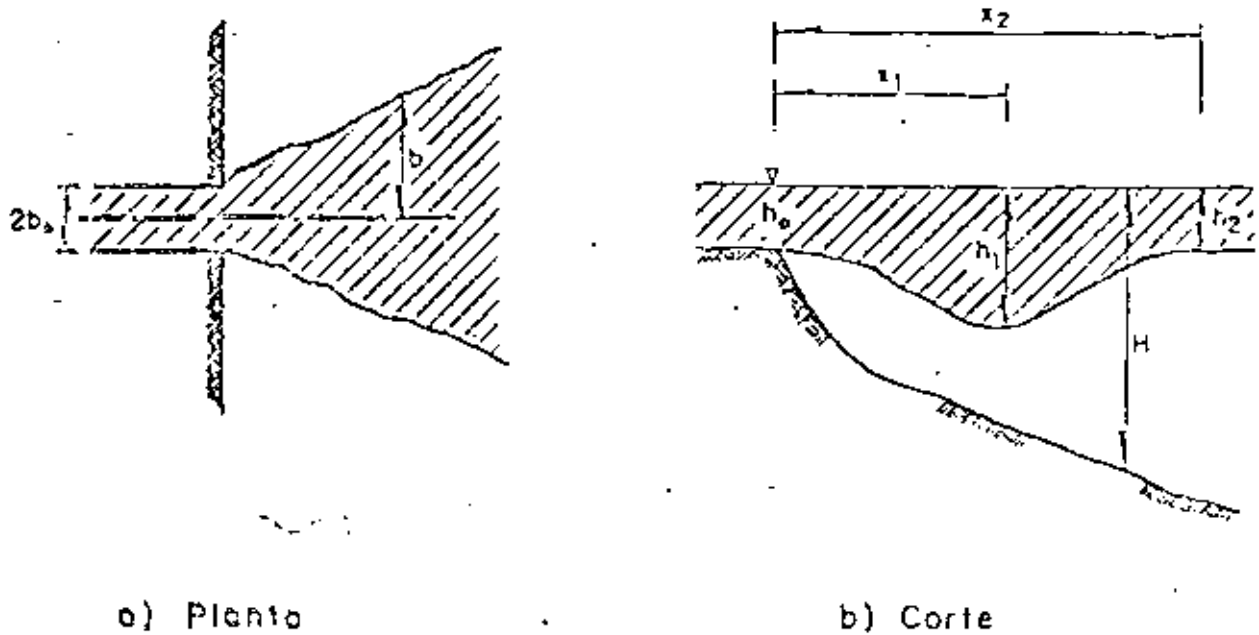
- Q. gasto de agua caliente descargada, en  $m^3/s$
- h. tirante en el canal de descarga, en m
- b. semiancho del canal de descarga, en m
- V. velocidad en la descarga, en m/s
- T<sub>o</sub> temperatura del agua descargada, en °C
- ρ. densidad del agua descargada, en  $kg/m^3$
- T temperatura del cuerpo receptor, en °C
- ρ densidad del cuerpo receptor, en  $kg/m^3$
- b semiancho del chorro de descarga (en planta), en m
- h<sub>1</sub> profundidad máxima que alcanza el chorro de descarga, en m
- x<sub>1</sub> distancia a la costa en la que se produce la profundidad máxima del chorro, en m
- h<sub>2</sub> profundidad del agua caliente al término del campo cercano, en m
- x<sub>2</sub> distancia a la costa en la que se termina el campo cercano, en m
- H profundidad del cuerpo receptor, en m

14.2.1.1 Caso de descarga en aguas profundas estancadas

Se considerará que una descarga está en aguas profundas, si la relación entre el espesor máximo del chorro ( $h_1$ ) y la profundidad del sitio en este punto ( $H_1$ ), cumplen con la siguiente desigualdad

$$(h_1 / H_1) < 0.75$$

En caso contrario el problema se tratará como descarga en aguas bajas.



a) Plano

b) Corte

FIG. 1.1 Esquema y nomenclatura en una descarga superficial

Para el análisis del campo cercano se define un número de Froude de densimétrico modificado como

$$F_0' = \frac{v_0}{\sqrt{g \frac{\Delta \rho}{\rho} \sqrt{h_0 b_0}}} = F_0 \sqrt{\frac{h_0}{b_0}} \quad (1.2)$$

dónde  $F_0$  es el número de Froude definido en la ec. 1.1

Las características del chorro en el campo cercano se calculan

de la siguiente manera:

Límite del campo cercano ( $x_2$ )

$$x_2 = 15 F_o' \sqrt{h_o b_o} \quad (I.3)$$

Espesor del chorro al final del campo cercano ( $h_2$ )

$$h_2 = 0.2 F_o' \sqrt{h_o b_o} \quad (I.4)$$

Temperatura transversal promedio del chorro al final del campo cercano ( $\bar{T}_2$ )

$$\bar{T}_2 = T + (T_o - T)/(1.4 F_o') \quad (I.5)$$

Temperatura máxima del chorro al final del campo cercano ( $T_2$ )

$$T_2 = T + (T_o - T)/F_o' \quad (I.6)$$

Velocidad promedio del chorro al final del campo cercano ( $v_2$ )

$$v_2 = 0.38 v_o / F_o' \quad (I.7)$$

Semiancho de chorro ( $b$ ) a la distancia  $x$  del origen

$$b = b_o + 0.15 x - \alpha \ln \left( 1 - \frac{x}{\alpha F_o'} \right) \quad (I.8)$$

donde

$$\alpha = 15 \frac{F_o'}{1 - F_o'} \frac{h_o}{\sqrt{\frac{h_o}{b_o}}}$$

Temperatura máxima del chorro ( $T_x$ ) a la distancia  $x$  del origen

$$T_x = T_2 + (T_1 - T_2) \frac{x}{x_1} \quad (1.9)$$

Profundidad máxima que alcanza el chorro en el campo cercano ( $h_1$ )

$$h_1 = 0.42 F_0 \sqrt{h_0 b_0} \quad (1.10)$$

Distancia ( $x_1$ ) a la que el estrato caliente o chorro alcanza el espesor máximo

$$x_1 = 5.5 F_0 \sqrt{h_0 b_0} \quad (1.11)$$

#### 14.2.1.2 Caso de descarga en aguas bajas estancadas

En aguas bajas, el mezclado del agua descargada con la del medio se ve inhibido por la presencia del fondo. En este caso, la temperatura, velocidad y ancho del chorro se calculan utilizando las fórmulas de aguas estancadas, las que luego se corrigen aplicando un factor de inhibición ( $R_S$ )

$$R_S = \left[ \frac{0.75}{h_1/H} \right]^{0.75} \quad (1.12)$$

De esta forma la temperatura transversal promedio al final del--

campo cercano ( $\bar{T}_{2S}$ ) quedará como

$$\bar{T}_{2S} = T + (\bar{T}_2 - T)R_S \quad (1.13)$$

La velocidad al final del campo ( $V_{2S}$ )

$$V_{2S} = V_2 \sqrt{R_S} \quad (1.14)$$

El semiancho del chorro ( $b_S$ ), en cualquier punto será

$$b_S = b \sqrt{R_S} \quad (1.15)$$

La distancia del origen al final del campo cercano ( $x_{2S}$ ) no varía con la presencia del fondo

$$x_{2S} = x_2$$

#### 14.2.1.3 Caso de descarga en presencia de una corriente transversal

Cuando existe una corriente paralela a la costa en el punto de descarga, el chorro se desviará sin alterar mayormente sus condiciones de aguas estancadas. Si la velocidad de la corriente ( $V_a$ ) es muy grande en comparación con la velocidad original del chorro, éste se pegará a la playa.

El chorro se pega a la playa si

$$\frac{v_a}{v_*} > 0.05 \left( \frac{h_1}{H} \right)^{-3/2} \quad (1.16)$$

en caso contrario, sólo se defleca

Cuando el chorro se pega a la playa, disminuye el mezclado de aguas entre chorro y mar y las ecuaciones de aguas profundas estancadas se corrigen con un factor de interferencia ( $R_p$ ).

$$R_p = \left( \frac{0.6}{h_1/H} \right)^{0.75} \quad (1.17)$$

El final del campo cercano ( $x_{2p}$ ) se considera igual que el caso de aguas profundas estancadas

$$x_{2p} = x_2$$

La temperatura promedio al final del campo cercano ( $\bar{T}_{2p}$ ) será

$$\bar{T}_{2p} = T + (\bar{T}_2 - T)/R_p \quad (1.18)$$

la velocidad al final del campo cercano ( $v_{2p}$ )

$$v_{2p} = v_2 \sqrt{R_p} \quad (1.19)$$

El chorro se pega a la playa si

$$\frac{v_a}{v_e} > 0.05 \left( \frac{h_1}{H} \right)^{-3/2} \quad (I.16)$$

en caso contrario, sólo se defleca

Cuando el chorro se pega a la playa, disminuye el mezclado de agua entre chorro y mar y las ecuaciones de aguas profundas estancadas se corrigen con un factor de interferencia ( $R_p$ ).

$$R_p = \left( \frac{0.6}{h_1/H} \right)^{0.75} \quad (I.17)$$

El final del campo cercano ( $x_{2p}$ ) se considera igual que el caso de aguas profundas estancadas

$$x_{2p} = x_2$$

La temperatura promedio al final del campo cercano ( $\bar{T}_{2p}$ ) será

$$\bar{T}_{2p} = T + (\bar{T}_2 - T)/R_p \quad (I.18)$$

la velocidad al final del campo cercano ( $v_{2p}$ )

$$v_{2p} = v_2 \sqrt{R_p} \quad (I.19)$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO)**

**ORIGENES DE LA CONTAMINACION EN ZONAS ESTUARIO-LAGUNARES**

**M. EN C. RAUL GUERRERO GODINEZ**



## CONTENIDO

- I. INTRODUCCION
- II. ZONA ESTUARINO-LAGUNAR
  - 1.- Características Físicas de la Zona Estuarino-Lagunar
  - 2.- El Ecosistema Estuarino-Lagunar
  - 3.- Características Ecológicas de los Ecosistemas Estuarino-Lagunar
  - 4.- Algunos Aspectos Sobre la Estructura Trófica de los Ecosistemas Estuarino-Lagunar
  - 5.- Procesos Químicos en Estuarios y Lagunas Costeras
  - 6.- Intercambio de Materiales a Través de sus Fronteras
- III. TIPOS Y FUENTES DE CONTAMINACION EN ZONAS ESTUARINO-LAGUNARES
  - a) Desperdicios que Demandan Oxígeno
  - b) Agentes Infecciosos
  - c) Nutrientes
  - d) Compuestos Orgánicos
  - e) Sedimentos
  - f) Compuestos y Elementos Inorgánicos
  - g) Material Particulado
  - h) Temperatura
- IV. ORIGENES DE LA CONTAMINACION EN LAGUNAS COSTERAS Y ESTUARIOS
  - 1.- Desechos Domésticos y Municipales
  - 2.- Desechos Industriales
  - 3.- Desechos Agrícolas
  - 4.- Desechos Sólidos
  - 5.- Contaminación Térmica
  - 6.- Derrames Petroleros e Industria Petroquímica
  - 7.- Desechos Radiactivos.

V. EFECTOS GENERALES DE LA CONTAMINACION EN LAGUNAS COSTERAS Y ESTUARIOS

- 1.- Sustancias que Agotan el Oxígeno
- 2.- Sustancias Causas de Industria Eutrófica
- 3.- Agentes que Producen Transformos Biológicos
- 4.- Procesos Sedimentarios y Erosivos

VI. EFECTOS DE LA CONTAMINACION EN LAGUNAS COSTERAS Y ESTUARIOS RELACIONADOS CON EL HOMBRE

VII. LITERATURA CITADA

## I.- INTRODUCCION.

Los Estuarios y Lagunas Costeras son cuerpos de agua someros, relativamente protegidos y con características fisiográficas únicas (Botello, A.V., 1978).

Su naturaleza abierta y con numerosas fronteras (Day and Yañez-Arancibia, 1981), permiten el ingreso de contaminantes prácticamente desde cualquier fuente generadora. Se encuentran ampliamente distribuidos en las márgenes costeras del mundo, siendo ampliamente utilizados para el establecimiento de grandes ciudades, de industrias, de puertos, para turismo y recreación; además son aprovechados sus recursos pesqueros y la extracción de recursos no renovables como materiales para la construcción, obtención de energía y los más variados usos.

Derivado de esos usos, los estuarios y lagunas costeras son también utilizados como receptores de los desechos producidos por las actividades antropocéntricas, los que son vertidos en forma directa o en forma indirecta por ríos, lluvias y viento.

Estos ecosistemas tienen valores económicos, políticos y sociales debido a los usos y a las posibilidades que brindan para el desarrollo socio-económico de las poblaciones ribereñas.

La utilización desmedida de sus recursos, el depósito de desperdicios Industriales, Municipales, Domésticos y Agrícolas provoca graves alteraciones a la ecología de los Estuarios y Lagunas Costeras.

Si se quieren seguir utilizando estos ecosistemas, la humanidad debe conservar la zona preservando la estructura y función básica del ecosistema, utilizar las entradas naturales de energía, vivir armónicamente con la dinámica natural y definir a largo plazo las capturas máximas de los recursos renovables (Yañez-Arancibia, 1982).

## II.- ZONA ESTUARINO-LAGUNAR.

Las Lagunas Costeras y Estuarios constituyen un solo tipo de ecosistema: ---

"Laguna-Estuarino" (Day and Yañez-Arancibia, 1981), sin embargo, entre ambos existen diferencias geomorfológicas: un Estuario es la desembocadura de un río, mientras que una Laguna Costera es un embudo separado del océano por islas de barrera.

Para Pritchard (1967) un estuario es "un cuerpo de agua costero semiabierto, que tiene conexión libre con el mar abierto y dentro del cual el agua de mar está considerablemente diluida con agua dulce derivada del drenaje terrestre".

Según Lankford (1977), una Laguna Costera es "una depresión de la zona costera por debajo del nivel medio de las mareas más altas, que posee comunicación permanente ó efímera con el mar, pero protegida por algún tipo de barrera".

### 1.- Características Físicas de la zona Estuarino-Lagunar.

Son cuerpos de agua que tienen conexión con el mar, pero protegidos por algún tipo de barrera que amortigua los efectos oceánicos, permitiendo el desarrollo de un ambiente único (Phleger, 1969; Lankford, 1977).

La mayor fuente de nutrientes y sedimentos alóctonos la constituye el material suspendido acarreado por los aportes de agua dulce (Day and Yañez-Arancibia, 1981), de gran importancia en las interacciones físicoquímicas y biológicas del ecosistema (Schelske and E. P. Odum, 1962).

Como son cuerpos de agua someros, el fondo es afectado por la turbulencia superficial. Sus patrones de circulación son complejos debido a que son afectados por vientos, ríos, mareas y características geomorfológicas.

En ocasiones presentan cambios geomorfológicos relativamente rápidos por la fuerte energía física que acarrea los sedimentos, como en los deltas efímeros del Mississippi (Day and Yañez-Arancibia, 1981).

### 2.- El Ecosistema Estuarino-Lagunar.

Son ambientes con características físicas variables, poseen numerosas fronteras a través de las cuales intercambian materiales y por ello son ecosistemas subsidiados de energía.

A través de sus fronteras se importan materiales energéticos, pero también -- son la puerta de entrada a los contaminantes.

Son ecosistemas de naturaleza dinámica debido a las variaciones en salinidad, turbidez, corrientes, mareas, concentración de nutrientes, etc. Constituyen -- un ecosistema único; siendo también un ecotono entre ecosistemas marinos y -- dulce-acuícolas.

Los ecosistemas Estuarino-Lagunar, son altamente productivos, pues aunado a -- los importantes aportes de nutrientes, los gradientes presentes son una impor-- tante fuente energética, ya que el trabajo termodinámico, se lleva a cabo a -- través de gradientes.

Los organismos han desarrollado patrones fisiológicos y de comportamiento pa-- ra tratar con estos ambientes cambiantes (Vernberg- y Vernberg, 1976; Yañez-- Arancibia y Nugent, 1977).

### 3.- Características ecológicas de los Ecosistemas Estuarino-Lagunar.

Son ecosistemas altamente productivos, ecológicamente complejos, ecológicamen-- te estables, son abiertos y con numerosas fronteras (Yañez-Arancibia, 1982). Poseen las más altas producciones primaria y secundaria en ecosistemas natura-- les. Son "Ecosistemas de nivel fluctuante de Agua" (Odum, E.P., 1971), que -- proveen de ricos aportes de nutrientes para su alta productividad sumado a -- una serie de productores primarios organizados en una "programación estacio-- nal".

Tienen gran diversidad de hábitats y de productores primarios, una estructura -- trófica compleja, y aún cuando tienen relativamente baja diversidad pueden ser considerados ecológicamente complejos (Day and Yañez-Arancibia, 1981).

Son ecosistemas que han evolucionado en ambientes variables y han desarrollado mecanismos para hacer frente a la variabilidad del sistema lo que les dá esta-- bilidad ecológica. Así, los organismos están bajo fuerte Stress, y este es el que determina la estructura funcional del sistema (H.T. Odum y Copeland, 1974).

La contaminación produce stress, pero esto es grave porque no forma parte --

natural del ecosistema.

En las fronteras, se intercambian materiales y organismos, que enriquecen el patrón ecológico del sistema, sin embargo, también se intercambian materiales contaminantes.

4.- Algunos Aspectos Sobre la Estructura Trófica de los Ecosistemas Estuari- no-Lagunar.

Tienen abundantes y diversas fuentes de producción primaria, una gran propor- ción de consumidores de amplio espectro (Yañe: Arancibia, 1978 y 1980).

Los productores primarios son diversos tipos de plantas organizados en una "programación estacional".

Los consumidores primarios son herbívoros puros, detritívoros y omnívoros. Los consumidores secundarios son organismos que consumen animales del primer grupo y ciertas cantidades de plantas y detritus.

El último nivel, son organismos carnívoros consumidores de los grupos anterio- res, como son aves y peces.

Básicamente hay dos cadenas alimenticias: la de los Productores primarios y la del Detritus, que es considerada por algunos autores (Darnel, 1961; Teal, 1952; Mann, 1972) como la más importantes fuente alimenticia en Lagunas Costeras y Estuarios. Esto es importante, porque muchos contaminantes tienen como destino final los sedimentos, donde por la cadena del Detritus son incorporados a los organismos presentes.

5.- Procesos Químicos en Estuarios y Lagunas Costeras.

Las Lagunas Costeras y Estuarios poseen una serie de características en común que permite describir en forma general algunos aspectos de su comportamiento (Botello, 1978).

Un proceso químico importante en estos ecosistemas son las numerosas fuentes de nutrientes.

Son sistemas por lo general, someros y los procesos de interacción sedimento-agua son importantes en el reciclamiento de los nutrientes que provoca un aprovechamiento óptimo.

Los ríos y el drenaje terrestre acarrean grandes cantidades de nutrientes, que son suplementados con material acarreado por lluvias y fijación de nitrógeno en los ecosistemas Lagunar-Estuarino (Mee, 1978).

El gradiente de salinidad es una trampa de nutrientes, ya que según Postel (1969), cuando la carga arcillosa de los ríos encuentra una salinidad de 50/00, flocula, acarreado así los nutrientes al fondo del sistema, los que por diversos procesos serán luego incorporados a los ciclos bioquímicos del ecosistema.

Como son trampas de nutrientes, también lo son de contaminantes, que luego serán incorporados a los organismos produciendo alteraciones diversas.

Se presentan ambientes oxidantes y reductores, que complican aún más los ciclos químicos de estos sistemas; Mee (1978) propone ciclos diferentes para el nitrógeno y fósforo en estos sistemas que los conocidos para áreas marinas. Las condiciones de anoxia permiten que en forma normal se lleven a cabo procesos de redisolución de precipitados de fósforo, desnitrificación, formación de metano, ácido sulfhídrico, etc.

Así, los nutrientes almacenados en los sedimentos pasan nuevamente a la columna de agua y están a la disposición de los organismos.

Los manglares, pastos marinos y algas, son importantes productores primarios, sus productos, son degradados por bacterias produciendo así otra fuente importante de nutrientes.

Las bacterias juegan un importante papel en el reciclamiento de los nutrientes en los ecosistemas Lagunar-Estuarino.

#### 6.- Intercambio de Materiales a Través de sus Fronteras.

El más obvio intercambio de material es el agua (Day and Yañez-Amoribia, 1981), con el, son acarreados hacia y desde el sistema sedimentos suspendidos, materiales orgánicos e inorgánicos y organismos dentro de un marco de constante dinamismo. Esta es también la forma más obvia de introducir contaminantes.

Sin embargo, a través de las fronteras aire-agua, agua-sedimento y agua-conti-  
nente, también se realizan intercambios que si bien son muy aparentes, no por  
ello carecen de importancia como aportadores de materiales diversos, inclusive  
co a los contaminantes.

III.- TIPOS Y FUENTES DE CONTAMINACION EN ZONAS ESTUARINAS-ACUICULTURA.

La Contaminación Marina se define como: "La introducción directa o indirecta de  
de sustancias u energías en el medio marino (incluyendo los estuarios), lo  
cual causa por defecto los recursos vivos, poner en peligro la salud humana, al-  
terar las actividades marinas entre ellas, la pesca, y reducir el valor recrea-  
tivo y la calidad del agua del mar". Joint Group of Experts on the Scientific  
of Marine Pollution, et al., "Impact of Oil on the Marine Environment", Reports  
and Studies, núm. 6, 1977, 255 pp (cit. por Botello, 1982).

Las zonas son importantes centros de asentamientos humanos, de desarrollo indus-  
trial, recreativo y portuario; ~~son~~ también receptores de aguas residuales proce-  
nientes de diversas actividades humanas. Son sujetos quizás a los más graves im-  
pactos de la contaminación ambiental.

En ciertos países desarrollados sus estuarios y lagunas costeras ~~han~~  
han perdido algunos organismos y en ocasiones las condiciones han cambiado de-  
occidentes a reductoras, todo ello, relacionado con las descargas de aguas res-  
duales en estas áreas (Fáyn, 1969). Desde la revolución industrial hasta nues-  
tros días el grado y la severidad de la contaminación ha estado aumentando  
relativamente (Gordon y Walton, 1972).

En los Estados Unidos, el "Senado Subcomité de Recursos Acuáticos", en 1964, pre-  
sentó una clasificación de los contaminantes en cinco categorías:

1) Desperdicios orgánicos descomponibles.

Con compuestos orgánicos cuya oxidación bacteriana produce CO<sub>2</sub> y H<sub>2</sub>O.  
Son deletéreos porque su oxidación demanda y libera el oxígeno de la columna de  
agua. Se descomponen al desperdicio de valores vitales y disminuyen el  
recreativo del agua.



(7)

b) Agentes Infecciosos.

Son desechos domésticos y municipales que pueden contaminar el agua con agentes infecciosos:

c) Nutrientes.

Son compuestos de fósforo y nitrógeno, cuyo exceso en lagunas costeras y estuarios puede producir fenómenos de eutrofización.

d) Compuestos Orgánicos.

Son compuestos sintéticos como pesticidas, detergentes y herbicidas e hidrocarburos fósiles y derivados de la industria petroquímica, además de otros compuestos orgánicos, biodegradables o no.

e) Sedimentos.

Ingresan a las lagunas costeras y estuarios desde diversas fuentes: Tierras de cultivo, bosques deforestados, operaciones mineras y tierras erosionadas.

Su depósito en los estuarios y lagunas costeras está determinado por el levante de tierras por lluvia, por tormentas e irrigación de tierras de cultivo.

f) Compuestos y Elementos Inorgánicos.

Proviene de aguas de desecho municipal e industrial, doméstico y minero. Disminuyen la calidad del agua y tienden a acumularse a través de la cadena trófica.

g) Material Radiactivo.

Proviene principalmente de la detonación de armas nucleares y plantas nucleoelectrificadas establecidas en lagunas costeras y estuarios. Son compuestos letales a elevadas concentraciones. A bajas concentraciones y en corto tiempo son mutagénicos.

h) Temperatura.

Los cambios de temperatura provocados, producen graves daños a los organismos si son mayores que la tolerancia de estos a las variaciones de temperatura en el medio ambiente. Los cambios de temperatura son nocivos y alteran las características fisicoquímicas del sistema.

#### IV. - ORIGENES DE LA CONTAMINACION EN LAGUNAS COSTERAS Y ESTUARIOS.

Las principales fuentes de contaminación en lagunas costeras y estuarios son: DESECHOS DOMESTICOS Y MUNICIPALES; DESECHOS INDUSTRIALES, DESECHOS AGRICOLAS, DESPERDICIOS SOLIDOS, CONTAMINACION TERMICA, DERRAMES PETROLEROS E INDUSTRIAL-PETROQUIMICA Y DESECHOS RADIOACTIVOS.

##### 1.- Desechos Domésticos y Municipales.

Se origina principalmente en drenajes de casas y comercios. En general están constituidos por impurezas diluidas (cerca del 0.1% de la masa total).

El material orgánico es oxidado a  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{PO}_4^{3-}$ ,  $\text{CO}_2$  y  $\text{H}_2\text{O}$ . Como resultado de la liberación de estos compuestos puede producirse una contaminación secundaria o eutroficación (Mee, 1977).

En U.S.A.; el 70% de la población vierte sus desechos al sistema de drenaje que luego de un tratamiento mínimo es vertido en la zona costera, produciéndose altos niveles de fósforo y nitrógeno, bacterias, virus y hongos, así como una reducción sustancial del oxígeno disuelto en el agua.

El 30% restante vierte sus desperdicios en aguas de ríos o corrientes de lluvias, en fosas sépticas o al aire libre; los que finalmente, arrastrados por ríos, drenaje terrestre y vientos son llevados a la zona Estuarino-Lagunar.

##### 2.- Desechos Industriales.

Hay muchas industrias bien localizadas en la zona costera. Sus aguas de desecho son relativamente fáciles de tratar, sin embargo, por cuestiones económicas y políticas, rara vez lo hacen.

Las industrias contaminadoras como la textil, ~~que~~ introduce aguas de lavado de las fibras y compuestos químicos utilizados en el proceso de fabricación. En general, son compuestos inorgánicos y orgánicos (Botello, 1978) con alta D.B.O. y aguas muy alcalinas.

Las industrias procesadoras de alimentos, vierten en sus aguas de desecho grandes cantidades de productos químicos orgánicos con elevada D.B.O. que disminuyen el oxígeno disuelto en las aguas receptoras.

Con estos despididos, se incrementa la actividad bacteriana que por procesos anaeróbicos puede cambiar las condiciones de oxidantes a reductoras.

La industria de la pulpa y el papel contribuye con una mezcla de sustancias químicas orgánicas e inorgánicas (Botello, 1982) utilizadas en la digestión de la madera, fibras de celulosa y lignina disuelta, preservativos del papel y la melita (pentaclorofenol, pentaclorofenolato de sodio, metil mercaptano, etc.,) altamente tóxicos.

La coloración oscura de estas aguas produce disminución de la tasa fotosintética porque disminuye la intensidad luminosa.

Las industrias metálicas vierten gran variedad de desperdicio cuya composición y concentración está en función del proceso industrial.

Sus aguas de desperdicio son ácidas, contienen sustancias deletéreas como fenol, minerales y finas sustancias suspendidas. También liberan al ambiente costero diversas concentraciones de metales traza como Cr, Hg, Ni y Pb produciendo una serie de efectos de los que hasta ahora sólo se conocen algunos casos aislados como el de Minamata, Japón (Botello, 1982).

Existen reportes de altas concentraciones de metales tóxicos en ciertos peces y organismos de importancia comercial (Goldberg, 1976; Jernelov, 1974).

Las industrias químicas, en general, liberan ácidos y otros compuestos químicos provenientes de los procesos de manufactura: fibras sintéticas, bases, sales, hidrocarburos organoclorados etc.

### 3.- Desechos Agrícolas.

Contienen parte de los pesticidas que han sido esparcidos sobre los campos de cultivo, fertilizantes y desechos animales, que son llevados al estuario o laguna costera, en periodos de lluvia, de irrigación o por el sistema de vientos.

Los fertilizantes inorgánicos también en periodos de lluvias o por escorrentía son arrastrados hacia las aguas costeras produciendo sobrefertilización, que desbalancea la relación P/N del sistema; produciendo un excesivo crecimiento de plantas (eutroficación), que al morir se descomponen, y por oxidación bacteriana elevan la D.B.O. y disminuyen la concentración de oxígeno del agua.

La gran deforestación de suelos para usos agrícolas, propicia su erosión, arrastrando partículas de sedimento que llevan pesticidas adsorbidos. Los sedimentos reducen la transparencia del agua y limitan la fotosíntesis. Tapan las branquias de peces y cubren a los organismos bentónicos produciendo asfixia y muerte.

Hay una amplia variedad de pesticidas la mayoría no son biodegradables y son poco solubles en agua.

Cuando son esparcidos sobre los cultivos, una parte es arrastrada por los vientos hasta los ríos y la costa; otra parte, permanece en el suelo por largo tiempo; cuando llueve o en períodos de irrigación son llevados hasta las zonas Estuarino-Lagunares. Una vez dentro de éstos, ingresan a la cadena trófica donde se bioacumulan o se concentran en los sedimentos.

#### 4.- Desperdicios Sólidos.

En términos generales son:

- a) Basura: Desperdicios degradables de ingredientes naturales y procesados, que son vertidos en los drenajes municipales y domésticos, y que por esta vía ingresan a las lagunas costeras y estuarios.
- b) Desperdicios no degradables. Pueden ser combustibles o no. Los combustibles son desperdicios de jardinería, ropa y papel. Los no combustibles son desperdicios de la construcción, productos químicos, metales y vidrio.
- c) Lodos. Son producto de los procesos de tratamiento de aguas negras, que eventualmente alcanzan la zona costera.

Los desperdicios sólidos combustibles son liberados en tres formas: incinerando los, utilizándolos para relleno de tierras por deposición en aguas marinas.

La incineración produce contaminación del aire, y por el sistema de vientos, del agua. El relleno de tierras, por el drenaje terrestre contamina las aguas.

La deposición contamina el sistema por contacto directo.

#### 5.- Contaminación Térmica.

Se origina principalmente por agua utilizada para enfriamiento de reactores de plantas generadoras de electricidad.

Estos casi siempre se encuentran establecidos en Lagunas Costeras y Estuarios, usando sus aguas para enfriamiento, las que son regresadas al sistema con unos grados más de temperatura.

El aumento de temperatura reduce la solubilidad del oxígeno, disminuye la densidad y baja la tensión superficial del agua. Algunos organismos no pueden resistir cambios drásticos de temperatura, otras veces induce el desova en épocas propias.

Las tuberías para enfriamiento están construidas de Cu-Ni, el cual al contacto con el agua caliente, se disuelve en pequeñas concentraciones que después son introducidas al sistema acuático. Para evitar que los filtros se tapen se utilizan sustancias "antifouling", como <sup>son</sup> soluciones concentradas de detergentes, sulfato de cobre, cloro, que son liberados en los Estuarios y Lagunas Costeras.

6.- Derrames Petroleros e Industria Petroquímica.

Se originan por accidentes a buques petroleros, derrames en pozos marinos y terrestres, derrames naturales y lavados de buques tanque.

Los petroleros al descargar son llenados con agua de mar que les sirve de lastre; al llegar de nuevo al puerto, descargan esas aguas contaminando así las zonas portuarias. Del total del petróleo introducido al océano el 28 % tiene como destino final las zonas costeras (Gundlach, 1977).

Otra fuente de contaminación se debe a la industria petroquímica instalada en zonas Estuarino-Lagunares que introduce gran variedad de compuestos químicos.

7.- Desechos Radiactivos.

Sus principales fuentes son las explosiones nucleares, accidentes en plantas nucleoelectricas, reprocesado de combustible nuclear, investigación y hospitales, que liberan esos desechos a la atmósfera y al agua.

El I y el Sr tienen como destino final de la cadena alimenticia al hombre. No se sabe a ciencia cierta cuales son sus efectos, ello requiere de una seria investigación.

## INDUSTRIAS Y OTRAS FUENTES

## PRODUCTOS CONTAMINANTES.

Cervecería y Destilcerías	Materia orgánica, alcoholes, aguas de lavado, detergentes y sosa
Alimenticia	Materia orgánica, aguas de lavado, detergentes.
Azucarera	Materia orgánica, fieno azúcar, bicloritos, detergentes
Farmacéutica y Química	Diversos residuos y desechos químicos.
Tencherías	Materia orgánica, taninos, sales de cromo, y sulfuro de sodio.
Metalúrgica	Aceites, soluciones ácidas y alcalinas, óxidos, cianuros y sales.
Aguas Negras	Materia orgánica de origen doméstico.
Fibras sintéticas	Hemicelulosa, glucosa, sosa cáustica, polisulfuros, aceites.
Celulosa y papel	Compuestos químicos diversos, licores sulfatados, sales de lignina, ácido arsénico.
Petroquímica.	Derivados del petróleo, bencenos, toluenos, aldehídos, aromáticos, etc.
Minería	Extracción de metales. Ac. Sulfúrico, sales e metales, carbón, cenizas, arena suelta, etc.
Pesticidas.	Residuos de DDT, aldrin, dieldrin, endrin, lindano, etc.

## V.- EFFECTOS GENERALES DE LA CONTAMINACIÓN EN LAS LAGUNAS COSTERAS Y ESTUARIOS.

Los contaminantes por sus efectos, independientemente de su origen se dividen en:

- 1) Sustancias que Agotan el Oxígeno.
- 2) Sustancias Capaces de Inducir Eutroficación:
- 3) Agentes que Producen Trastornos Biológicos.

Un contaminante puede incluirse en una o varias categorías dependiendo del período de acción, concentración, velocidad de ingreso al sistema, y tolerancia de los organismos con los que interacciona.

Las reacciones que se presentan en las Lagunas Costeras cuando son introducidos los contaminantes, son gobernadas principalmente por los constituyentes mismos del contaminante de tal manera que si se conoce la composición del o los contaminantes puede predecirse en cierto modo los efectos que tendrán sobre las comunidades y el medio ambiente (Botello, 1978).

### 1) Sustancias que Agotan el Oxígeno.

La disminución en la concentración de oxígeno se debe a diferentes contaminantes. Los mecanismos para la disminución en la concentración de oxígeno son disminución de la tasa fotosintética, disminución en la solubilidad del oxígeno, interferencia con la difusión de oxígeno en la interfase aire-agua, incremento en la actividad bacteriana (D.B.O.) y en la oxidación de compuestos químicos (D.C.O.).

La fotosíntesis básicamente puede ser alterada por la disminución de la luz provocada por incremento en la turbidez e ingreso de efluentes coloreados.

Los metales pesados como el Hg en su forma orgánica reduce la tasa fotosintética. Los pesticidas eliminan muchos de los productores primarios del ecosistema Lagunar-Estuarino disminuyendo sustancialmente la fotosíntesis.

La contaminación térmica en ocasiones genera barreras de densidad que impiden la renovación de la capa de agua profunda, produciendo condiciones anóxicas como resultado de una alta D.B.O. de los detritos atrapados en sedimentos y que son ricos en nutrientes (Botello, 1978).

Las altas temperaturas incrementan la actividad bacteriana y con ello, los procesos de oxidación, disminuyendo la concentración de oxígeno.

Las sustancias como el petróleo y sus derivados se adhieren en grandes películas sobre el agua, impidiendo el intercambio de oxígeno con la atmósfera. Un contaminante muy importante es el aceite de desperdicio de los automóviles que es directamente descargado en los afluentes municipales, y que finalmente llega a la costa produciendo dichos efectos.

El petróleo en concentraciones menores de 0.1 ppm inhibe la fotosíntesis, retarda división celular y el crecimiento del plancton (Mironov, 1970; Parker, 1974), lo que es muy importante por el daño a los vegetales y en los cuales se basa la economía energética de los ecosistemas costeros y marinos (Odum, 1972).

### 2) Sustancias Capaces de Inducir Eutrofización.

Como parte de la descomposición de productos orgánicos se producen nutrientes de fósforo y nitrógeno en exceso que inducen una sobre-fertilización llamada eutrofización. Esto destruye la estructura de la comunidad, por la rápida alteración de nutrientes que produce. Se incrementa en forma explosiva la cantidad de plantas oportunistas que reemplazan a las demás. Esta gran cantidad de plantas muere, oxidándose y provocando condiciones de anoxia. Los detritos colan a los organismos bentónicos, eliminando a muchos de ellos.

La sobre-fertilización es una consecuencia de la liberación de aguas sucias no tratadas, desechos de granjas, residuos de animales y vegetales de industrias alimenticias.

Se han observado procesos de eutrofización a partir de contaminación doméstica e industrial en las lagunas de Texas, U.S.A. (Copeland y Wohlsehlan, 1968), y en el medio estuarino los desechos de la agricultura han sido causas directas de un gran florecimiento de algas (Barlow et al., 1967).

### 3) Agentes que Producen Efectos Biológicos.

Comprende a los contaminantes que actúan directamente a los organismos o que interfieren con sus actividades metabólicas y fisiológicas, o que provocan alteraciones genéticas. Estos contaminantes producen daños muchas veces irreversibles en los ecosistemas Estuario-Lagunares. Son compuestos que tienden a acumularse en los organismos a través de la cadena alimenticia, afectando hasta los más altos consumidores, incluido el hombre.



a) Entre estos contaminantes podemos encontrar a algunos pesticidas persistentes, metales pesados, plásticos, temperatura y desechos radioactivos, cuya bioeficacia biológica tiene efectos alarmantes.

Los hidrocarburos halogenados como el D.D.T., aldrin, dieldrin, PCB's, etc. que entran al agua en forma directa por intercambio con la atmósfera, almacenados en organismos, de modo que muchas poblaciones de aves se han extinguido o están por extinguirse y la productividad de los ecosistemas ha sido grandemente reducida (Calvin, 1973) y el poder reproductor de ciertas aves también ha sido afectado (Ratcliffe, 1966; Munster, 1969; Pakal 1970).

Los PCB's se han encontrado en muestras de ejemplares biológicos (Eideman, y Jensen et. al. 1969) siendo producidos actualmente por muchos países para múltiples usos industriales.

El crecimiento de diatomeas se inhibe en presencia de PCB's y en concentraciones de ppb son tóxicos para ciertos crustáceos, moluscos y peces (Duke et. al. 1972; Hansen, 1972).

b) Metales pesados provenientes de diversas fuentes industriales de efectos poco conocidos. Se sabe que se bioacumulan a través de la cadena alimenticia, a este respecto como ejemplo de su toxicidad, el Hg, en su forma inorgánica es poco tóxico, sin embargo en su forma orgánica como metil-mercurio resultó gravemente tóxico en humanos que consumieron peces contaminados en el Japón.

La determinación de los niveles potencialmente tóxicos de los metales pesados es difícil de evaluar dado que las concentraciones naturales de estos elementos en aguas no contaminadas son variables y poco conocidas (Mandelli, 1976).

Los metales producen una serie de alteraciones fisiológicas como desórdenes neurofisiológicos (Lindhal y Selvantham, 1971) alteraciones de la actividad enzimática (Jackim, 1970) efectos teratogénicos, mutagénicos y carcinogénicos, desarrollando parásitos, enfermedades y fallas en la reproducción (Krishteva, 1971).

c) Temperatura. La velocidad de respiración en los organismos se duplica por cada 10 grados de elevación de temperatura, ~~por ello~~, se incrementa la B.O.O., y como consecuencia se agota el oxígeno presente en el agua.

Los efectos de la elevación de temperatura tienden a ser sinérgicos.

Por ejemplo, la carpa tolera concentraciones de 120 ppm de CO<sub>2</sub> a 1°C, pero a 25°C son letales concentraciones de 55 a 60 ppm; efectos similares suceden con otros materiales tóxicos.

La temperatura induce el desove en épocas prematuras, en las cuales los huevos pueden estar inmaduros o ser épocas de escasez de alimentos, lo que produce una baja viabilidad.

d) **Desechos radiactivos.** Tienen efectos letales o mutagénicos, de magnitud variable a través de la cadena trófica.

Análisis de organismos de zonas costeras: Mytilus edulis, Crasostrea virginica, Mya arenaria, fitoplancton y algunas especies de algas-bénticas contenían elementos radiactivos <sup>238</sup>Pu, <sup>239</sup>Pu y <sup>90</sup>Sr, lo que es una prueba concluyente de la liberación continua de desechos radiactivos hacia las costas; también como resultado de bioacumulación de esos elementos por los sistemas biológicos (Noskin et. al., 1972; Wong et. al., 1973; Woodhead, 1973).

e) Los hidrocarburos de petróleo en concentraciones de 0.5 a 10 ppm dañan los órganos de los sentidos alterando la quimiorrección, erosionando y destruyendo las células del epitelio branquial (Birdach et. al., 1975; Scheier y Cairns, 1975).

4) Procesos Sedimentarios y Erosivos.

Los sedimentos acarreados por diversas fuentes al ecosistema acuático disminuyen la penetración de la luz por incremento de la turbidez, con ello disminución de la actividad fotosintética.

Producen asolvamiento de canales de navegación provocando que se efectúen dragados más frecuentes con el consiguiente incremento en la turbidez y erosión de aquellos contaminantes y organismos que se encuentran adsorbidos en los sedimentos.

El petróleo, en pequeñas partículas suspendidas obstruye el sistema respiratorio de organismos bentónicos filtradores (Spooher, 1960; Bloomer et. al., 1970).

En peces, el petróleo cubre sus branquias actuando en forma mecánica impidiendo el intercambio gaseoso con lo cual estos organismos mueren por asfixia (Winnick, 1970).

TABLA II.- PRINCIPALES CONSECUENCIAS DE LA ALTERACION DE LOS SISTEMAS LACUNALES-ESTUARINOS, SEGUN ODUM (1970).

- 1.- Los mecanismos que permiten a los estuarios ser trampas eficientes de nutrientes, también contribuyen como trampas de contaminantes.
- 2.- La destrucción de las áreas productoras de detritos en un estuario, como pastos de pantanos y pastos marinos, reducen drásticamente la productividad del estuario y limitan directamente su potencial para producir especies de importancia comercial.
- 3.- Las cadenas alimenticias en los estuarios son particularmente susceptibles a la interferencia del hombre.
- 4.- Muchos organismos estuarinos viven cerca del límite de sus rangos de tolerancia y pueden ser extirpados por cualquier presión ecológica adicional, como las causadas por la introducción de contaminantes o decremento en la concentración de oxígeno resultante de operaciones de dragado.
- 5.- La estabilización de los sedimentos es importante en un estuario para el ciclo normal de nutrientes, para prevenir el exceso de turbidez en la columna de agua y como áreas de extensivo crecimiento de plantas.
- 6.- En los estuarios normalmente existe un estado natural de eutroficación, con lo cual son vulnerables a cualquier proceso que resulte en un decremento de la concentración de oxígeno.
- 7.- La zona más productiva y de mayor valor en muchos estuarios es la región intermareal, la cual puede ser la más afectada por la construcción de puertos, por la acción de dragado o rellenado.
- 8.- El influjo de agua dulce es necesario para que los estuarios funcionen normalmente, así las regiones de baja salinidad de los estuarios son importantes para la protección de peces juveniles, en vertebrados y producción de ostras. La construcción de presas, diques o el desvío de cauces naturales, llegan a eliminar este aporte con lo cual desaparecen muchas especies.

VI.- EFFECTOS DE LA CONTAMINACION EN LAGUNAS COSTERAS Y ESTUARIOS RELACIONADOS CON EL HOMBRE.

Los efectos de contaminación en Lagunas Costeras y Estuarios son muy variados y repercuten en el humano en diferentes formas.

Disminuyen por ejemplo, el valor recreacional de playas y aguas costeras, producen graves daños a la navegación e instalaciones portuarias, afectan a las pesquerías comercial y deportiva, contaminan y descomponen los alimentos marinos -- que el hombre consume.

El consumo de estos alimentos produce en el hombre una serie de efectos que -- van desde simples diarreas hasta graves cuadros clínicos acompañados por la -- muerte. Por ejemplo, las consecuencias de consumir alimentos marinos contamina-- dos por Pb son pérdida del apetito, mareos, jaquecas, lesiones en el sistema neu-- romuscular, circulatorio y gastrointestinal.

La contaminación en zonas Estuarino-Lagunares afecta directamente a la humanidad pues daña y disminuye los usos y recursos que el hombre obtiene en estas zonas, altera gravemente a los organismos del ecosistema; su deterioro produce graves -- efectos socio-económicos.

Si la humanidad quiere seguirse beneficiando con la obtención de los diversos re-- cursos (renovables y no renovables) que obtiene de las Lagunas Costeras y Estua-- rios y quiere seguir haciendo uso del sin fin de facilidades que le brindan estos ecosistemas debe aprender a vivir armónicamente con ellos.

Es innegable la necesidad de obtener recursos energéticos como los hidrocarburos fósiles cuya extracción de hecho produce alteraciones al ecosistema, sin embargo debe cuidarse que dichos daños sean minimizados actuando con una conciencia eco-- lógica y evitando el descuido y la negligencia.

Lo anterior debe ser aplicable en todos los usos que se le den a las Lagunas Cos-- teras y Estuarios. Es aconsejable efectuar prospecciones ecológicas desarrollando estrategias de vigilancia de la contaminación con el fin de conservar a los eco-- sistemas en la forma menos alterada posible.

VII.- LITERATURA CITADA.

Bardach, J.E., M. Fujiya y A. Holl., 1965. Detergent effects on the chemical :  
 ses of the fish Ictalurus natalis. Science N.Y. 148: 1605-1607.

Barlow, J.P., C. J. Lorenzen y R.T. Myren, 1963. Limnol. Oceanogr. 22(5): 781-7

Blumer, M., G. Souza y J. Sass, 1970. Hydrocarbon pollution of edible shellfish:  
 by an oil spill. Mar. Biol. 5: 195-202.

Botello, A.V., 1978. Presencia de hidrocarburos fósiles en ecosistemas estuarinos:  
 del Golfo de México. Rev. Biol. Trop. 26 (Supl. 1): 135-151.

----, 1978. Hidrología y contaminación en lagunas costeras y estuarios. Princi-  
pios y Métodos en Ecología de Lagunas Costeras. Seminario Latinoamericano  
OEА-UNAM, Centro de Ciencias del Mar y Limnología, 1978.

----, 1982. La Contaminación en el mar. Ciencia y Desarrollo, marzo-abril, -  
 1982/núm. 43/ año VIII.

Calvin, G.J., 1973. Chemistry, Man and Environmental Change. Canfield Press,  
 Harper and Row Publishers, Inc., New York, 472 p.

Copeland, B. J. y D. E. Wahlschlag, 1968. Advances in Waste Quality Improvement  
 University of Texas Press. Austin, Texas.

Darnell, R. M., 1961. Trophic spectrum of an estuarine community based on studies  
 of Lake Pontchartrain, La. Ecology, 42 (3): 557-568.

Day Jr., J. W. y A. Yáñez-Arancibia, "Coastal Lagoons and Estuaries: Ecosystem  
 Approach", Ciencia Interamericana O.E.A., Vol. Esp. Ciencias del Mar, 1981.

Duke, T.W., J. I. Lowe y A. J. Wilson, 1970. A polychlorinate biphenyl (Aroclor -  
 1254) in the water, sediment and biota of Escambia Bay, Florida. Bull. --  
Environ. Contam. Toxicol. 5: 171-180.

Ffyn, E., 1969. Waste Disposal and Pollution in Coastal Lagoons. In.: Ayala Castañ-  
ñares, A. y F. B. Phleger (Eds.). Lagunas Costeras. UNAM-UNESCO, Nov. 28-31,  
1967: 281-290.

Goldberg, E. D., 1976. The health of the Oceans. The Unesco Press. Paris, 172 p.

Gordon, D.C. Jr. y A. Walton, 1972. Marine Pollution Research. Ocean. Sci. Rev.  
2: 67 - 64.

Gundlach, R. E., 1977. Oil Tanker Disasters. Environmental, Vol. 19 (9): 16-27.

Hansen, D. J., 1972. PCB's: Effects on accumulation by estuarine organisms. Environmental Protection Agency. Gulf Breeze, Florida. p. 282-283.

Jackim, E., 1970. Effects of metal poisoning on five liver enzymes in Killifish (Fundulus heteroclitus). J. Fish. Res. Bd. Can., 27: 383-386.

Jensen, S., 1966. A new chemical hazard. New Sci. 32: 612-614.

Jerlenov, A., 1974. Heavy Metals, metalloids and synthetic organics. In: E.D. Goldberg (Ed.). The Sea, Vol. 5, New York, N. Y., Wiley - Interscience.

Lankfors, R.R., 1977. Coastal lagoons of Mexico. Their origin and classification. In: Wiley, M. L. (Ed.). Estuarine Processes. Academic Press, Inc. New York, 2: 182-215.

Lindhal, P.E. y E. Schwanbon, 1971. A method for the detection and quantitative estimation of sublethal poisoning in fish. Oikos 22: 210-216.

Mann, K. H., 1972. Macrophyte production and detritus food chains in coastal waters. Mem. Ist. Ital. Hydrobiol., Suppl. 29:353-383. Proc. IBP-UNESCO Symp. Detritus and its ecological role in Aquatic Ecosystems.

Mandelli, E. F., 1976. Pollution research and monitoring for heavy metals. In: Collected Contribd. IOC/FAO/UNEP. International Workshop on Marine Pollution in the Caribbean and Adjacent Regions. Part of Spain, Trinidad and Tobago. 106-145.

Mc Intyre, J.D., 1973. Toxicity of methyl mercury for steelhead trout sperm. Bull. Environ. Contam. Toxicol. 9: 98-102.

Mee, D.L., 1977. The Chemistry and Hydrography of some tropical coastal lagoons - Pacific coast of Mexico. Ph. D. Dissertation University of Liverpool, England 117 p.

Mee, L.D., 1978. Chemistry in coastal lagoons. In: Riley J.P. and R. Chester (Eds) Chemical Oceanography 6, Chapter 42:441-440. Academic Press Inc., New York.

Mironov, O.G., 1970. Hydrocarbon pollution of the sea and its influence on marine organisms. Helgolander wiss. Meeresunters. 17: 325-339.

Noakin, V. E., V.T. Bowen, K.M. Wong y J. C. Burke, 1972. Plutonium in North Atlantic Ocean Organisms: Ecological relationships. In: D. J. Nelson (Ed.). Radionuclides in Ecosystems. Proc. Third Nat. Symp. Radioecology, May 10-17, 1971, Oak Ridge, Tenn., vol. 2: 681-688.

Odum, E. P., 1972. Fundamentals of Ecology, 3rd Edition, W. Saunders Company, 573 p.

----- and B.J. Copeland, 1974. A functional classification of the coastal ecological systems. In: Odum, H. T., B. J. Copeland and E.A. McMillan (Eds.) Coastal Ecological Systems of the United States. The Conservation Foundation Wash. D. C. and NOAA, 1: 5- 84.

Parker, P.L. y D. Menzel, 1974. Effects of Pollutants on Marine Organisms. In: Deliberations and Recommendations of the NSF/IOOE, Effects of Pollution on Marine Organisms. Workshop, Sydney British Columbia, Canada, Canada, August 11-14, 1974.

Peakall, D.B., 1970. Pesticides and the reproduction of Birds. Sci. Amer., 222 (1): 72-78.

Phleger, F.B., 1969. In: Lagunas Costeras, un Simposio. Mem. Simposio Intern. de Lagunas Costeras. UNAM-UNESCO México, D.F. 1969.

Ratcliffe, D.A., 1957. Decrease in eggshell weight in certain birds of prey. Ibis 99: 208-210.

Scheier, A. y J. Cairns, 1966. Persistence of gill damage in Lepomis gibbosus FOLLOWING A BRIEF EXPOSURE TO ALKYL BENZEN SULFONATE. Nat. Phyl. 1(1): 1-7.

Schelske, C.L. and E. P. Odum, 1962. Mechanisms maintaining high productivity in Georgia estuaries. Proc. Gulf. Caribb. Fish. Inst. 14: 75-84.

Spooner, M. F., 1968. Preliminary work on comparison to icities of some oil spill dispersants and few test with oil and corexit. Mar. Biol. Assoc. 13: 157-162.

Teal, J.M., 1962. Energy flow in the salt marsh ecosystem of Georgia. Ecology, 43 (4): 614-624.

Vernberg, W. B. and Vernberg, 1976. Physiological adaptations of estuarine animals. Oceanus, 19(5):48-54.

Wong, K. M., V. F. Fudge y T. R. Folsom, 1972. Plutonium and Polonium inside of brown algae. Nature 237: 450-452.

Woodhead, D. S., 1971. Levels of radioactivity in the marine environment and the dose commitment to marine organisms. In: Radioactive Contamination of the Marine Environment, p. 499-525. Vienna, International Atomic Energy Agency.

- Wurster, C. F. Jr., 1959. Chlorinated hydrocarbon insecticides and avian reproduction: How are they related? In: M. W. Miller and G. C. Berg (Eds.) Chemical Fallout, Springfield, 111, p. c. Thomas Pub. p. 368-389.
- Yáñez-Arancibia, A. and R. S. Nugent, 1977. The ecological role of fishes in estuaries and coastal lagoons. An. Centro Cienc. del Mar y Limnol. Univ. Nat. Autón. México, 4 (1):107-114.
- Yáñez-Arancibia, A., 1978. Patrones ecológicos y variación cíclica de la estructura trófica de las comunidades neotónicas en lagunas costeras del pacífico de México. Rev. Biol. Trop., 26(Supl.1): 191-210.
- Yáñez-Arancibia, A., 1980. Ecology in the entrance of Puerto Real, Terminos lagoon. II. Discussion on trophic structure of fish community in banks of Thalassia testudinum. In: Cassere P. et. al. (Eds.) Present and Future Research in Coastal Lagoons. II. UNESCO/IABO Tech. Pap. Mar. Sci. 33.
- Yáñez-Arancibia A., 1982. Usos, recursos y ecología de la zona costera. Ciencia y Desarrollo. Marzo-Abril, 1982/Num. 43/Año VIII.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
(MORELIA-10,14 DE ENERO)**

**TRANSPORTE LITORAL**

**OCEANOGRAFO RAFAEL SAENGER FERNANDEZ  
ENERO, 1983**



## TRANSPORTE LITORAL

Es de suma importancia hacer análisis del arrastre de material que se efectúa en una playa, especialmente, si la zona a considerar es la boca de una laguna o de un estuario, o si se planea la construcción de una obra marítima que modifique la configuración costera.

El movimiento de los granos de arena puede darse en dos direcciones: uno normal y otro longitudinal a la playa.

La forma en que los granos se mueven puede ser:

- a) En la zona de lavado y generalmente en zig zag en dirección de la incidencia de oleaje: es por arrastre.
- b) Por corrientes litorales provocadas por/hacia el ángulo incidencia del oleaje y se genera desde la primera línea de rompiente hasta la playa. Se produce en el fondo y por suspensión.
- c) Por corriente de retorno, es en suspensión y hacia el mar.

La cantidad y dirección del transporte se puede evaluar por medio de:

- I mediciones de campo
- II fórmulas
- III modelos

### I) METODOS DE CAMPO

Los métodos directos de medición sirven para ajustar las fórmulas empíricas que se han desarrollado.

Es recomendable efectuar una serie de trabajos previos tales como una batimetría, análisis granulométrico, análisis de vientos locales, observación de oleaje y mareas y medición de corrientes.

Se procura obtener cuantificación del material que se mueve en el fondo como en suspensión a la vez que se toman mediciones de velocidad, graficando líneas de igual concentración y líneas de igual velocidad en perfiles perpendiculares a la costa. Esta medición deberá cubrir como mínimo un año.



## b) Muestreadores y trampas

### a.1) De material en suspensión

Se usan aditamentos que capturen o muestren de agua o solamente el material en suspensión

Los primeros son recipientes de volumen conocido que se cierran a la profundidad deseada.

Botellas Van Dorn

Botellas de Vacío

o por medio de mangueras de succión.

Los segundos son recipientes que se instalan a una profundidad en la que permanecen un cierto tiempo capturando el material que pasa por una abertura de área conocida.

Muestreador Bambú

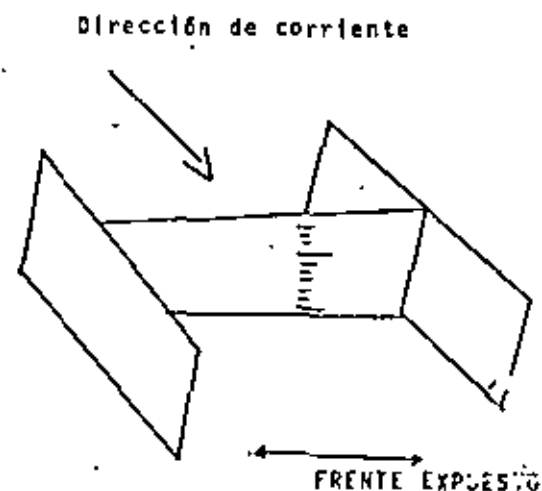
Botella direccional

### a.2) Muestreadores de fondo

Son trampas de volumen conocido que se entierran hasta el borde superior el que es abierto a cierto tiempo y se calcula el tiempo en que acumula ciertos volúmenes de material. Pueden ser tambos de 200 lts.

Escofleras submarinas graduadas.

Son pequeñas estructuras que se sitúan perpendicularmente a la corriente y se mide el tiempo en el que acumulan la arena.



## b) Mediante alteración del prototipo

Otra manera de cuantificar el arrastre es por medio de construcción de obras en la zona de estudio, ya sea por

Espigones ó  
Dragado

b.1) Los espigones deben construirse considerando el ancho de la línea de rompientes. La altura máxima de ola predicha, deben ser impermeables y deben tener una vida útil de un año mínimo.

Se diseñan para que el material transportado, ya sea en suspensión o arrastre de fondo sea detenido.

La cuantificación se logra haciendo batimetrías antes de construirlo y después con lo que se obtienen los volúmenes atrapados.

El método altera las condiciones naturales y solo es costeable si se pretende construir una estructura mayor encima.

La cuantificación es a largo plazo.

b.2) Dragado este método es costoso y funciona como una gran trampa, el volumen se cuantifica mediante batimetrías. El inconveniente es que el material llega de todas direcciones. Se recomienda usarlo en obras ya construidas.

## c) Mediante trazadores.

Los trazadores son partículas de arena obtenidas del lugar de estudio a las que se marca, para poderlas seguir. Son efectivos para informar la dirección de transporte y algunas veces la cantidad de transporte.

Se pueden marcar mediante métodos

Radiactivos ó  
Fluorescentes

La técnica es sembrando los granos marcados y coleccionarlos a tiempos prefijados, sacando así líneas de concentración.

La recolección puede ser superficial usando tarjetas con algún aditivo que se apoyan en el fondo para fijar el material o haciendo núcleos en los que se analizan los trazadores por capas.

El conteo se hace para los fluorescentes visualmente, los radiactivos mediante contador geiger.

Con los dos métodos se pueden realizar siembras simultáneas en unos cambiando el color y en otros las longitud - de emisión de ondas gamma.

Cuando se recupera con núcleos el gasto  $Q$  se puede obtener que:

$$Q = P A V E$$

donde:

$P$  = peso volumétrico

$A$  = Ancho de la zona de transporte se obtiene sacan  
la distancia del diámetro mayor de la curva de iso

conteo de valor menor. Es perpendicular a la trayectoria de los granos.

$V$  = Velocidad de desplazamiento. Se obtiene el centro de la nube de isoconteo de un determinado tiempo. La distancia y el tiempo de la siembra al centro de isoconteo dan la velocidad.

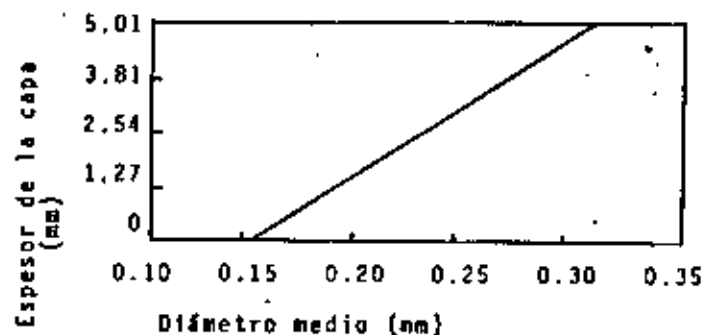
$E$  = Espesor donde se da el transporte. Esta capa de arena se obtiene mediante el conteo en capas de los núcleos. Hay que tener en cuenta que parte de los granos marcados son cubiertos por otros naturales con lo que el espesor de esta capa aumenta.

Espesor de la capa en que se produce el movimiento de fondo.

Si consideramos que solo el material superior de la interface fondo-agua es el que está en movimiento constante se puede suponer que, puede ser más fácilmente removido por el movimiento orbital de las olas.

El criterio de Einstein propone una capa límite igual a 2 veces el tamaño medio de la arena. Este criterio es bueno si no se considera la resuspensión.

El criterio de Ingle propone mediante una deducción empírica la siguiente tabla



El criterio de las concentraciones supone que la totalidad del material en suspensión proviene del fondo. La distribución vertical de dicha concentración la da

$$\text{Espesor} = K \sum_{i=1}^n A R_i C_i$$

K es un coeficiente adimensional

K = 1 si  $C_i$  está en volumen

K =  $\gamma/\gamma_s$  si está en peso

$L_i$ , la distancia para la que la concentración  $C_i$  se mantiene

constante. (vertical)

#### SIHBOLOS

- b = Subíndice que indica fondo
- b = Distancia entre ortogonales contiguas en la zona de rompientes (L)
- $b_o$  = Distancia entre ortogonales contiguas en aguas profundas (L)
- $E_b$  = Eficiencia de transporte de fondo (adimensional)
- g = Aceleración de gravedad ( $9.81 \text{ m/seg}^2 = 32.2 \text{ pie/seg}^2$ ) ( $LT^{-2}$ )
- m = Pendiente de la playa
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- o = Subíndice que indica aguas profundas
- $q_s$  = Transporte litoral a lo largo de la playa por unidad de ancho ( $L^2T^{-1}$ )
- s = Coeficiente adimensional (fórmula de Castanho)
- s = Subíndice que refiere al sedimento
- $C_n$  = Velocidad del grupo de olas ( $LT^{-1}$ )
- D = Diámetro del material
- E = Componente de la energía del oleaje incidente, paralela y por unidad de playa ( $FT^{-1}$ )
- $EC_n$  = Flujo de energía del oleaje en la zona de rompientes



- $H$  = Altura de ola en el punto de observación (L)  
 $H_0$  = Altura de ola en aguas profundas (L)  
 $I_L$  = Transporte litoral expresado en peso sumergido ( $LT^{-2}$ )  
 $K$  = Factor de proporcionalidad (adimensional)  
 $K$  = Coeficiente de rugosidad  $0.004 \leq K \leq 0.010$  (Coutinho)  
 $K_r$  = Coeficiente de refracción (adimensional)  $K_r = (b_0/b)^{1/2}$   
 $L$  = Longitud de onda en el punto de observación (L)  
 $L_0$  = Longitud de onda en aguas profundas (L)  
 $P_{21}$  = Potencia del oleaje transmitida paralelamente a la playa (E/T)  
 $Q_s$  = Transporte litoral expresado en volumen ( $L^3T^{-1}$ )  
 $T$  = Período de oleaje (T)  
 $U$  = Velocidad orbital horizontal en el fondo justo antes de romper la ola ( $LT^{-1}$ )  
 $V$  = Velocidad de la corriente litoral ( $LT^{-1}$ )  
 $W_s$  = Velocidad de caída de las partículas en suspensión ( $LT^{-1}$ )  
 $\alpha$  = Ángulo de incidencia del oleaje  
 $\gamma$  = Peso específico del agua ( $FL^{-3}$ )  
 $\gamma_s$  = Peso específico del sedimento ( $FL^{-3}$ )  
 $\gamma_v$  = Peso volumétrico del sedimento ( $FL^{-3}$ )  
 $\gamma$  = Factor de grupo (adimensional) =  $1/2 \left( 1 + \frac{4nd/l}{\sin \alpha(4nd/L)} \right)$

- $\rho$  = Densidad del agua ( $ML^{-3}$ )  
 $\rho_s$  = Densidad del sedimento ( $ML^{-3}$ )  
 $\theta$  = Ángulo de la pendiente natural del sedimento

## II METODOS EMPIRICOS

La obtención de una expresión matemática que represente el monto del transporte litoral, ha sido a base de correcciones empíricas de coeficientes.

Las investigaciones de este tipo, así como las formulas obtenidas son factibles de corregir y afinar con datos de campo donde se aplican en una área distinta a la que originalmente fueron aplicados. La corrección generalmente es necesaria, ya que las condiciones de tamaño de grano, estadística de la población, densidad y forma de material regimen de oleaje y geomorfología son diferentes.

Las diferentes aproximaciones que se han logrado varían desde las que consideran solamente el oleaje producido localmente, hasta las que consideran corriente litoral, tamaño y forma del grano, oleaje distante etc.

- a) Fórmulas que evalúan el transporte considerando solamente la energía del oleaje.

Este conjunto de formulas consideran el transporte total sin diferenciar si es en suspensión o de fondo y relacionan la energía del oleaje por unidad de longitud de playa con el volumen transportado en un intervalo de tiempo.

Estas formulas se desarrollaron para resolver un problema específico, algunas veces son aplicables sin hacer ajustes, pero es recomendable comparar con mediciones directas del campo y ajustar los coeficientes o los exponentes.

a.1) Cadwell

$$Q_s = 210 E_i^{0.8} \quad (1)$$

$Q_s$  = esta dado en yardas cúbicas por día

$E_i$  = Esta en millones de libras-pie por día y por pie de playa (Fig 1)

Para sistema métrico

$$Q_s = 2068 \left[ H^2 \frac{L}{T} n \sin \alpha \cos \alpha \right]^{0.8} \quad (2)$$

$Q_s$  en  $m^3/día$

$n = 1$  para aguas someras

$n = 1/2$  para profundas

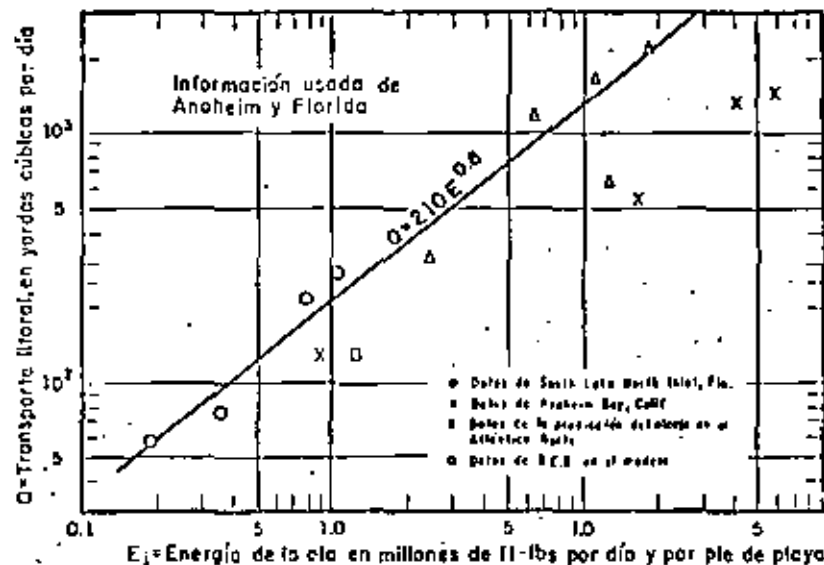


Fig. 1) Relación del transporte litoral a la energía de la ola a lo largo de la costa (Cadwell)

a.2) Coastal Engineering Research Center

El C.E.R.C propuso originalmente una ecuación similar a la anterior (Fig 2 y 3).

$$Q_s = 125 E \quad (3)$$

en la que  $Q_s$  y  $E$  están en las mismas unidades.

Para sistema métrico

$$Q_s = 1819 H_0^2 T K_r^2 \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha \quad (4)$$

Después propusieron una modificación de la formula quedando

$$Q_s = 7.5 \times 10^3 P_{1s} \quad (5)$$

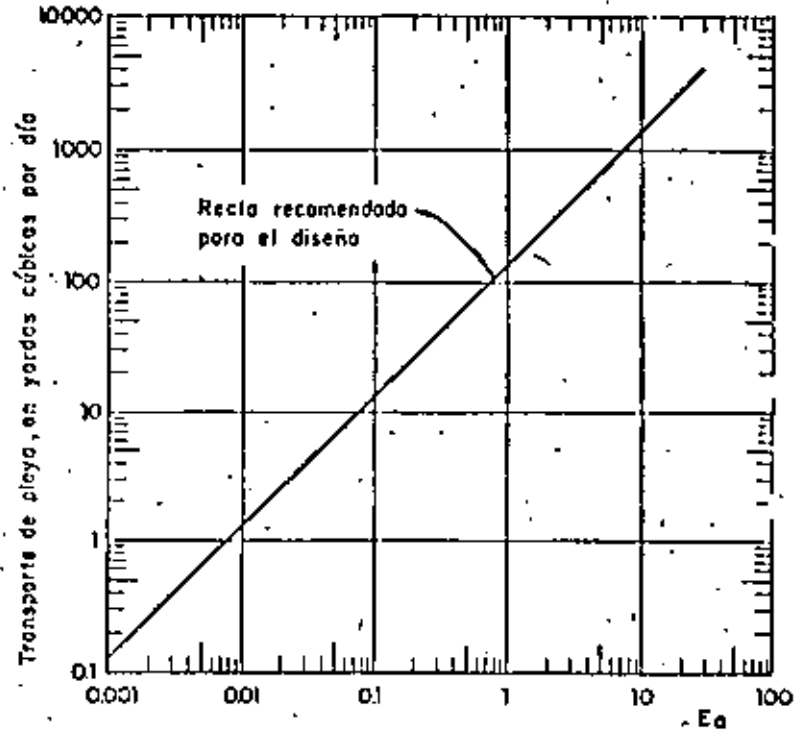
donde  $P_{1s}$  es el factor de flujo a lo largo de la costa (en pies-libra/segundo/pie de playa) y es proporcional al flujo de energía  $P$ , calculado para una onda periódica simple (teoría senoidal)

$$P = EC_g \quad (6)$$

donde

$E$  = energía específica de la ola =  $\gamma H^2/8$

$C_g$  = celeridad de grupo



$E_a$ , componente de energía paralela a la playa en millones de pies x libra por día y por pie de playa

$$E_a = \frac{E_o}{2} (\text{número de olas al día}) (\text{sen } \alpha \text{ cos } \alpha) K_r^2$$

$E_o$ , energía de la ola en aguas profundas

$$E_o = \frac{\gamma H_0^2 L_0}{8}$$

$\alpha$ , ángulo entre el frente de ola y playa en la rompiente

$K_r$ , coeficiente de retrocción

$$K_r = \sqrt{\frac{b_o}{b}}$$

$b_o$ , distancia entre ortogonales contiguas en aguas profundas

$b$ , distancia entre ortogonales contiguas en la rompiente

Fig 2 Relación entre la componente de energía paralela a la playa y el transporte de arena en la misma

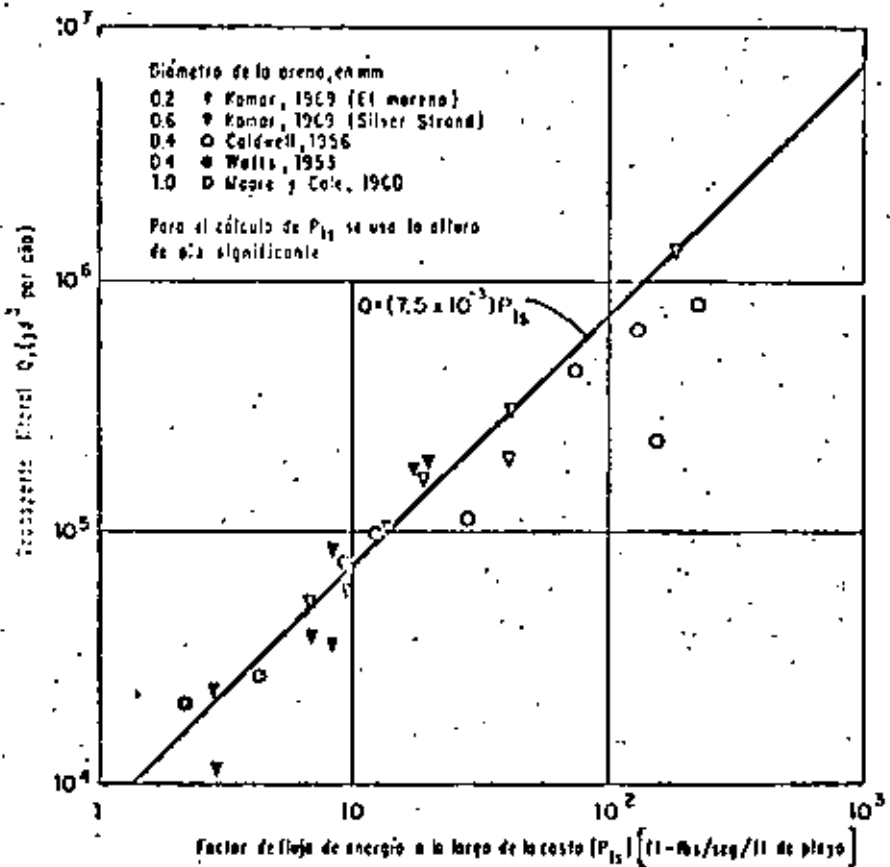


Fig .3a Curva de diseño para la relación del transporte litoral con el factor de flujo de energía. Únicamente se incluyen datos de campo

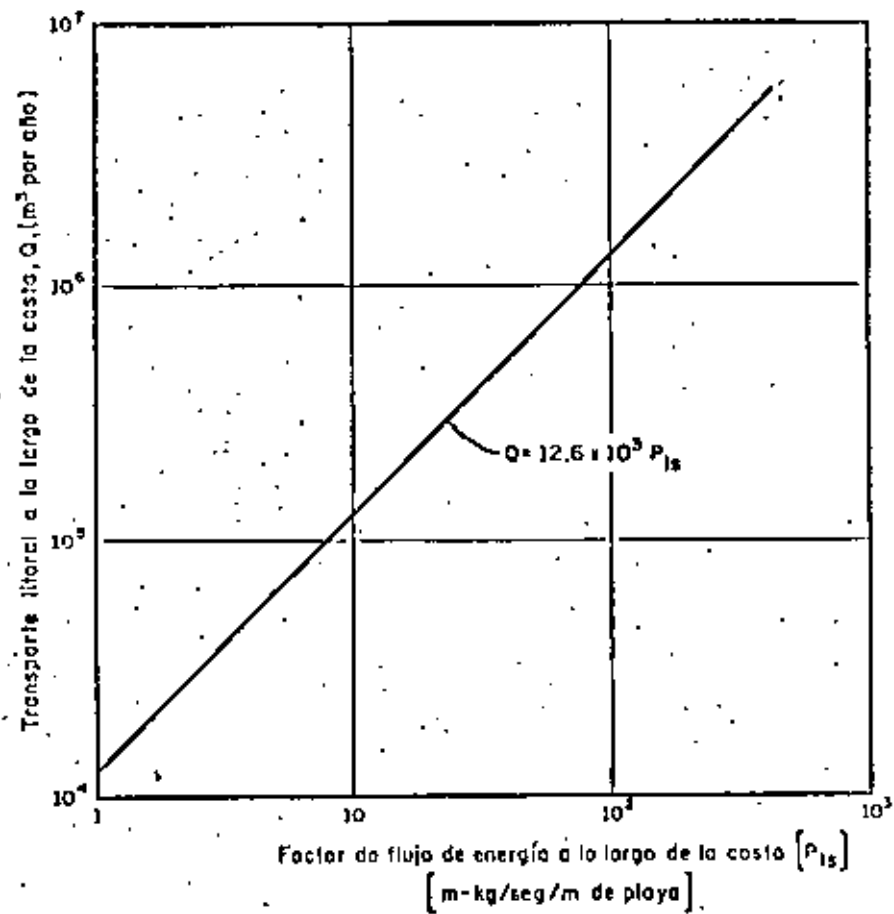
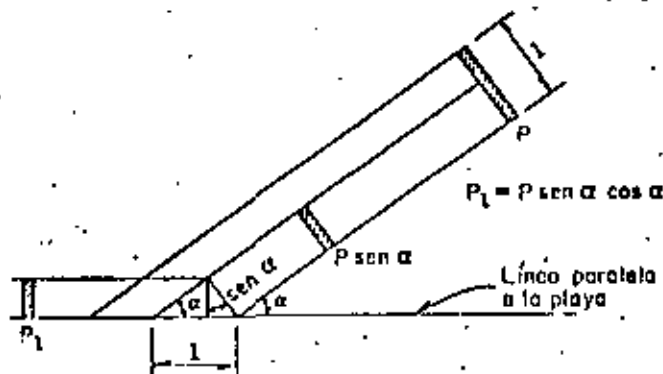


Fig .3b Curva de diseño propuesta por el CERC (1973)

Para el flujo paralelo a la costa  $P_1$  tendremos

$$P_1 = P \cos \alpha \sin \alpha \quad (7)$$



Se debe considerar el lugar donde se midan las características del oleaje para obtener el valor de  $P_1$ , si es en aguas someras (rompientes) o en aguas profundas (antes de la rompiente), para aplicar la teoría senoidal o de la onda solitaria.

La tabla siguiente hace un resumen de la obtención de datos y de la aproximación de teoría de oleaje requerida

Datos medidos	$P$ (pie-libra/seg/pie de playa)	
$H_b, a_b$	$32.1 H_b^{5/2} \sin 2 a_b$	(8)
$H_o, a_o$	$18.3 H_o^{5/2} (\cos a_o)^{1/4} \sin 2 a_o$	(9)
$T, H_o, a_o, a_b$	$20.5 T, H_o^2 \sin a_b \cos a_o$	(10)
$T, H_b, a_o$	$100.6 (H_b^3/T) \sin a_o$	(11)

Al utilizar las ecuaciones (5), (7), y (10) en sistema métrico tenemos

$$Q_s = 3456 H_o^2 T K_r \sin \alpha \cos \alpha \quad (12)$$

Si comparamos (12) con (4) tenemos que el coeficiente es 1.9 mayor en (12)

a.3) Watts

$$Q_s = 240 E^{0.9} \quad (13)$$

a.4) Leu

$$Q_s = KE^{-0.97} \quad (14)$$

Estas expresiones (13) y (14) están en sistema inglés.

a.5) Komar e Inman

$$I_1 = KEC_n \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha \quad (15)$$

El transporte  $I_1$  está en peso sumergido transportado en unidad de tiempo.

K es adimensional e igual a 0.77 lo que facilita el uso en sistema inglés o en métrico

Para convertir  $I_1$  a volumen se usa

$$S_1 = I_1 / (\gamma_s - \gamma) a' \quad (16)$$

donde  $a' = 0.6$

a.6) Castanho

$$Q_s = \frac{P_{11}}{\gamma_y} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s - \gamma} \frac{S}{\tan \theta} \quad (17) \quad (17a)$$

donde

$P_{11}$  = se calcula de

$$P_{11} = 2.2 \gamma H_b^3 \text{ sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_b / T \text{ (onda solitaria)} \quad (18a)$$

$$P_{11} = (\gamma/16) H_b^2 L_b \text{ sen } \alpha_b \text{ cos } \alpha_b / T \text{ (Onda senoidal)} \quad (18b)$$

$s$  = se obtiene de

$$s = 1.93 (107 E - E^2) \text{ sen } \alpha \quad (19)$$

$$E = -1.72 A [(1.72 A)^2 + 1.68]^{1/2} \quad (20)$$

$$A = (m) / (Z \tan \alpha) \quad (21)$$

$m$  = pendiente de la playa

$\delta$  = esbeltez de la onda =  $H_o/L_o$

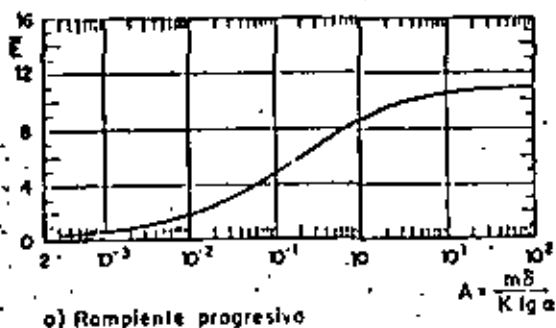
$K$  = rugosidad  $0.004 \leq K \leq 0.010$

o bien  $s$  se puede obtener de la figura 4 obtenido ya el valor de  $A$

a.7) Larras

$$Q_s = K_g H^2 T \text{ sen } (7\alpha/4) \quad (22)$$

$Q_s$  está en  $m^3/\text{seg}$



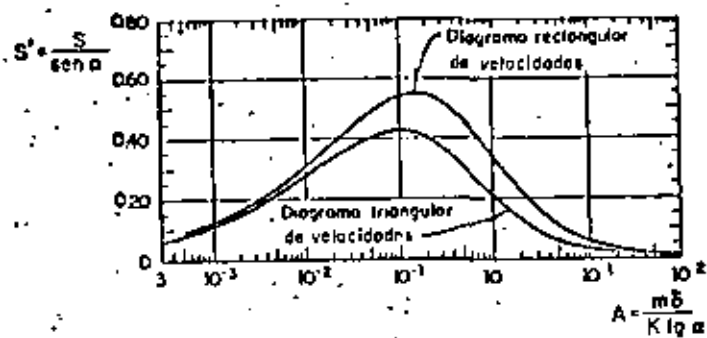
$$K = 1,18 \times 10^{-6} D^{-1/2} L_0 / H_0 \quad (23)$$

dependiendo de la esbeltez de la onda  $\lambda = H_0 / L_0$  expresada en metros y el  $D$  diámetro del material en milímetros.

a.8) Pychkina

$$Q_3 = 1,2 \times 10^{-6} H^2 L (g/D)^{1/2} \sin 2\alpha \quad (24)$$

$Q_3 = a^3 / \text{seg}$  si  $H, L$  y  $D$  están en metros



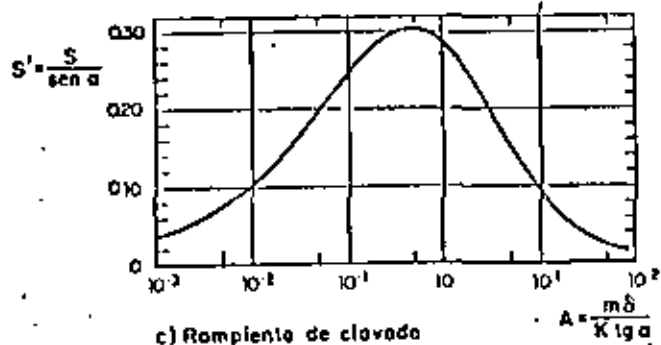
a.9) Bonnefille y Pernecker

$$Q_3 = K \left( \frac{H_0 / L_0}{2,75 D} \right) \frac{H_0^3}{T} \frac{f(\alpha)}{f(20^\circ)} \quad (25)$$

$K$  depende de  $\delta$  y del diámetro se obtiene en la figura 5.

b) Fórmulas que implican las corrientes playeras

La aproximación del oleaje a la playa con un cierto ángulo



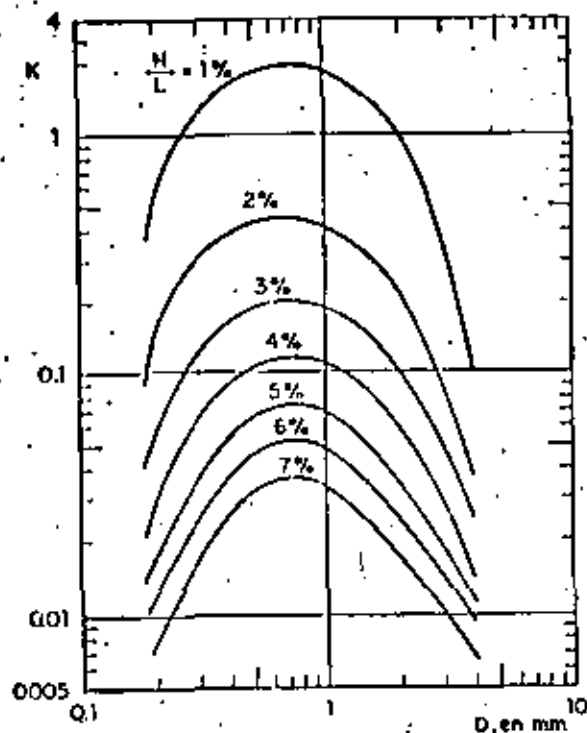


Fig. 5 Factor K de la fórmula de Bonafilla y Pernecker, en función de la relación de esbeltez y del diámetro del material

de incidencia genera una corriente a lo largo de esta y con una velocidad relacionada con la energía del oleaje.

La sola velocidad, descontando el efecto de fondo del oleaje, es capaz de provocar un transporte en el fondo y resuspendiendo el material.

Por otra parte, el oleaje, por su movimiento orbital en el fondo también resuspende y transporta las partículas cada vez que pasa una ola.

Las fórmulas siguientes consideran esto:

b.) Inman y Bagnold

$$I_1 = K' (E C_u)_b \cos \alpha_b \quad v/u_m \quad (26)$$

$K'$  es adimensional e igual a 0.28 lo que facilita el uso indiscriminado del sistema de unidades.

El coeficiente  $K'$  considera

El movimiento orbital es producido por oleaje sin que



se genere transporte neto.

Una corriente que se añade al movimiento orbital si produce arrastre neto.

La energía disipada al poner la arena en movimiento es proporcional a:

El flujo de energía por longitud de playa y a la velocidad de fricción relativa en el fondo en las rompientes.

La velocidad de fricción es proporcional a la componente horizontal máxima de la velocidad orbital cerca del fondo, justamente antes de romper la ola.

$U_m = gH/2 C \cos h [2\pi d/L]$  [27] y se obtiene de la teoría senoidal.

#### b.2 Einstein corregido

$$Q_s = Q_b (1 - T_1 \log_e (33 h/r) + T_2) B$$

El gasto sólido está en  $m^3/\text{seg}$  y se calcula considerando el arrastre de fondo  $Q_b$

$$Q_b = 5 - \{u\tau/p\}^{1/2} \text{Exp} (-0.27\Delta D\gamma/\mu\tau)$$

$$\tau = (1 + (U_0/v)^2/2)\tau_c$$

$$\tau_c = \gamma v^2/c^2$$

$$c = 0.0575 C$$

$I_1$  y  $I_2$  se obtienen de las figuras 6.a y 6.b en función de  $r$  y  $A$

$h$  = profundidad

$r$  = la semialtura de los ripples o rizos

$b$  = ancho de la corriente litoral

$D$  = diámetro de la arena

$\mu$  = coeficiente en el esfuerzo cortante total  $\tau$  debido a los ripples

$\tau$  = esfuerzo cortante total (oleaje y corriente)

$\tau_c$  = esfuerzo cortante por corriente

$\Delta$  = densidad relativa

Fig. 6a. Function  $I_1 = G \frac{Z-1}{(1-A)^2} \int_0^Z \frac{(1-Y)^2}{Y} dY$  in terms of A for various values of Z = 0.40

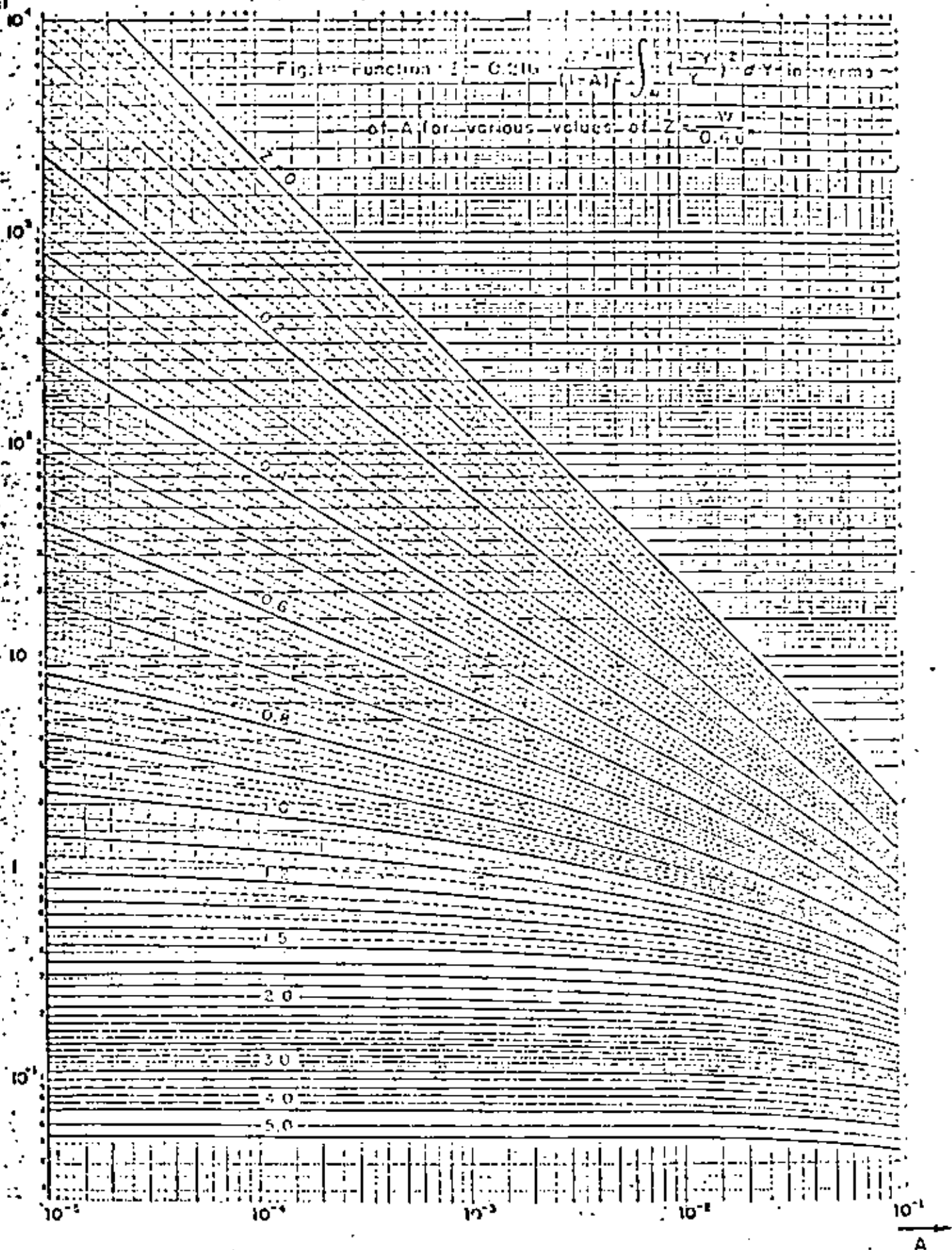


Fig. 6a. Valores de  $I_1$  empleados en el método de Einstein

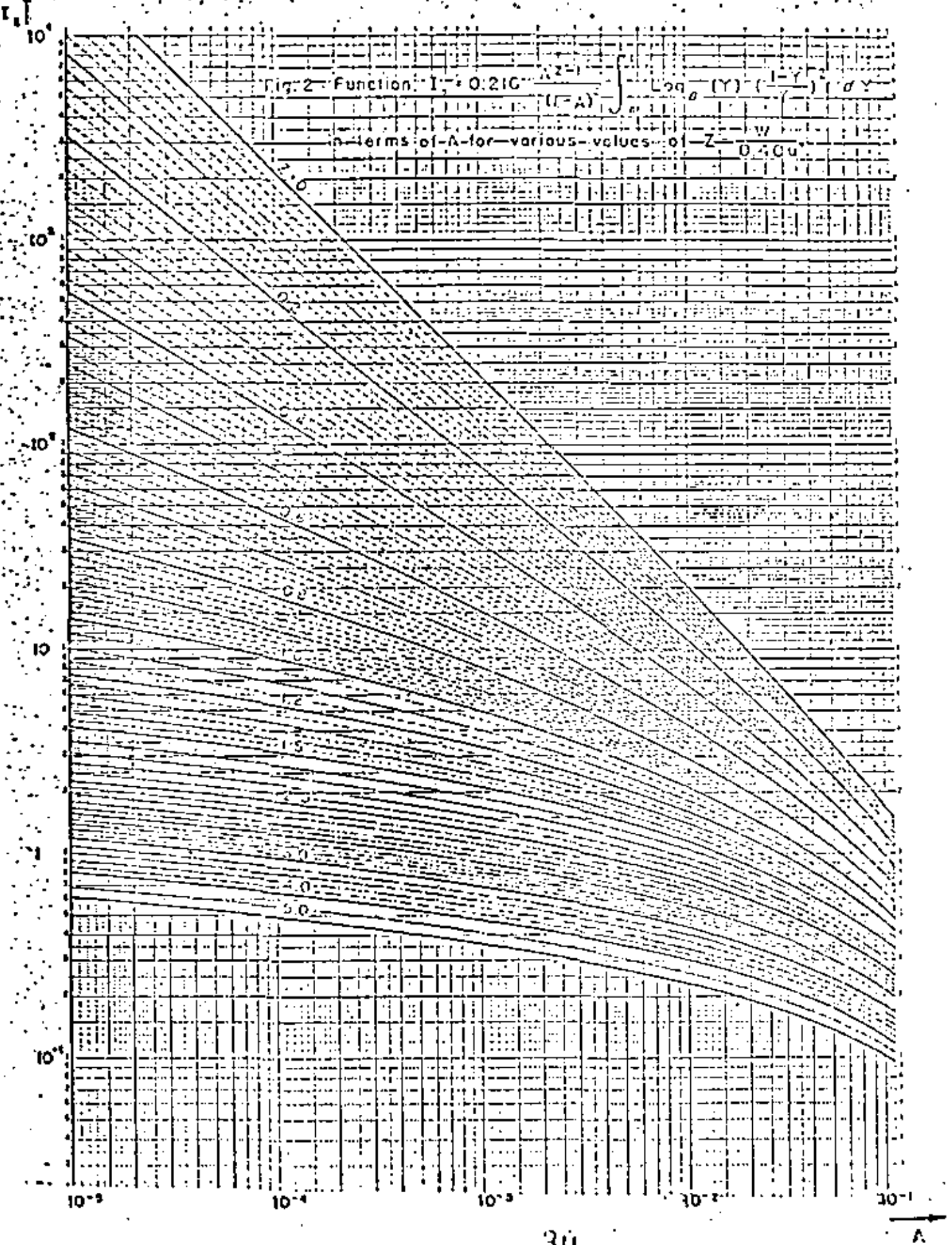


Fig 6b Valores de  $I_2$  empleados en el método de Einstein

- $C$  = coeficiente determinado del coeficiente C. de Chezy  
 $u_0$  = magnitud de la velocidad tangencial en el fondo  
 $v$  = velocidad de corriente  
 $K$  = constante de Von Karman  
 $W$  = velocidad de caída de las partículas  
 $Z = \frac{W}{Kv}$  = exponente de distribución de concentraciones  
 $v_* = (\tau_c/\rho)^{1/2}$  = velocidad del esfuerzo cortante  
 $A = 2D/H$  = Relación entre el grueso de la capa donde hay arrastre y el tirante  $H$ .

c) Formulas que predicen la corriente e incluyen las características de la playa

El grupo anterior de fórmulas supone conocer la velocidad media de la corriente litoral, cosa de difícil obtención

c.1) Eagleson

$$v^2 = 3/8 (g H_b N_b) / d \left( \frac{\sin \alpha \sin \alpha \sin 2\alpha}{f} \right)$$

- $H_b$  = factor de grupo ( $\eta$ )  
 $f$  = coeficiente de Darcy - Weisbach  
 $= (2 \log_{10} (d/H_b) + 1.74)^{-2}$   
 $K_E = 0.65$  &  $0.00093$  si no existe granulometría

c.2) Galvin

$$V = K g m T \sin 2\alpha; \quad K = 1$$

c.3) Brunn

$$V = c'_{\rho} (H_b)^{3/2} = \frac{\sin 2\alpha}{f}^{1/2}; \quad c'_{\rho} = 14.3$$

c.4) Putnam

$$V = (6.97 g s/f (m H_b^2)/T \sin 2\alpha)^{1/3}$$

c.5) Inman y Quinn

$$V = [(0.25 R^2 + (2.28 g H_b)^{1/2} \sin \alpha)^{1/2} + 1/2 R]^2$$

From Conference on Engineering Dynamics of The Coastal Zone  
 Sydney, N.S.W., Australia May 15-18, 1973

## Heuristic Models of Sand Transport in the Surf Zone

By

R. G. DEAN, SC.D.

(Professor of Coastal and Oceanographic Engineering, Coastal and Oceanographic Engineering Laboratory,  
 University of Florida, U.S.A.)

**SUMMARY.** Physical mechanisms are described for both the onshore/offshore and longshore modes of sand transport within the surf zone. The onshore/offshore mode of motion is based on consideration of whether the initial sand suspended during the wave breaking undergoes a net shoreward or seaward displacement as it falls to the bottom. The two important parameters are the wave steepness and ratio of fall velocity to wave period. Using data from three earlier investigators, and choosing one empirical constant, it is found that these two parameters can predict the correct onshore or offshore direction of sand motion in 161 of 164 individual experimental runs. The longshore mode of motion (littoral drift) is considered to be the advection, by the longshore current, of the sand suspended by the breaking waves. The quantity of sand suspended is taken to be an amount which, during its fall to the bottom, consumes a fixed portion of the wave energy flux into the surf zone. The average longshore current is based on the simplest representation by Longuet-Higgins. The resulting expression for littoral drift is quite similar to earlier empirically determined equations; however, the relationship here obtained includes beach slope, sand grain diameter, beach roughness, etc. These models should be useful in beach restoration projects and other coastal engineering projects concerned with sand transport within the surf zone.

### NOTATION

- $A_c$  cross-sectional area of surf zone, taken normal to beach
- $c_s$  volumetric concentration of suspended sand in surf zone
- $C_g$  group velocity of breaking waves
- $C_p$  phase velocity of breaking waves
- $C_D$  drag coefficient for sand grain particles
- $C$  frictional resistance coefficient of bottom within the surf zone
- $D$  sand particle diameter
- $D$  energy dissipation rate by single falling sand grain
- $E_x$  longshore component of energy flux
- $F$  wave energy flux into surf zone per foot of beach length
- $g$  gravitational constant
- $G$  function in littoral drift relationship, see Eq. (8)
- $h_b$  mean water depth at breaking position
- $H_b$  breaking wave height
- $H$  deep water wave height
- $K_1$  constant, representing the fraction of wave energy consumed by falling sand grains
- $L$  deep water wave length
- $s$  slope of beach profile within the surf zone

- $N$  number of suspended sand grains per foot of beach length
- $P$  porosity of sand in place
- $Q_x$  longshore transport of sand
- $S$  suspension distance of sand particles above bottom
- $t$  time required for a sand particle to fall to bottom
- $\bar{v}$  average longshore current in surf zone
- $w$  fall velocity of sand particle
- $W_s$  submerged weight of sand particle
- $\alpha_b$  angle of breaking wave crests relative to bottom contours
- $\beta$  dimensionless suspension distance above bottom
- $\kappa$  one-half the ratio of breaking wave height to depth
- $\pi$  numerical constant, 3.14159 . . . .
- $\rho_s$  mass density of sediment
- $\rho_w$  mass density of water

### 1. INTRODUCTION

An improved understanding of sand transport processes in the surf zone is essential to development of a rational design capability in the nearshore region. Although some empirical relationships have been established to describe this sand motion, the complexity of the phenomena and the difficulty of collecting accurate measurements have prevented satisfactory descriptions

which include all of the relevant factors. The development of the momentum flux concepts by Longuet-Higgins and Stewart (Ref. 1) has provided a very powerful means of evaluating the total shear stress on the sand bottom within the surf zone. Longuet-Higgins (Ref. 2), Eggen (Ref. 3) and Thornton (Ref. 4) have applied these concepts to yield a rational approach to longshore current distribution across the surf zone.

The two modes of sand transport within the surf zone include an onshore/offshore component and also a longshore component. Both laboratory and field measurements have confirmed that the offshore motion occurs during periods of high deep water wave steepness,  $H_0/L_0$ . Offshore motion is characterized by a "storm" profile with the presence of an eroded beach face and an offshore bar. Onshore motion is characterized by a "normal" beach profile and no offshore bar feature. The longshore component of sand transport (or littoral drift) is the combined transport of bed and suspended load components and has been correlated with the longshore component of energy flux.

Coastal engineering projects which require a realistic description of these two modes of motion include: groin and jetty design, beach restoration projects, establishment of new inlets and modeling of coastal phenomena. It appears that the necessary improvements in design capability must be based on a more rational representation of surf zone mechanics and on a better description of wave climate, including directional characteristics.

## 2 ONSHORE/OFFSHORE MOTION

It is well-known that the seasonal variations of representative beach profiles are associated with seasonal variations in wave climate. Specifically, the idealized "winter" or "storm" profile is characterized by a mild foreshore slope and the presence of an offshore sand bar. The idealized "summer" or "normal" profile is of steeper foreshore slope and no offshore bar is present. Field observations and laboratory measurements have indicated that these storm and normal profiles are due to the seasonal changes in wave steepness ( $H_0/L_0$ ) which characteristically occur along much of the shoreline. The storm waves are steeper and tend to erode the shoreface, with the sand being deposited offshore to form the previously mentioned bar. The summer waves are of lesser steepness and, though the action is gradual, will move the sand ashore, thereby restoring the beach to a fuller condition. Laboratory measurements have indicated that the wave steepness transition between summer and winter profiles is approximately  $H_0/L_0 = 0.025$ . For sustained wave steepness conditions greater than this value, a storm beach profile will occur and for sustained wave steepnesses below this value, a normal profile will occur, see Figure 1. Saville has noted (Ref. 5) that for large scale tests, smaller steepnesses than 0.025 may result in a storm profile. Inagaki and Sada (Ref. 6) found that the ratio of wave height to sand grain diameter was also an important parameter.

There are exceptions to the seasonal variations in beach profiles discussed above. For example, along the west coast of Florida, there exist offshore bars which prevail during the entire year. These may be relic bars which are

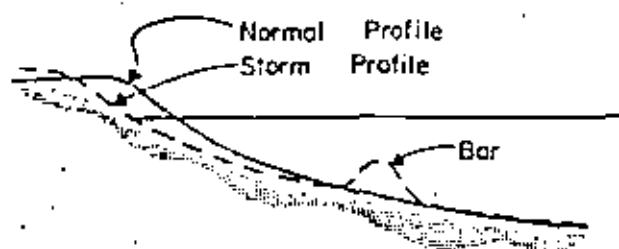


Fig. 1 Idealized storm and normal beach profiles.

the result of extreme storms (e.g. hurricanes) and, for which, the small summer swell is not sufficiently strong to cause onshore motion.

There is no generally accepted explanation for the seasonal variation in beach profile. In fact, no serious qualitative explanations for the phenomena appear in the literature on littoral processes.

In this paper a heuristic description (model) is presented for the onshore/offshore motion of sand. The model is based on considerations of the trajectory of a suspended sand particle during its fall to the bottom as it is acted upon by the horizontal water particle velocity of the wave.

### Qualitative Description of Model

The heuristic model of onshore/offshore motion can be described in very simple qualitative terms. It is assumed that the action of breaking waves is sufficient to place sand into suspension over at least a portion of the water column. After the suspension phase, and during the return of the particle to the bottom, the direction of net horizontal displacement depends on whether the particle is acted upon predominantly by an onshore water particle velocity field or an offshore water particle velocity field. If the fall requires a short time relative to the wave period, then the particle will be acted on predominantly by onshore velocities. If, on the other hand, the fall time is long compared to the wave period, then the predominant water velocity is directed offshore.

In the next section, an attempt will be made to quantify this concept.

### Quantitative Model

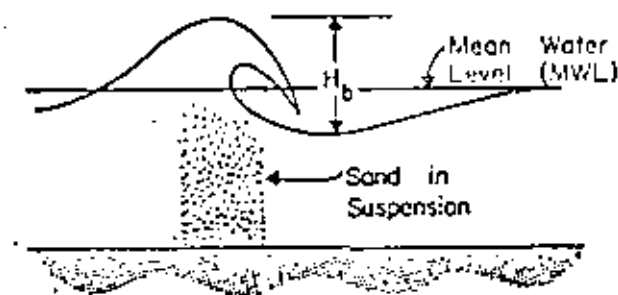
For the formulation, consider that when the wave breaks, a sand particle is placed into suspension to a level,  $S$ , which is proportional to the breaking wave height,  $H_b$  (see Figure 2-a)

$$S = B H_b \quad (1)$$

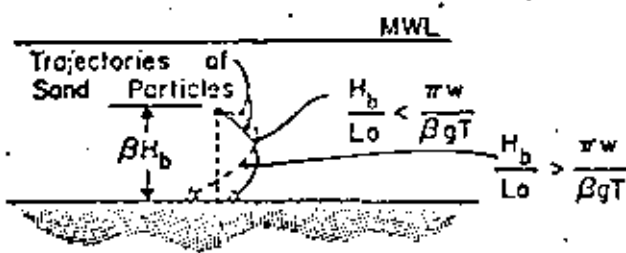
in which  $B$  is less than, but of order unity. The time,  $t$ , required for the particle to settle to the bottom depends on the fall velocity  $w(D)$ , where  $D$  is the particle diameter, i.e.,

$$t = \frac{S}{w(D)} \quad (2)$$

Assuming that the water particle velocity is uniform over depth, if the fall time is less than  $T/2$ , a net onshore water particle motion would



2-a. Suspension Phase at Time of Breaking



2-b. Two Possible Types of Fall Trajectories

Fig. 2 Features of onshore/offshore motion considerations

occur during the fall; if the fall time is greater than  $T/2$ , (but less than  $T$ ) a net offshore water particle velocity would be experienced by the particle during its fall. Combining Eqs. (1) and (2), this is expressed as:

$$\frac{2\beta H_b}{w(D)T} \begin{cases} < 1, \text{ onshore motion} \\ > 1, \text{ offshore motion} \end{cases} \quad (3)$$

which can also be written as

$$\frac{H_b}{L_0} \left( \frac{w(D)}{gT} \right) \begin{cases} < \frac{\pi w(D)}{\beta g T}, \text{ onshore motion} \\ > \frac{\pi w(D)}{\beta g T}, \text{ offshore motion} \end{cases} \quad (4)$$

or

$$\frac{H_b}{L_0} \begin{cases} < \frac{\pi w(D)}{\beta g T}, \text{ onshore motion (normal profile)} \\ > \frac{\pi w(D)}{\beta g T}, \text{ offshore motion (storm profile)} \end{cases} \quad (5)$$

Eq. (5) provides a basis for predicting whether a normal or storm profile will result for given wave conditions and sand with a particular fall velocity. The ratio of importance is the sand particle fall velocity divided by the wave period.

#### Evaluation of Method for Predicting Normal/Storm Beach Profiles

The literature contains the results from a considerable number of wave tank tests to evaluate the normal/storm beach profiles. Most of the available data present the experimental deep water wave steepness,  $H_0/L_0$  rather than the parameter  $H_b/L_0$  and also include the median sand diameter and the wave period. Rather than

calculate  $H_b/L_0$  from  $H_0/L_0$  (which is possible from linear theory), since  $H_0/L_0$  was generally available from the experimental listings, the correlation was based on plotting  $H_0/L_0$  vs.  $(\pi w)/(\beta g T)$  where,  $w$ , the fall velocity was determined from the median diameter for a water temperature of 20° C, see Figure 3. The use of  $H_b$  rather than  $H_0$

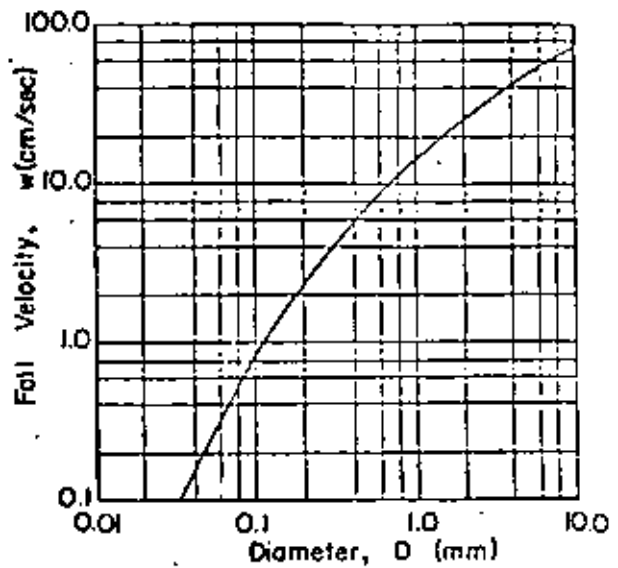


Fig. 3 Fall velocity for a quartz sphere in water at a temperature of 20°C

can be shown to cause some effect in the results, especially for the lower wave steepnesses ( $H_b/L_0$  would be up to 2.5 times larger than  $H_0/L_0$ ).

The data used in the evaluation included those of Iwagaki and Noda (Ref. 6), Saville (Ref. 5), and Rector (Ref. 7). In all, 184 data points were available and  $H_0/L_0$  is plotted against  $(\pi w)/(\beta g T)$  for these data points in Figure 4. These data include wave heights ranging from 0.04 to 5.5 feet and periods ranging from 0.92 to 11.3 sec. As indicated in the legend of Figure 4, the storm profile data points are plotted as solid symbols whereas data corresponding to normal profiles are shown as the open symbols. The correlation of the normal/storm profiles with the two coordinate axis parameters is very evident. The straight line drawn (with a 45° slope) separates the two beach profile types such that only 23 of the 184 (or 12.5%) of the data points are not consistent with the separation of two regions formed by the line. The equation for the line is

$$\frac{H_0}{L_0} = 1.7 \frac{\pi w}{\beta g T} \quad (6)$$

which, if compared to Eq. (5), indicates a value of the dimensionless suspension elevation,  $\bar{z}$ , of 0.6. For a shallow water breaking ratio  $H_b/H_0 = 0.78$ , this corresponds to a suspension elevation of 0.47 based on the mean water depth or 0.29 of the total instantaneous water depth assuming that suspension occurs at the wave crest phase and that the crest displacement is 0.80 of the wave height.

As a final comparison in evaluating the model presented here, it is of interest to determine whether the correlation against only the fall velocity would provide as good a fit as correlation against the parameter  $(\pi w)/(\beta g T)$  used in Figure 4. The data by Saville (Ref. 5 and

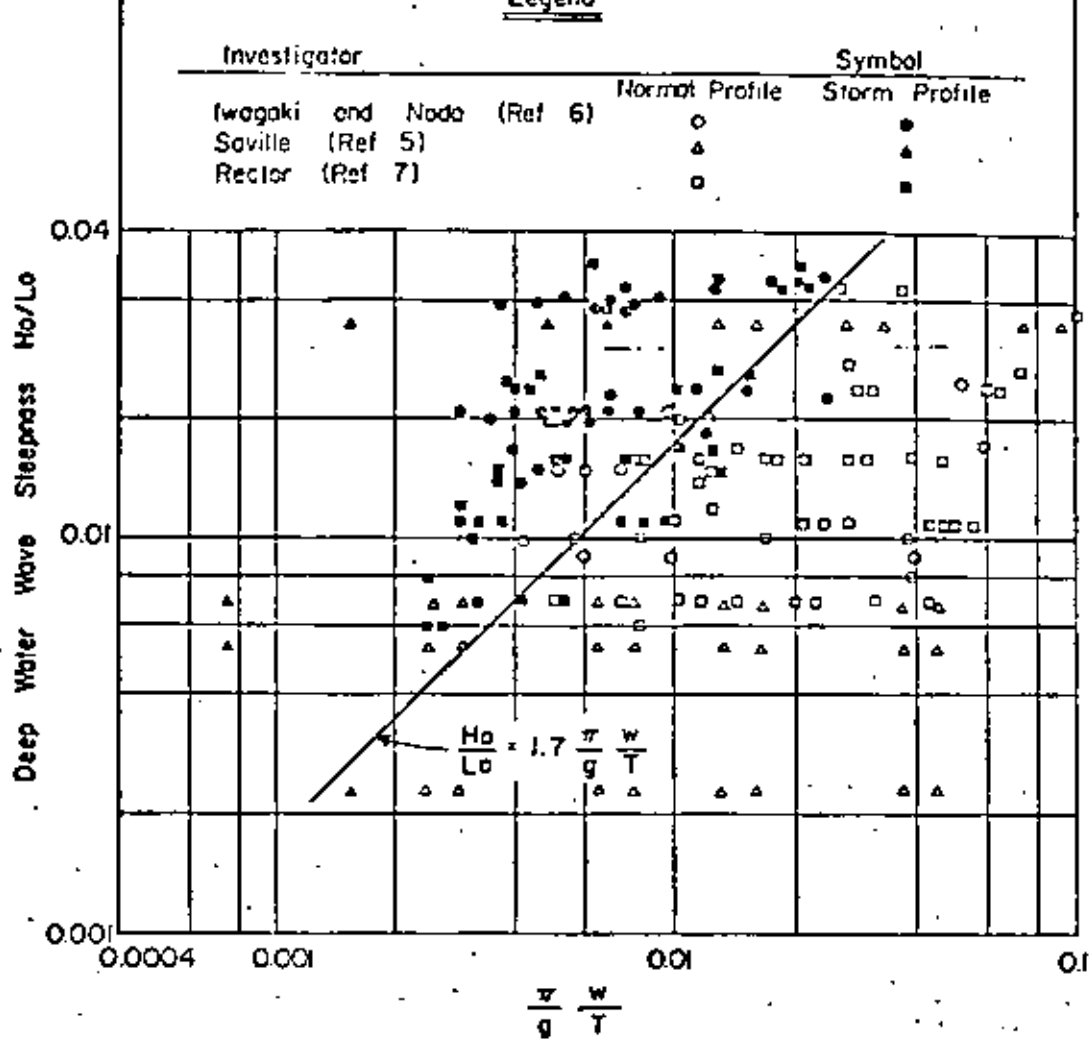


Fig. 4 Classification of normal and storm beach profiles with  $H_0/L_0$  and  $(\pi w)/(gT)$  as parameters

triangle symbols in Figure 4) were carried out in an excellent manner for this determination. Saville collected his data in four groups of different deep water wave steepness; however the nine runs comprising each group were all of the same steepness. Figure 5 presents a plot of Saville's data with the fall velocity,  $w$ , as the abscissa and  $H_0/L_0$  as the ordinate. It is seen that for three of the data groups (those with the smallest  $H_0/L_0$ ), conditions for the two types of beach profiles occur for the same fall velocity. As an overall test of the fall velocity as a correlating parameter, the best straight line that can be drawn in Figure 5 to attempt to separate the storm and normal profile regions will have a minimum of three points which are not in agreement with the regions. By comparison, for the parameter  $(\pi w)/(gT)$ , (Figure 4) using only Saville's data, it is possible to draw a straight line (although different than the one presented in Figure 4 based on all the data) which results in only one point which is not in agreement with the two regions so formed.

It is concluded that, on the basis of data covering wide ranges of wave height, period and sand grain diameter, the heuristic model described is valid and that the type of beach profile (storm or normal) can be predicted reasonably well as a function of the two parameters  $H_0/L_0$  and  $(\pi w)/(gT)$ .

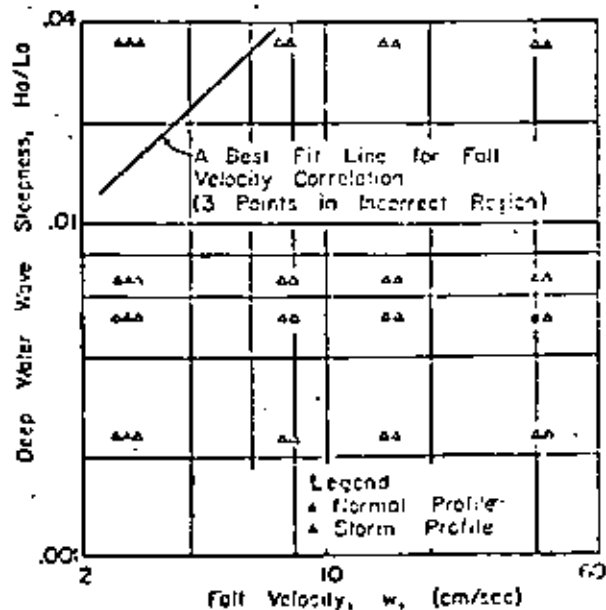


Fig. 5 Test of Fall Velocity as a Correlating Parameter Using Saville's Data (Ref. 5)



In general, the longshore transport of sand (littoral drift) is considered to be composed of suspended load and bed load components. Although the relative quantities transported by each mode are presently unknown, the turbulence associated with the wave breaking process probably results in suspended load being the predominant mode of transport (Ref. 8, page 5). In this section, the suspended load component of longshore transport is regarded as due to the relatively weak longshore currents advecting the sand grains which are in suspension. For the simple model presented here, the concentration of sand in suspension is regarded to be uniform across the surf zone and the total longshore water transport is assumed to be describable by Longuet-Higgins' (Ref. 2, page 6785) simple case of no lateral mixing over a beach profile of uniform slope across the surf zone. The suspended sand concentration is calculated by assuming that a certain fixed percentage of the total energy flux into the surf zone is consumed by the falling grains. It is emphasized that this quantitative model of longshore sand transport is only a first approximation and can be refined considerably. Several of the assumptions could be improved at the expense of additional complexity. The intent here is to present as simple a development as possible while retaining the essential physical processes in their most elementary form.

Appendix I shows that the littoral drift,  $Q_L$ , in cubic yards per day, derived by the method described, can be expressed in terms of the longshore component of energy flux,  $E_a$ , by

$$Q_L = C E_a \quad (7)$$

where  $C$  is defined by Eq. (8) and is a function of  $H_b$ ,  $C$ ,  $n$ ,  $\rho_s$ , and  $D$ , for  $E_a$  in millions of ft-lbs of wave energy entering the surf zone per foot of beach front,

$$C = 34.3 \cdot 10^3 K_1 \frac{\kappa^{1/2} H_b^{3/2} n \cos \alpha_b}{C_g^{1/2} \rho_s (\rho_s / \rho_w - 1) (1 - p) v} \quad (8)$$

The expression for the empirically-determined littoral drift,  $Q_L$ , as recommended by the U. S. Army Corps of Engineers (Ref. 9, page 175) is

$$Q_L = 125 E_a \quad (9)$$

It is noted that Eqs. (7) and (9) are of the same general form except that Eq. (7) includes effects of beach slope,  $n$ , beach frictional resistance coefficient,  $C$ , material (sand) density,  $\rho_s$ , and the particle fall velocity,  $v$ . Also the expression developed here indicates that the littoral drift is proportional to  $H_b^{3/2}$  rather than  $H_b^2$  as empirically determined. The dependence on particle density, fall velocity, and beach characteristics are all plausible and the dependence on particle density is evident from experiments. It is recalled that the constant,  $K_1$ , represents the action of total energy flux into the surf zone that is consumed by the falling sand grains. In order to determine a rough estimate of  $K_1$ , the values given by Eqs. (7) and (9) were equated for the following quantities

$$\begin{aligned} \kappa &= 0.19 & H_b &= 1 \text{ ft.} \\ C &= 0.01 & \rho_s &= 5.27 \text{ slugs/ft}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= 0.03 & v &= 0.076 \text{ ft/sec (corre-} \\ \alpha_b &= 10^\circ & & \text{sponding to } D = 0.2 \text{ mm)} \end{aligned}$$

The value of  $K_1$  so determined is 0.00196, which if the model is valid, indicates that approximately 0.20% of the total wave energy flux into the surf zone is consumed by the falling grains. Assuming that the wave height is the only variable which changes, the variations of  $Q_L$  with  $E_a$  as predicted by Eqs. (7) and (9) are shown in Figure 6.

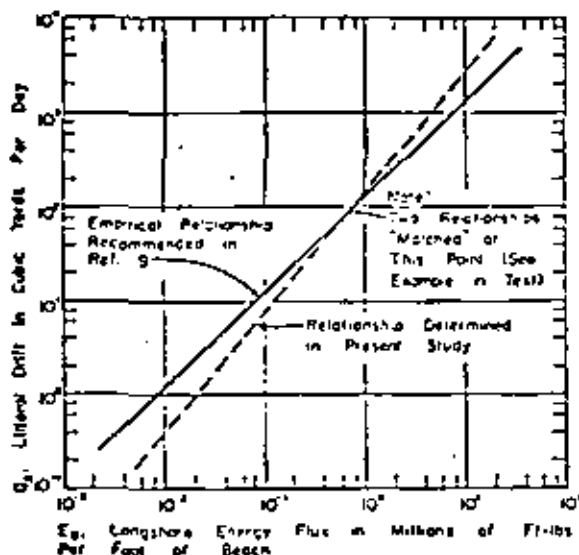


Fig. 6 Comparison of littoral drift relationships

In some respects, the model presented here is similar to one developed by Inman and Boggs (Ref. 10); however, the earlier model indicates that the littoral drift is not dependent on particle diameter. This result would appear to be contrary to the poor performance yielded by full-scale beach restoration programs in which bay sediments of small diameters are utilized.

#### 4 SUMMARY AND CONCLUSIONS

The mechanisms presented for onshore/offshore and longshore modes of sand transport are found to be in general agreement with experimental data and empirically based relationships.

The derived relationship (Eq. 6) for onshore/offshore motion includes one empirical constant and indicates that both the wave steepness and ratio of fall velocity to wave period,  $v/T$ , are important parameters. This appears to explain the observation that small scale experiments yield a determining value of wave steepness of 0.025 whereas a smaller value results from larger scale tests. In order to obtain complete similarity it is also necessary to maintain the ratio  $v/T$  in tests. One application of this relationship for onshore/offshore motion is a better basis for selecting particle sizes for beach fills in order to provide protection during large wave conditions. Secondly, the method provides a rational procedure for realistically modeling beach systems. Although not previously discussed, it is evident that for a given wave height and a range of sand sizes, the model provides an explanation for sorting whereby the coarser particles are transported shoreward and the smaller particles deposit seaward. In the case of a wide range of sand sizes, the bar feature may be

suppressed, and sorting will be the primary effect of wave action.

The equation for littoral drift (Eqs. 7 and 8) is similar in general form to empirically determined relationships. The equation also portrays the role of additional parameters not accounted for in the empirical results, including: beach slope and friction coefficient, sand particle diameter and sand density. One use of the relationship has been to assess, for a beach nourishment project, the relative merits of two sources of sand with differing diameters and costs.

It is hoped that both of the models presented will provide a basis for definitive laboratory experiments and field measurements to assess their validities.

### 5 ACKNOWLEDGEMENT

This study was conducted under the State University System of Florida Sea Grant Project "Nearshore Circulation, Littoral Drift and the Sand Budget of Florida"; as administered by the National Oceanic and Atmospheric Administration, Department of Commerce.

### 6 REFERENCES

1. LONGUET-HIGGINS, M. S., and R. W. STEWART - Radiation Stresses in Water Waves, a Physical Discussion with Applications, *Deep-Sea Research*, Vol. 11, 1964, pp. 529-562.
2. LONGUET-HIGGINS, M. S. - Longshore Currents Generated by Obliquely Incident Sea Waves, Part 1 and 2, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 75, No. 33, 1970, pp. 6778-6801.
3. BOWEN, A. J. - The Generation of Longshore Currents on a Plane Beach, *Journal of Marine Research*, Vol. 27, 1969, pp. 206-215.
4. THORNTON, E. B. - Variation of Longshore Currents Across the Surf Zone, *Proceedings, Twelfth International Conference on Coastal Engineering*, Chapter 18, 1970, pp. 291-308.
5. SAVILLE, T. - Scale Effects in Two Dimensional Beach Studies, *Transactions of the General Meeting, International Association of Hydraulic Research*, 1957, pp. A3-1 to A3-10.
6. IWAGANI, Y., and H. NODA - Laboratory Study of Scale Effects in Two-Dimensional Beach Processes, *Proceedings, Eighth International Conference on Coastal Engineering*, Chapter 14, 1961, pp. 194-210.
7. RECTOR, R. L. - *Laboratory Study of Equilibrium Profiles of Beaches*, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 41, Aug. 1954.
8. SAVILLE, T. - Coastal Regime, Recent U.S. Experience, *Proceedings, Twelfth International Association Conference*, Paris, pp. 1-73, 1969.

9. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS - *Shore Protection, Planning and Design*, Technical Report No. 4, Coastal Engineering Research Center, Washington, D. C., 1966, pp. 169-176.

10. INMAN, D. L. and R. A. BAGNOLD - Littoral Processes, in *The Sea*, Vol. 3, Edited by M. N. Hill, Interscience, 1963, pp. 529-553.

### 7 APPENDIX I - LITTORAL DRIFT MODEL DERIVATION

The littoral drift,  $Q_L$ , is considered as the product of the volumetric concentration,  $c_s$ , of the sand in suspension and the average longshore water transport,  $A_c \bar{V}$ , where  $\bar{V}$  is determined for the simplest case presented by Longuet-Higgins.

#### Suspended Sand Concentration

The suspended sand concentration is calculated based on the assumption that a fixed portion,  $K_1$ , of the energy flux,  $F$ , per unit of beach front is dissipated by falling sand grains. The rate of energy dissipation,  $D$ , due to a single sand grain is the product of the submerged weight,  $W_s$  and the fall velocity,  $v$

$$D = W_s v = \rho_w g \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) \frac{\pi D^3}{6} v \quad (10)$$

Denoting,  $F$ , as the energy flux per foot of beach front into the surf zone, it can be shown from linear wave theory, that

$$F = \rho_w g \frac{H_b^2}{8} C_{EB} \cos \alpha_b \quad (11)$$

The total number,  $N_s$ , of suspended particles per foot of beach front is

$$N_s = \frac{K_1 F}{D} = K_1 \frac{H_b^2}{8} \frac{C_{EB} \cos \alpha_b}{(\rho_s/\rho_w - 1) \frac{\pi D^3}{6} v} \quad (12)$$

and the volumetric suspended concentration,  $c_s$ , is

$$c_s = \frac{N_s \pi D^3}{A_c} = \frac{K_1 H_b^2}{A_c 8} \frac{C_{EB} \cos \alpha_b}{(\rho_s/\rho_w - 1) v} \quad (13)$$

in which  $A_c$  is the cross-sectional area of the surf zone, taken normal to the beach.

#### Average Longshore Current

Longuet-Higgins considered the longshore currents that would result for a profile with linearly increasing depth from shore. The basis for the development was a balance between the total bottom shear stress across the surf zone and the longshore component of momentum flux into the surf zone. The resulting longshore current distributions depended on the shear coupling between adjacent water columns in a direction normal to the beach. For the simplest case examined, the shear coupling was taken as zero, and the longshore variation across the surf zone varied linearly with distance from the shore line, see Figure 7. The average longshore velocity,  $\bar{V}$ , across the surf zone was found to be (Ref. 2, page 6785)

$$\bar{v} = 1.309 \frac{m C_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b}{C} \quad (14)$$

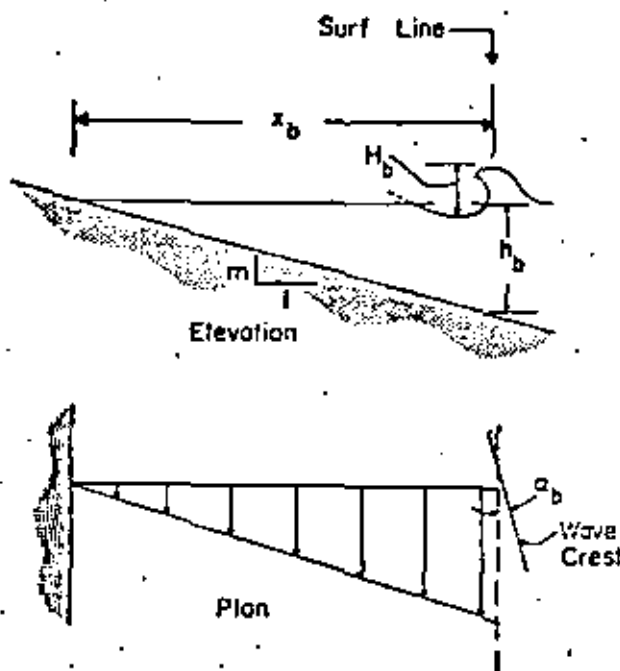


Fig. 7 Longshore Velocity Distribution Across Surf Zone for Case of No Lateral Coupling of Water Columns

#### Littoral Drift

The littoral drift will be expressed for

purposes of later comparison in terms of cubic yards per day and the longshore energy flux,  $E_s$ , in terms of millions of ft. lbs. per day. On this basis, the littoral drift,  $Q_L$ , can be expressed as

$$Q_L = c_m A_c \bar{v} = C E_s \quad (15)$$

in which

$$C(H_b, C, m, \rho_s, w) = 34.3 \times 10^3 K_1 \frac{m^2 H_b^2 C \cos \alpha_b}{C_D^2 \rho_w \left[ \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right] (1 - p) w} \quad (16)$$

or if the fall velocity,  $w$ , is expressed through a balance between the drag force and submerged weight

$$w = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{(\rho_s / \rho_w - 1) g D}{C_D}} \quad (17)$$

the function  $C$ , can then be expressed as

$$C(H_b, C, m, \rho_s, C_D, D) = 29.7 \times 10^3 K_1 \frac{m^2 H_b^2 C_D^2 \cos \alpha_b}{C_D^2 \rho_w \left[ \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right]^{3/2} (1 - p)} \quad (18)$$

This completes the derivation for the littoral drift.

Estudio de Acarreo Litoral

El presente análisis tiene por objeto el llegar a determinar de una manera teórica la magnitud del acarreo litoral.

El profesor Larrás desarrolló una expresión que permite el cálculo del acarreo litoral en una playa arenosa sujeta a transporte playero.

Dicha expresión es:

$$Q_s = K g t H^2 T \sin \alpha$$

en donde:

- $Q_s$  = gasto sólido ( $m^3$ /trimestre)
- $K$  = constante =  $3 \times 10^{-4}$  (Para arena con diámetro medio de 0.25 mm)
- $g$  = aceleración de la gravedad =  $9.81 \text{ m/seg}^2$
- $t$  = tiempo de acción del oleaje en un trimestre (seg)
- $H$  = altura de la ola en la batimétrica = 5 m (m)
- $T$  = período del oleaje (seg)
- $\alpha$  = ángulo de incidencia del oleaje en la batimétrica = 5 m.

Para la correcta aplicación de la fórmula se hacen necesarios los siguientes datos:

- Oleaje y sus porcentajes de incidencia en los diferentes trimestres.
- Diagramas de refracción según las direcciones por tomar en cuenta, considerando los coeficientes de refracción en la batimétrica = 5 m.

El análisis de oleaje realizado, nos permite conocer las direcciones que deberán tomarse en cuenta, así como también los períodos con que dicho oleaje se presenta.

En cuanto a los coeficientes de refracción y por lo tanto las alturas de ola en la batimétrica = 5 m., se hace necesario el trazo de diagramas de refracción, los cuales se realizaron de acuerdo con el procedimiento recomendado por el Prof. J.W. Johnson (1).

---

(1) Oceanographical Engineering. R. L. Hiesel, Prentice Hall 1965.

De los planos que presentan los diagramas de refracción correspondientes a las direcciones N, NE, E, NW: se obtuvieron los siguientes resultados:

Dirección	K <sup>2</sup>	°C	Sentido del avance
N (9 seg)	0.21	9°	E - W
NE (8 seg)	0.0333	30°	E - W
E (8 seg)	0.055	40°	E - W
NW (4 seg)	0.05	25°	W - E
NW (8 seg)	0.133	24°	W - E

A continuación se muestra en forma tabular, la aplicación de la fórmula del Prof. Larriés y los valores obtenidos:

INVIERNO: (ENERO, FEBRERO Y MARZO)

Dirección N (9 seg)

H <sub>0</sub>	H <sub>0</sub> <sup>2</sup>	T seg	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>s</sub>
0.9	0.81	31.0 × 10 <sup>4</sup>	0.17	0.31	434 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	46.6 × 10 <sup>4</sup>	1.53	0.31	5840 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	15.5 × 10 <sup>4</sup>	4.27	0.31	5660 m <sup>3</sup> /trimestre
					Σ 11734 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NE (8 seg)

H <sub>0</sub>	H <sub>0</sub> <sup>2</sup>	T seg	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>s</sub>
0.9	0.81	70 × 10 <sup>4</sup>	0.027	0.866	385 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	70 × 10 <sup>4</sup>	0.243	0.866	1460 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	7.8 × 10 <sup>4</sup>	0.677	0.866	1075 m <sup>3</sup> /trimestre
					Σ 4920 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección E (8 seg)

H <sub>0</sub>	H <sub>0</sub> <sup>2</sup>	T seg	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>s</sub>
0.9	0.81	85.4 × 10 <sup>4</sup>	0.0445	0.985	878 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	62.1 × 10 <sup>4</sup>	0.402	0.985	5780 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	-	0.985	-
					Σ 6658 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NW (8 deg)

No	No <sup>2</sup>	L	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>2</sub>
0.9	0.81	15.5 × 10 <sup>4</sup>	0.108	0.744	393 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	23.3 × 10 <sup>4</sup>	0.971	0.744	3956 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	15.5 × 10 <sup>4</sup>	2.700	0.744	7320 m <sup>3</sup> /trimestre
					Σ 11669 m <sup>3</sup> /trimestre

PRIMAVERA: (ABRIL, MAYO Y JUNIO)

Dirección N (9 deg)

No	No <sup>2</sup>	L	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>2</sub>
0.9	0.81	15.5 × 10 <sup>4</sup>	0.170	0.31	216 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	7.8 × 10 <sup>4</sup>	1.533	0.31	980 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	4.263	0.31	-
					Σ 1196 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NE (4 deg)

No	No <sup>2</sup>	L	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>2</sub>
0.9	0.81	70.0 × 10 <sup>4</sup>	0.027	0.866	385 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	38.9 × 10 <sup>4</sup>	0.243	0.866	1922 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	0.676	0.866	-
					Σ 2307 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección E (8 deg)

No	No <sup>2</sup>	L	H <sup>2</sup>	Sen 2α	Q <sub>2</sub>
0.9	0.81	148.0 × 10 <sup>4</sup>	0.0445	0.982	1520 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	85.3 × 10 <sup>4</sup>	0.402	0.982	7920 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	-	0.982	-
					Σ 9440 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NW (4 seg)

No	$H_0^2$	$t$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_s$
0.5	0.25	$13.2 \times 10^4$	0.212	0.767	250 m <sup>3</sup> /trimestre
1.2	1.44	$5.5 \times 10^4$	1.22	0.767	597 m <sup>3</sup> /trimestre
2.0	4.0	$0.8 \times 10^4$	3.40	0.767	238 m <sup>3</sup> /trimestre
3.0	9.0	-	-	-	-
4.2	17.64	-	-	-	-
					$\Sigma$ 1085 m <sup>3</sup> /trimestre

VERANO: (JULIO, AGOSTO Y SEPTIEMBRE)

Dirección N (4 seg)

No	$H_0^2$	$t$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_s$
0.9	0.81	$7.8 \times 10^4$	0.17	0.31	109 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	$7.8 \times 10^4$	1.54	0.31	983 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	-	-	-
					$\Sigma$ 1092 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NE (4 seg)

No	$H_0^2$	$t$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_s$
0.9	0.81	$70.0 \times 10^4$	0.027	0.866	385 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	$23.4 \times 10^4$	0.243	0.866	1154 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	$7.8 \times 10^4$	0.676	0.866	1070 m <sup>3</sup> /trimestre
					$\Sigma$ 2609 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección E (8 seg)

No	$H_0^2$	$t$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_s$
0.9	0.81	$15.5 \times 10^4$	0.045	0.985	162 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	$46.6 \times 10^4$	0.402	0.985	4336 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	-	-	-
					$\Sigma$ 4498 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NW (4 aug)

$H_0$	$H_0^2$	$L$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_d$
0.5	0.25	$15.5 \times 10^4$	0.213	0.766	297 m <sup>3</sup> /trimestre
1.2	1.44	$0.232 \times 10^4$	1.222	0.766	25.6 m <sup>3</sup> /trimestre
2.0	4.0	-	-	-	-
3.0	9.0	-	-	-	-
4.2	17.64	-	-	-	-
					$\Sigma$ 322.6 m <sup>3</sup> /trimestre

OTOÑO: (OCTUBRE, NOVIEMBRE Y DICIEMBRE)

Dirección N (9 aug)

$H_0$	$H_0^2$	$L$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_d$
0.9	0.81	$46.6 \times 10^4$	0.17	0.31	650 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	$38.9 \times 10^4$	1.54	0.31	4900 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	$7.8 \times 10^4$	4.26	0.31	2740 m <sup>3</sup> /trimestre
					$\Sigma$ 8290 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección NE (3 aug)

$H_0$	$H_0^2$	$L$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_d$
0.9	0.81	$101 \times 10^4$	0.027	0.866	558 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	$7.8 \times 10^4$	0.244	0.866	3860 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	$7.8 \times 10^4$	0.676	0.866	1070 m <sup>3</sup> /trimestre
					$\Sigma$ 5488 m <sup>3</sup> /trimestre

Dirección E (4 aug)

$H_0$	$H_0^2$	$L$	$H^2$	Sen $\alpha$	$Q_d$
0.9	0.81	$101 \times 10^4$	0.0446	0.982	1040 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	$70 \times 10^4$	0.402	0.982	6510 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	1.110	-	-
					$\Sigma$ 7550 m <sup>3</sup> /trimestre



Dirección NW (1 seg)

No	No <sup>2</sup>	L	H <sup>2</sup>	Sen 2a	Q <sub>2</sub>
0.9	0.81	15.5 × 10 <sup>4</sup>	1.108	0.742	292 m <sup>3</sup> /trimestre
2.7	7.3	15.5 × 10 <sup>4</sup>	0.970	0.742	2600 m <sup>3</sup> /trimestre
4.5	20.3	-	2.69	-	-
					Σ 2892 m <sup>3</sup> /trimestre

RESUMEN DEL ACARREO LITORAL

EPOCA	M	NE
INVIERNO	11734 m <sup>3</sup> /trimestre	4920 m <sup>3</sup> /trimestre
PRIMAVERA	1196 m <sup>3</sup> /trimestre	2307 m <sup>3</sup> /trimestre
VERANO	1092 m <sup>3</sup> /trimestre	2609 m <sup>3</sup> /trimestre
OTOÑO	8290 m <sup>3</sup> /trimestre	5488 m <sup>3</sup> /trimestre
SUBTOTALS	22312 m <sup>3</sup> /año	15324 m <sup>3</sup> /año

EPOCA	E	NW
INVIERNO	6658 m <sup>3</sup> /trimestre	11669 m <sup>3</sup> /trimestre
PRIMAVERA	9440 m <sup>3</sup> /trimestre	1085 m <sup>3</sup> /trimestre
VERANO	4498 m <sup>3</sup> /trimestre	323 m <sup>3</sup> /trimestre
OTOÑO	7550 m <sup>3</sup> /trimestre	2892 m <sup>3</sup> /trimestre
SUBTOTALS	28146 m <sup>3</sup> /año	15969 m <sup>3</sup> /año

TOTAL NETO

Dirección E-W	65782 m <sup>3</sup> /año
Dirección W-E	15969 m <sup>3</sup> /año
<b>Acarreo neto</b>	<b>Dirección E-W 49813 m<sup>3</sup>/año</b>

Es decir, que la aplicación del método indicado se obtiene que el acarreo neto en la dirección E-W es de 49813 m<sup>3</sup>/año, valor teórico probable en el que se han tomado en cuenta todos los factores que intervienen en el fenómeno.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO )

O L E A J E

OCEANOGRFO RAFAEL SAENGER FERNANDEZ  
ENERO, 1983

VARIACION A LARGO PLAZO DE NIVEL DE MAR

Consideremos un plano imaginario, definido por un océano ideal cuya superficie no varía, al cual llamaremos nivel de mar.

Este nivel, en un océano real sufrirá una serie de modificaciones que por su duración clasificaremos en variaciones a corto y largo plazo.

Esta clasificación obedece al agente generador, en el cuadro uno aparecen los tipos de ondas y sus causas.

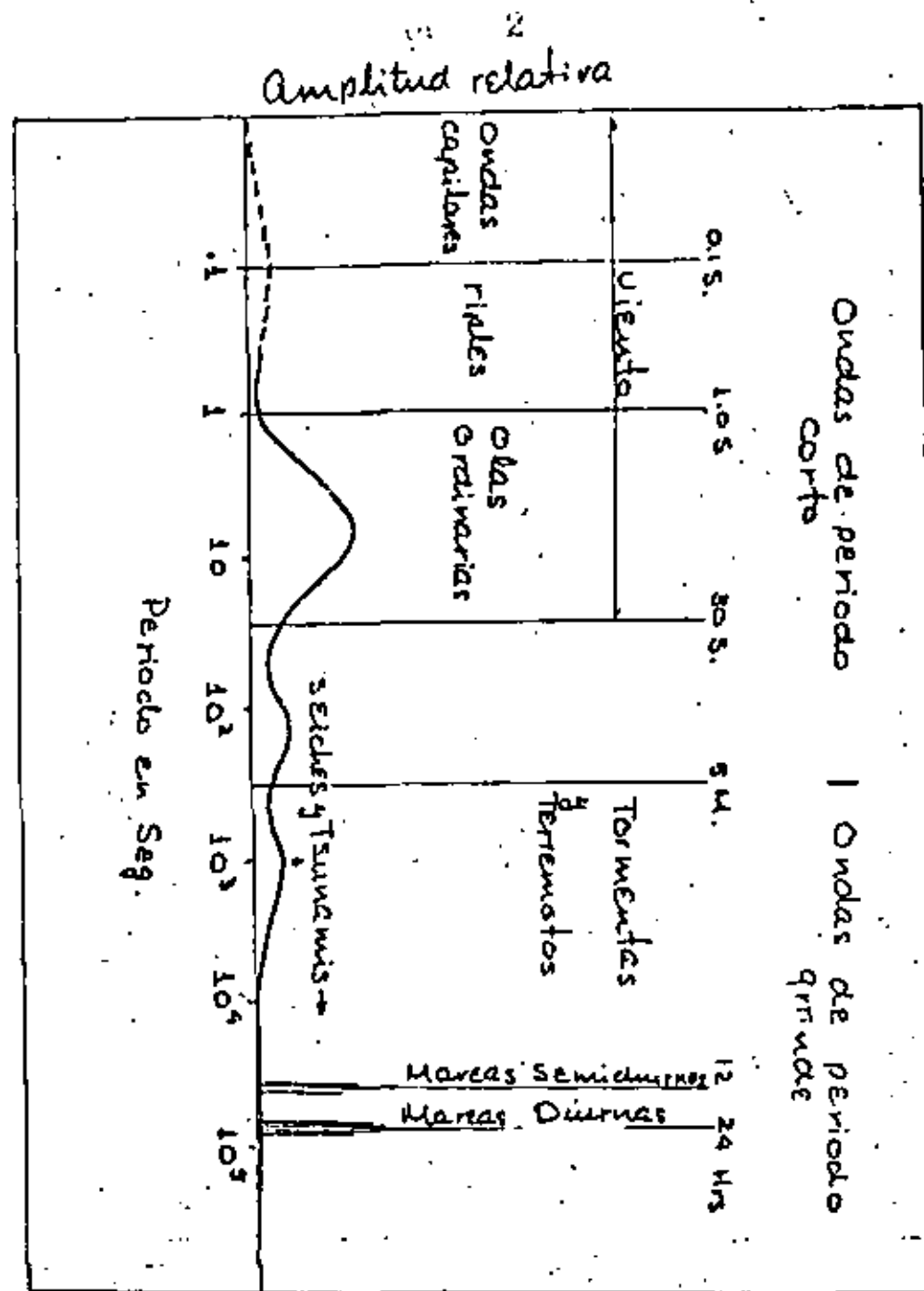
La localización del nivel de mar como plano de referencia requiere del conocimiento de una serie continua de mediciones de la altura del agua, para poder ir filtrando las modificaciones que produzcan ciertos agentes y dejar las modificaciones más constantes y periódicas y sobre éstas estandarizar.

CAUSAS DE VARIACION DEL NIVEL DE MAR

Descartando las variaciones producidas por el viento, fuerza gravitacional, tormentas y terremotos, los factores que intervienen en el cambio estacional o extraordinario del nivel serían:

- a) Factores oceanográficos, como el cambio de densidad de la columna de agua a lo largo del año, debidos a diferencias de salinidad y temperatura.

Para filtrar estos cambios de nivel se puede computar un nivel "estérico" y considerar que cualquier cambio de densidad en la columna de agua sin cambiar de masa



esta regido por:

$$\xi = \frac{1}{g} \int_{P_0}^{P_1} \Delta \rho \, dp$$

donde  $\xi$  es el nivel de referencia o estérico, en cualquier lugar de la columna. Por la presión en este nivel,  $P_0$  la presión atmosférica y  $\Delta \rho$  la anomalía en el volumen específico.

Para hacer estos cálculos se requiere diseñar un nivel estérico inicial y su  $P_0$ , mediante la media de los valores obtenidos anteriormente y de ahí calcular  $\Delta \rho$ .

- b) Factores climatológicos. De este grupo el más importante es la presión barométrica y su efecto se puede considerar que actúa en relación lineal en la superficie del océano.

$$s = a (P_a)$$

Si conocemos los valores medios de la superficie  $\bar{s}$  y de la presión  $\bar{P}_a$  se puede ajustar un coeficiente  $a$  y para un caso dado tendremos:

$$(s - \bar{s}) = a (P_a - \bar{P}_a)$$

- c) Cambios eustáticos - Debidos a aumento en el volumen de agua del océano por deglaciación. Estos cambios son notorios, en cuanto a un incremento de nivel, en las zonas en que la disminución de peso de hielo no provoca reajuste de la corteza terrestre.

- d) Cambios de la corteza. Si los continentes se encuentran en movimiento provocarán un cambio de volumen en las cuencas oceánicas adyacentes y en altura relativa desde el centro terrestre.

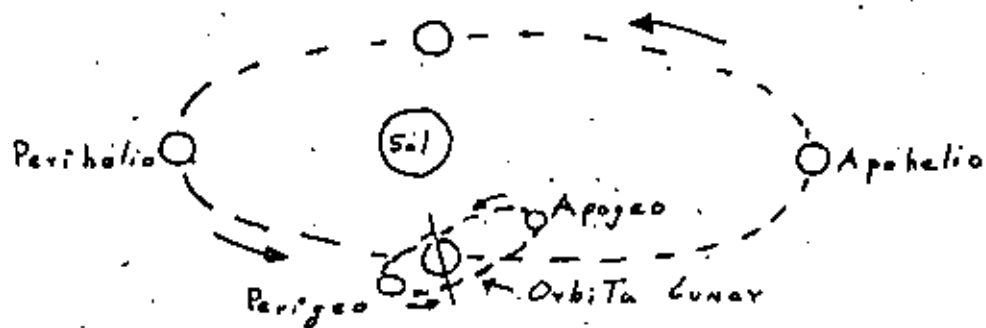
- e) Cambios de las superficies geopotenciales. La asociación del efecto de Coriolis, densidad, localización geográfica y régimen climatológico, produce una superficie geopotencial. Esta superficie puede cambiar de un lugar a otro y por lo tanto se produce una diferencia de niveles de un lugar a otro, por ejemplo el nivel del mar es 0.5 m. más alto en el mar Báltico que en el Mediterráneo.

Las mareas de agua oceánica responden de una manera compleja a las fuerzas generadoras de mareas de la tierra y los cuerpos celestes.

Los efectos de la topografía costera y submarina, la resonancia en bahías y estuarios cambian las características de la marea. Por esto las mareas deben calcularse con los datos que provengan del propio lugar, mediante un análisis de las armónicas y filtrando las diferencias que provengan de otras causas.

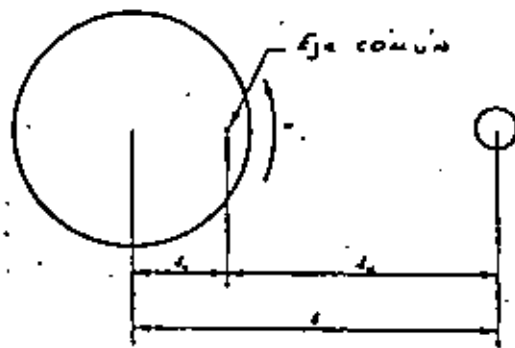
Teoría de equilibrio de las mareas:

Las variaciones de marea significantes se pueden considerar como producto de la posición y movimiento del sistema sol-tierra-luna.



Darwin presentó una teoría de equilibrio de mareas considerando un solo cuerpo generador actuando sobre una lámina de agua en un cuerpo esférico que no gira y analizó la

El sistema tierra-luna estaría girando alrededor de un eje común.



Balace de fuerzas terrestre

Balace de fuerza lunar

$$M_e \omega^2 l_1 = G \frac{M_e M_m}{l^2} \quad (1)$$

$$M_m \omega^2 l_2 = G \frac{M_e M_m}{l^2} \quad (2)$$

La distancia  $l$  sería

$$l = l_1 + l_2 \quad (3)$$

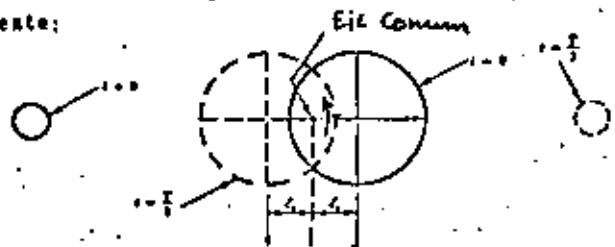
Y estas 3 ecuaciones podemos encontrar la distancia  $l_2$  a la que se encuentra el eje común del centro de la tierra el periodo  $T$  del sistema.

$$l_2 = \frac{l}{1 + \frac{M_e}{M_m}} \quad (4)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{l^3}{G M_e \left(1 + \frac{M_m}{M_e}\right)}} \quad (5)$$

Resolviendo estas ecuaciones se encontró que  $l_a = 4,666$  Km, o sea menor que el radio terrestre y el período es de 27,3 días.

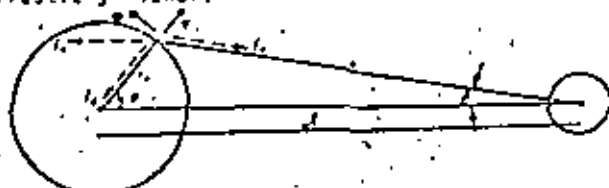
Si este sistema está girando ofrecería un esquema como el siguiente:



A).- La fuerza centrífuga de una unidad de masa de agua dependería de:

$$F_c = \omega^2 l_a$$

y actuaría opuesta a la luna y paralelamente a la línea que uniera los centros terrestre y lunar.



usando ① la ecuación de fuerza centrífuga será:

$$F_c = \frac{G M m}{l^2} \quad \text{②}$$

y puesto que la fuerza atractiva de la tierra es:

$$g = \frac{G M_a}{r_a^2} \quad G = g \frac{r_a^2}{M_a}$$

la ecuación ② quedaría

$$F_c = g \left( \frac{M_m}{M_a} \right) \left( \frac{r_a}{l} \right)^2$$

B).- La fuerza atractiva de la luna  $F_a$  sería siempre hacia el centro lunar.

$$F_a = \frac{G M_m m}{s^2} = g \left( \frac{M_m}{M_a} \right) \left( \frac{r_a}{s} \right)^2$$

$s$  = a la distancia de una partícula de agua hasta el centro lunar.

C).- La fuerza atractiva de la tierra será simplemente:

$$F_g = g$$

Si resolvemos para la última figura en los componentes radial y tangencial tenemos:

$$\begin{aligned} F_r &= -F_g - F_c \cos \theta + F_a \cos (\theta + \beta) \\ &= -g + g \left( \frac{M_m}{M_a} \right) r_a^2 \left[ \frac{\cos (\theta + \beta)}{s^2} - \frac{\cos \theta}{l^2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_\theta &= F_c \sin \theta - F_a \sin (\theta + \beta) \\ &= g \left( \frac{M_m}{M_a} \right) r_a^2 \left[ \frac{\sin \theta}{l^2} - \frac{\sin (\theta + \beta)}{s^2} \right] \end{aligned}$$

Aproximando y quitando los términos que no tengan un valor representativo.

$$F_r = g$$

$$F_0 = -\frac{3}{2} g \left( \frac{M_m}{M_e} \right) \left( \frac{r_e}{l} \right)^3 \sin 2\theta$$

Superficie de equilibrio:

La superficie resultante  $\eta$  para cualquier punto estaría dada por:

$$\frac{d\eta}{dx} = \frac{d\eta}{r_e d\theta} = -\frac{F_0}{F_r} = -\frac{3}{2} \left( \frac{M_m}{M_e} \right) \left( \frac{r_e}{l} \right)^3 \sin 2\theta$$

integrando

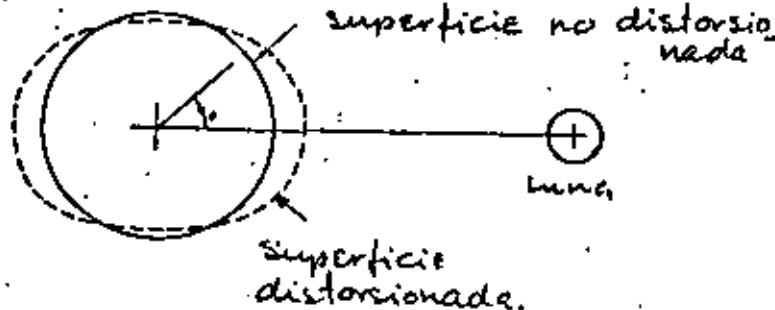
$$\eta = \frac{r_e}{4} \left( \frac{M_m}{M_e} \right) \left( \frac{r_e}{l} \right)^3 (3 \cos 2\theta + C)$$

$C$  es la constante de integración que determina la cantidad de agua necesaria para encontrar la superficie de equilibrio, como debe de ser la misma cantidad antes y después de la deformación  $C = 2$

La ecuación representa un esferoide con su eje mayor hacia la luna.

El valor máximo de  $\eta$  ocurre para  $\theta = 0^\circ$  y  $180^\circ$   $\eta = 0.5373 \text{ m.}$

y el mínimo para  $\theta = 90^\circ$   $\eta = -0.1786 \text{ m.}$



Si la luna gira sobre el plano ecuatorial de la tierra y considerando un punto de observación a una latitud,  $\phi$ , debemos proyectar el punto de observación al plano ecuatorial.

$$x' = r_e \cos \phi \cos \lambda \quad x' = \text{proyección}$$

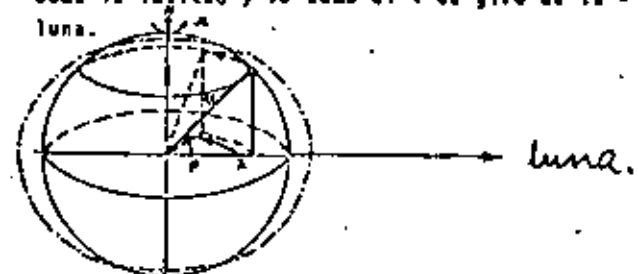
$$\cos \theta = \frac{x'}{r_e} = \cos \phi \cos \lambda$$

$$\cos 2\theta = 2 \cos^2 \theta - 1$$

$$\eta = \frac{r_e}{4} \left( \frac{M_m}{M_e} \right) \left( \frac{r_e}{l} \right)^3 (3 \cos^2 \phi \cos^2 \lambda - 1)$$

$\eta$  define cualquier  $\phi$  y  $\lambda$

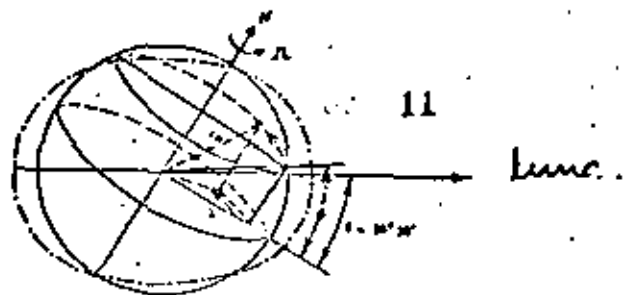
$\phi$  como la latitud y  $\lambda$  como el  $^\circ$  de giro de la luna.



Si la luna gira en un plano diferente al ecuatorial.

$$\eta = \frac{r_e}{4} \left( \frac{M_m}{M_e} \right) \left( \frac{r_e}{l} \right)^3 [ (3 \sin^2 \phi \sin^2 \delta - 1) + \frac{3}{2} \sin 2\phi \sin 2\delta \cos \lambda + 3 \cos^2 \phi \cos^2 \delta \cos^2 \lambda ]$$

donde  $\delta$  es la declinación lunar en el plano ecuatorial, -- siendo la máxima  $28^\circ 30'$ .



Las mareas se desplazan en las cuencas oceánicas con una velocidad dependiente de la profundidad.

Si  $T_n$  es el "Período Natural" de una cuenca considerado como el tiempo necesario para recorrer 2 veces la cuenca a una celeridad  $\sqrt{g h}$

tendremos para el Océano Atlántico

$$\begin{aligned} \text{largo } S &= 2.2 \times 10^7 \text{ ft} \\ \text{prof. media } \bar{h} &= 12,900 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{2S}{\sqrt{g \bar{h}}} = 68.7 \times 10^3 \text{ seg} = 19 \text{ horas}$$

Para el Pacífico

$$\begin{aligned} \text{largo } S &= 5.1 \times 10^7 \text{ ft} \\ \text{prof. media } \bar{h} &= 14,040 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$T_n = 42 \text{ horas}$$

Las distancias y profundidades son ecuatoriales.

12

### Elevaciones y Corrientes de Mareas en un canal.

El efecto de rotación provoca que una onda progresiva en un canal genere corrientes transversales aparte de las elevaciones y corrientes longitudinales.

Para un canal de geometría regular y aplicando las ecuaciones de continuidad, movimiento, considerando Coriolis y condiciones frontera.

Las elevaciones y las corrientes laterales y longitudinales se regirán por:

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \eta_0 \cos(\sigma t - kx) \\ u &= U_0 \cos(\sigma t - kx) \\ v &= V_0 \sin(\sigma t - kx) \end{aligned} \right\} \textcircled{1}$$

siendo  $\eta$ ,  $U$  y  $V$  funciones de  $y$  y la frecuencia rotacional  $\sigma$  se considera la de la marea y  $k$  se determina de:

$$\textcircled{2} \quad \frac{\sigma}{k} = \frac{L}{T} = C = \sqrt{g \bar{h}} \quad \text{como aproximación}$$

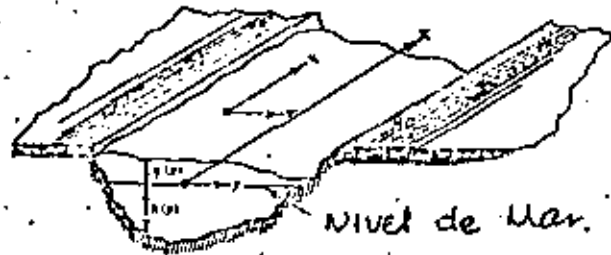
$$\bar{h} = \text{prof. media}$$

esta aproximación funciona si la relación

$$\sigma^2 b^2 / g h_0 \text{ es pequeña.}$$



es el semi-ancho del canal y  $h_0$  es la profundidad de referencia.



Corrientes:

Si de las ecuaciones ① suponemos que:

$$v = \mu/2 \quad \text{y siendo} \quad z = 0$$

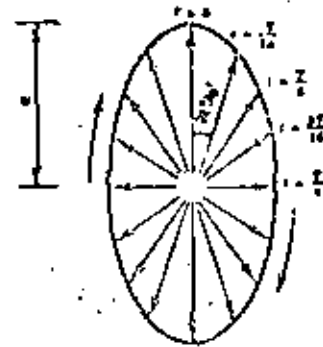
las corrientes transversales y longitudinales

$$\left. \begin{aligned} \frac{u}{\mu} &= \cos \sigma t \\ \frac{v}{\mu} &= \frac{1}{2} \sin \sigma t \end{aligned} \right\} \text{②}$$

simplificando

$$\left(\frac{u}{\mu}\right)^2 + \left(\frac{v}{\frac{1}{2}\mu}\right)^2 = 1 \quad \text{③}$$

esta ecuación representa una elipse.



Esto significa que las corrientes de marea varían con el tiempo de dirección y magnitud.

Asimismo varía la excentricidad elíptica con la profundidad a tiempos iguales en un punto.

Efecto de la Configuración terrestre.

Si se están generando alturas debido a la fuerza atraccional de los cuerpos celestes deben generarse alturas iguales al mismo tiempo. A la vez se puede pensar que habrá lugares donde se presente la máxima altura en tiempos distintos.

Las líneas que unen las líneas de igual altura son líneas de co-rango.

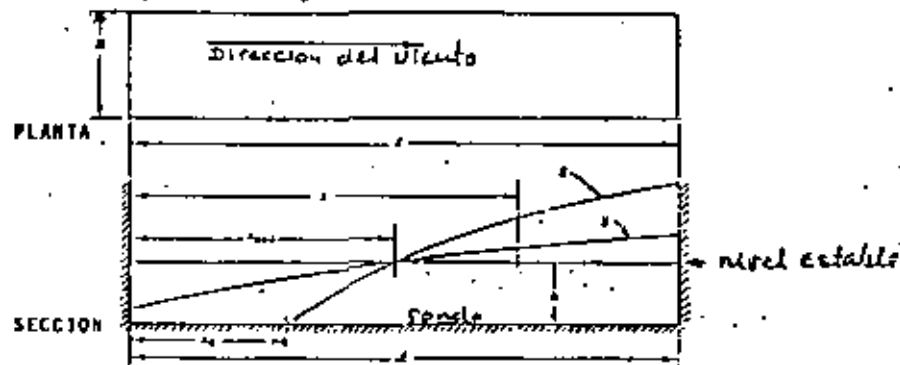
Las de igual tiempo son líneas cotidales.

MAREA DE TORRENTE

Los problemas de elevación de nivel por efecto de tormentas se pueden dividir en varios casos y considerarlos como sigue:

- A).- Lagos cerrados y presas.
  - 1. Canal rectangular y de profundidad constante.
  - 2. De forma regular.
  - 3. De forma semiregular.
  - 4. De forma muy irregular.
- B).- Fuera de la costa o en la Plataforma Continental.
  - 1. Fondo de profundidad constante.
  - 2. Fondo de pendiente constante.
  - 3. Perfil de fondo ligeramente irregular.
  - 4. Perfil de fondo irregular.
- C).- En la línea de costa.
  - 1. Línea de costa regular.
  - 2. Línea de costa algo irregular.
  - 3. Línea de costa con salientes.
- D).- Entre relieves de la topografía costera.
  - 1. Barreras naturales bajas
  - 2. Barreras naturales medias
  - 3. Barreras naturales altas.
- E).- Bahías y Estuarios Abiertos
  - 1. Entrada seguida de un cuerpo de agua grande y con movimiento libre del agua.
  - 2. Entrada seguida de un cuerpo de agua pequeño y con movimiento libre del agua.

3. Entrada pequeña o suficientemente obstruida para impedir el flujo de marea.



- A).- Lagos cerrados y Presas.
  - 1. Canal rectangular y de profundidad constante.

Para viento de velocidad constante y paralelo al eje del canal Hollstrom, Langhaar Venligan, proponen ecuaciones como las siguientes:

$$\textcircled{1} \quad \frac{dz}{dx} = \frac{(\tau_s + \tau_e)}{\rho g (h+s)} \quad (\text{angulo de la sup. del agua})$$

$$\textcircled{2} \quad \int_0^L (h+s) dx = Lh \quad (\text{conservación de volumen, fondo no expuesto}).$$

$$\textcircled{3} \quad \int_0^L (h+s) dx = Lh \quad (\text{fondo expuesto})$$

donde  $S$  es el aumento de nivel por viento  $x$  la distancia horizontal,  $T_s$  esfuerzo del viento,  $T_f$  esfuerzo en el fondo,  $h$  la profundidad del agua,  $l$  largo del canal,  $x_0$  el largo de la superficie expuesta.

En forma empírica se ha calculado para:

$$T_s / \rho g = 3.0 \times 10^{-6} \mu^2 / g$$

y que

$$T_f / T_s \approx 0.1$$

por lo que la ecuación (1) quedaría

$$\frac{dS}{dx} = \frac{K \mu^2}{g(h+S)} \quad (3)$$

donde  $K = 3.3 \times 10^{-6}$  y  $\mu$  la velocidad del viento.

Para cuando el fondo no se expone  $x_0 = 0$  la ecuación 2a se usa para encontrar la constante de integración para la ecuación 1.

Para el fondo expuesto la constante será  $x_0$  mientras que el aumento de nivel entre  $x=0$  y  $x_0=x$  será  $S = -h$

El punto nodal ( $x = x_{nodal}$ ,  $S = 0$ ) se regirá por:

$$\frac{x_{nodal}}{l} = 1 - \frac{S_{max}^2 + 2 S_{max} h}{2K \mu^2 l} \quad (4)$$

cuando  $S = S_{max}$  en  $x = l$

TABLA PARA FONDO NO EXPUESTO

$\frac{xU^2l}{gh^2}$	$\frac{x_{med}}{l}$	$x/l$ 0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Values of $S/h$ corresponding to $x/l$ and $\frac{xU^2l}{gh^2}$												
.201	.492	-.101	-.082	-.060	-.039	-.018	.002	.021	.041	.060	.079	.097
.209	.492	-.109	-.086	-.063	-.041	-.019	.002	.022	.043	.063	.082	.101
.218	.491	-.114	-.089	-.066	-.043	-.020	.002	.024	.045	.065	.086	.105
	.491	-.119	-.094	-.069	-.045	-.021	.002	.025	.047	.068	.089	.110
.239	.490	-.125	-.098	-.072	-.047	-.022	.002	.026	.049	.072	.094	.115
.251	.489	-.132	-.103	-.076	-.049	-.023	.003	.027	.052	.075	.098	.121
-.265	.488	-.137	-.107	-.080	-.051	-.024	.003	.029	.054	.079	.104	.127
	.488	-.147	-.115	-.084	-.054	-.025	.003	.031	.058	.084	.109	.134
	.488	-.157	-.122	-.089	-.057	-.026	.004	.033	.061	.089	.116	.142
.315	.487	-.167	-.130	-.095	-.061	-.028	.004	.035	.065	.094	.123	.150
.337	.485	-.180	-.140	-.101	-.065	-.029	.005	.038	.070	.101	.131	.159
.361	.485	-.194	-.150	-.109	-.069	-.031	.006	.041	.075	.107	.140	.171
.390	.484	-.211	-.163	-.117	-.074	-.033	.006	.044	.081	.117	.151	.184
.423	.482	-.230	-.177	-.127	-.080	-.035	.008	.049	.088	.126	.163	.199
.463	.480	-.255	-.195	-.140	-.087	-.038	.009	.054	.097	.138	.178	.217
.511	.478	-.286	-.217	-.151	-.095	-.041	.011	.060	.108	.153	.196	.243
.571	.476	-.321	-.244	-.172	-.106	-.044	.014	.069	.121	.171	.219	.265
.648	.472	-.377	-.280	-.195	-.118	-.048	.018	.080	.138	.194	.247	.299
.750	.467	-.452	-.329	-.226	-.131	-.052	.024	.095	.162	.224	.284	.341
.894	.464	-.587	-.409	-.274	-.160	-.059	.032	.115	.192	.265	.334	.399
.930	.458	-.613	-.421	-.278	-.159	-.055	.039	.125	.205	.280	.350	.415
.971	.455	-.659	-.443	-.290	-.161	-.055	.043	.132	.215	.292	.365	.431
1.015	.452	-.715	-.467	-.302	-.169	-.055	.047	.140	.226	.305	.382	.449
1.066	.449	-.791	-.494	-.315	-.174	-.054	.053	.150	.239	.321	.401	.475
1.125	.444	-1.000	-.526	-.329	-.178	-.051	.061	.162	.255	.342	.423	.500

PARA FONDO EXPUESTO

$\frac{xU^2l}{gh^2}$	$x_0$	$\frac{x_{med}}{l}$	0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9	1.0
Values of $S/h$ corresponding to $x/l$ and $\frac{xU^2l}{gh^2}$													
1.125	0	.444	-1.0	-.526	-.329	-.178	-.051	.061	.162	.255	.342	.423	.500
1.20	.021	.438	-1.0	-.565	-.345	-.182	-.047	.072	.179	.276	.367	.452	.531
1.40	.070	.428	-1.0	-.712	-.397	-.198	-.039	.097	.218	.338	.429	.524	.611
1.60	.112	.423	-1.0	-1.000	-.466	-.222	-.038	.116	.251	.373	.483	.589	.687
1.80	.145	.423	-1.0	-1.0	-.556	-.253	-.042	.139	.280	.413	.536	.649	.751
2.00	.175	.425	-1.0	-1.0	-.681	-.292	-.050	.141	.305	.450	.582	.704	.810
2.20	.200	.423	-1.0	-1.0	-1.000	-.338	-.053	.145	.326	.483	.621	.755	.875
2.40	.223	.432	-1.0	-1.0	-1.0	-.393	-.059	.153	.345	.513	.661	.802	.921
2.60	.244	.436	-1.0	-1.0	-1.0	-.459	-.059	.155	.361	.540	.701	.847	.972
2.80	.262	.441	-1.0	-1.0	-1.0	-.539	-.121	.155	.376	.566	.735	.890	1.025
3.00	.279	.446	-1.0	-1.0	-1.0	-.643	-.147	.152	.388	.590	.763	.931	1.080
3.20	.294	.450	-1.0	-1.0	-1.0	-.806	-.177	.148	.399	.612	.799	.969	1.120
3.40	.308	.455	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.210	.142	.408	.632	.829	1.006	1.169
3.60	.321	.460	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.243	.134	.416	.651	.855	1.044	1.210
3.80	.333	.465	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.289	.125	.423	.669	.883	1.075	1.241
4.0	.345	.470	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.336	.114	.429	.696	.923	1.108	1.285
4.20	.355	.475	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.388	.102	.433	.701	.953	1.139	1.321
4.60	.375	.483	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.517	.074	.440	.730	.973	1.299	1.499
5.0	.392	.492	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-.712	.011	.443	.755	1.021	1.255	1.466
6.00	.407	.505	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	.443	.778	1.059	1.297	1.520
7.0	.423	.511	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	.438	.808	1.114	1.331	1.571
8.0	.436	.520	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	.418	.847	1.191	1.492	1.739
9.0	.450	.532	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	.433	.886	1.261	1.593	1.875
9.0	.500	.555	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	.442	.897	1.323	1.637	2.000

2.- De forma regular

Si para el caso presente usamos las fórmulas anteriores se pueden hacer consideraciones como  $\bar{h} \approx h$  como primera aproximación.

Una segunda aproximación sería hacer segmentos y usar las ecuaciones 1 y 2.

Para reducir el rango de error que esto implica se puede incorporar un término de 2o. orden.

$$\textcircled{1} \Delta S_i = h_T \left[ \sqrt{\frac{2NKU^2 \Delta x}{g(h_T)^3} + 1} - 1 \right]$$

$$\textcircled{2} h_T = \bar{h}_i + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta S_j$$

$$\textcircled{3} S_{tot} = \sum_{i=1}^{100} \Delta S_i$$

- $\Delta S_i$  = incremento de altura en la  $i$ -sección.
- $\Delta x$  = el largo de la sección.
- $h_T$  = la altura original de la sección.
- $h_i$  = la profundidad media en la sección.
- $N$  = factor de forma plana.
- $i$  = número de la sección.

Un valor efectivo de el esfuerzo para esta fórmula se obtiene:

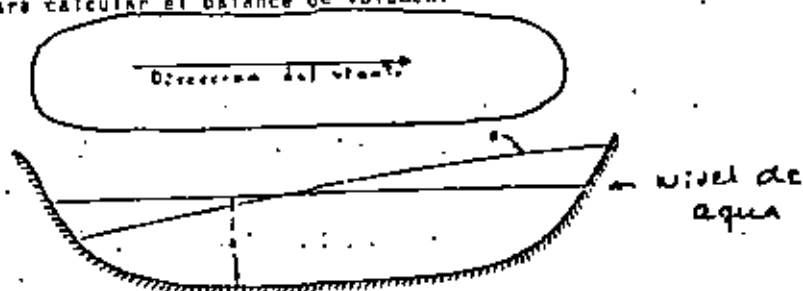
$$\textcircled{1} \frac{KU^2 \ell}{g h^2} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{KU^2 \Delta x}{g (h_i)^3} \right)$$

de las tablas anteriores, se calcula el punto nodal de donde se empiezan los cálculos.

Se usa

$$\textcircled{2} \sum_{i=1}^n B_i S_i \Delta x = 0$$

para calcular el balance de volumen.



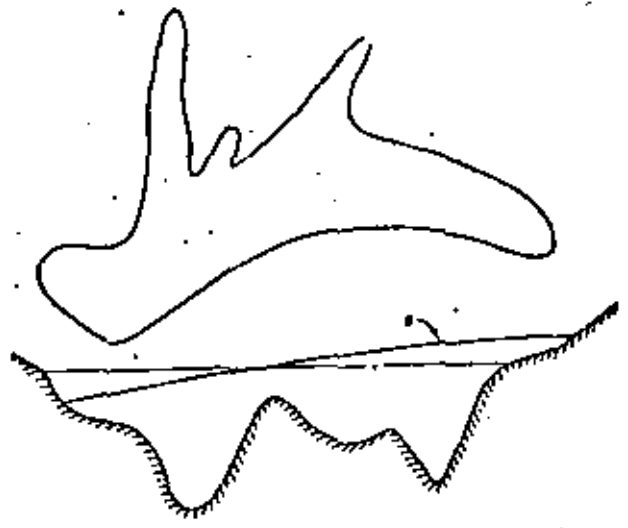
3.- De forma semiregular

Se puede proceder como en el caso anterior.



4.- De forma muy irregular.

Para estos casos no es posible definir una diferencia de alturas especialmente si la dirección del viento es cambiante.



5.- Viento incidiendo en un ángulo al eje mayor del resguardo.

Para vientos incidiendo en un ángulo la fórmula anterior se puede usar reemplazando:

$$U^2 \Delta x \text{ por } u u_x \Delta x$$

y resolver para  $\Delta S_x$  o sea la elevación en la dirección X

Se repite para Y

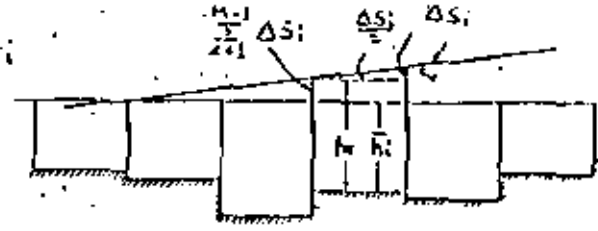
$$u^2 \Delta x \text{ por } u u_y \Delta y$$

obteniéndose  $\Delta S_y$  o la elevación en Y

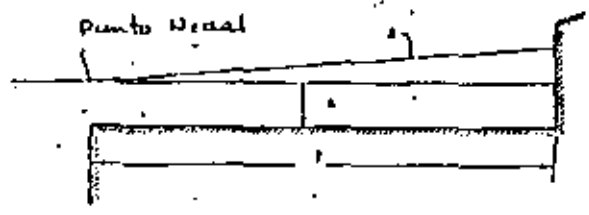
Las dos líneas nodales  $X_{nod}/L$  y  $Y_{nod}/L$  proporcionan el punto nodal en el lugar de su intersección.

Los cálculos se inician en el punto nodal usando la ecuación (2), donde

$$\Delta S_i = \Delta S_x + \Delta S_y$$



B).- Fuera de la Costa o en la Plataforma Continental.  
1. Fondo de profundidad constante y viento perpendicular a la costa.



Si esta condición existiera la sobreelevación por efecto de viento estaría dada por la solución de (8)

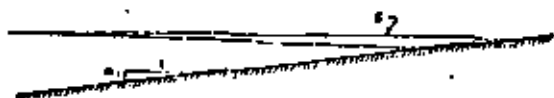
$$S = \frac{K U^2 x}{g \left( h + \frac{x}{2} \right)} \quad (10)$$

Siendo (10) cuadrática; la raíz positiva proviene de:

$$x = h \left[ \sqrt{\frac{2 K U^2 x}{g h^2} + 1} - 1 \right] \quad (11)$$

Las ecuaciones (9) y (11) son muy similares.

## 2.- Fondo de pendiente constante



El caso se puede resolver usando

$$S_{max} = K \frac{I_a}{c_b} \left[ \frac{h_1}{h_0} \right]^4 U_{max}^2 \geq \quad (12)$$

donde

\*  $\gamma = 1.0 \times 10^{-6}$  coeficiente de esfuerzo por viento.

$h_1$  = profundidad al margen de la plataforma.

$h_0$  = profundidad donde  $S_{max}$  afecta

(lugar de cómputo)

$$c_1 = \sqrt{g h_1}$$

$$c_0 = \sqrt{g h_0}$$

$$\bar{c} = \frac{1}{2} (c_1 + c_0)$$

$$\bar{T} = \lambda / \bar{c}$$

\* K no considera T en el fondo.

$l$  = ancho de la plataforma continental.

$U_{max}$  = velocidad máxima del viento

$z$  = factor de repuesta

La ecuación (12) no toma en cuenta el efecto de 2o. orden debida a S cuando  $h_0$  tiende a cero.

Si sustituimos  $h_0 = S + h_0$  obtenemos una mejor aproximación en la línea de costa.

Es posible derivar una fórmula para este caso asumiendo.

Usando (9) y de la figura anterior

$$h = h_2 - m_2 x \quad (13)$$

donde

$m_2$  es la pendiente del fondo

e integrando de  $x_1 = 0$  en  $h_2$

hasta  $x$  en  $h$

El término S en el denominador de la parte derecha de la ecuación se puede aproximar en

$$S = m_2 x \quad (14)$$

donde  $m_2$  es el término de 2o. orden, o sea, la pendiente media de la superficie del agua, y es considerada constante.

Con estas modificaciones (12) quedaría

$$S = \frac{K U^2}{g (m_1 - m_2)} l_m \left[ \frac{h_0}{h_1 - (m_1 - m_2) x} \right] \quad (15)$$

y de (13) y (14)

$$S = \frac{\kappa u^2}{g(h_1 - h - S)} l = \left[ \frac{h_1}{(h+S)} \right] \quad (16)$$

Si para un fondo de profundidad constante  $h_1 = h$ , y usando el primer término

para  $h/h+S$  entre 0 y 1

la ecuación (16) queda exacta a (13)

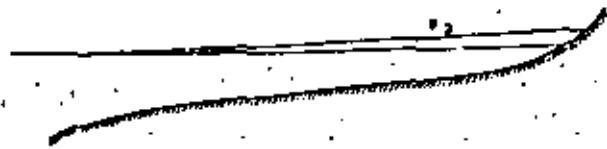
La ecuación (16) en este caso sirve bien como primera aproximación cuando la pendiente del fondo no es muy grande otro sistema de solución es usando (13)

Si el viento es variable en dirección y velocidad se puede aproximar sustituyendo  $u^2$  por  $u_x^2$

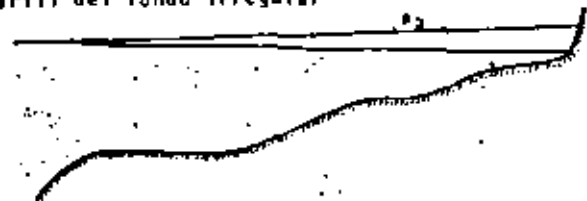
$$u_x^2 = \frac{1}{L} \int_{x_1}^{x_2} (u(x))^2 dx$$

donde  $L = x_2 - x_1$

3.- Perfil de fondo ligeramente irregular. Como una buena aproximación se puede utilizar el método anterior o una serie de fondos de pendiente constante.



#### 4.- Perfil del fondo irregular



La predicción de altura para este caso no resulta aceptable, al hacerla únicamente por el método propuesto. Si consideramos que dependiendo del lugar de generación de una tormenta podemos "predecir" el comportamiento de ésta y a la vez como se dan familias de tormentas por época del año. Se puede predecir; si se conoce los datos de dirección de aproximación, velocidad y dirección de viento, velocidad de traslación, de tormentas pasadas, el comportamiento de las próximas, al conocer el nivel de agua y los datos de viento en la costa.

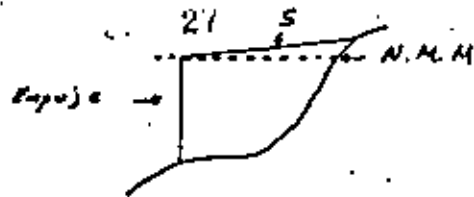
#### 5.- Viento en ángulo a la Costa.

En las secciones B.1, B.3 y B.4 se considera el viento normal a la costa y constante.

En B.2 se considera una dirección de viento perpendicular a la costa como primera aproximación y después se descompone en componentes normal y paralelo, para cuando incide normalmente:

Si el viento corre paralelamente al contorno de la costa se produce una marea denominada batistrófica; o sea que ésta creada por el empuje del agua o del viento en la plataforma y que crea un prisma en la costa.





La amplitud y de hecho la creación de la marea depende de la topografía submarina.

Realmente esta es una marea debida al efecto de Coriolis.

Si al cambio de nivel de mar  $S$  lo consideramos afectado por la fuerza de Coriolis solamente cuando haya un flujo paralelo a la costa tendremos:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{k u u_x}{g(h+S)} + \frac{F_y}{g(h+S)} \quad (18)$$

donde

$u$  es el valor absoluto de la velocidad del viento.  
 $u_x$  la componente del viento perpendicular a las líneas batimétricas.

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

$\omega$  velocidad angular terrestre  
 $\phi$  la latitud

$F_y$  el flujo paralelo a la costa cuando

$$F_y = \int_0^{(h+S)} v dz \quad (19)$$

$v$  la velocidad del agua paralela a las batimétricas.

20

Si la ecuación para  $F_y$  es dependiente del tiempo se representa por:

$$\frac{\Delta F_y}{\Delta t} = K u u_x - \frac{K}{(h+S)^2} F_y^2 \quad (20)$$

siendo  $u_x$  el componente del viento paralelo a los contornos del fondo; para  $K$  el valor es de  $3.0 \times 10^{-6}$  y  $K$  debe estar entre un rango de  $10^{-3}$  a  $10^{-2}$  y se ajusta localmente.

Para un intervalo de tiempo de (const.) velocidad constante de tiempo, la solución de (20) quedara:

$$F_{y(t)} = \sqrt{\frac{K u u_x (h+S)^2}{K}} \operatorname{Tanh} \left[ \sqrt{\frac{K K u u_x}{(h+S)^2}} (t_2 - t_1) \right]$$

$$+ \operatorname{Tanh}^{-1} \left[ \frac{F_{y(t)}}{\sqrt{\frac{K u u_x (h+S)^2}{K}}} \right]$$

(1) y (2) corresponden a los tiempos inicial y final.

C). - En la línea de costa

1.- Línea de costa recta o regular.

Los métodos anteriores se pueden usar para los diferentes fondos que se presenten. Se hace la consideración que, las barreras son lo suficientemente altas para impedir que el agua las cubra, cuando la zona costera a estudiar, sea una barrera.

Para un fondo de pendiente constante la elevación en la costa para  $f_0$  usamos (19) que quedaria:

$$S = \frac{K u^2 x}{g(h, -s)} \quad \text{donde } h = \frac{h}{S} \quad (22)$$

En general la pendiente del fondo incrementa rápidamente al acercarse a la playa, entonces para las zonas de playa se usa (23) y para las partes más profundas (16) para cuando  $h \neq 0$ ; si el fondo incrementa rápidamente su pendiente -- se puede resolver por secciones.

## 2.- Línea de costa algo irregular.

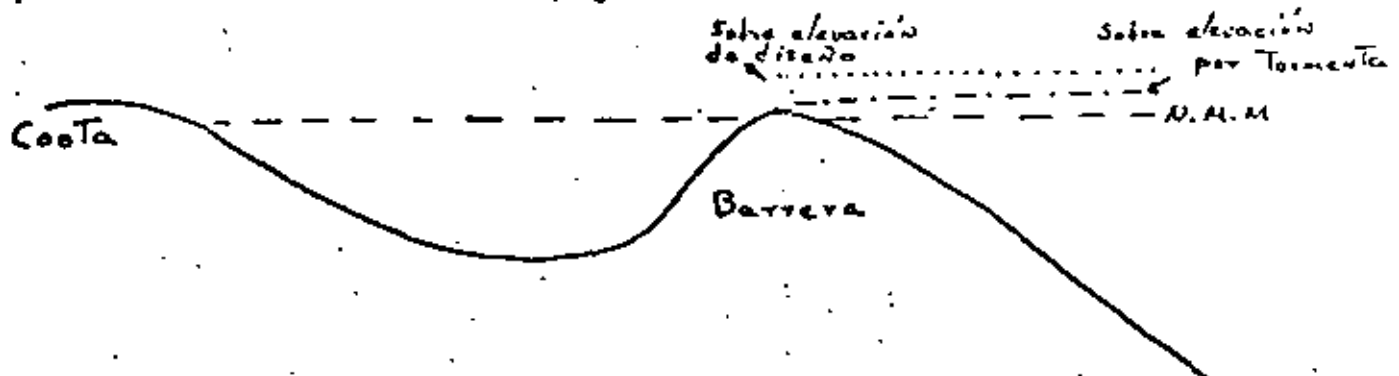
Se necesita hacer calibración de las fórmulas con datos anteriores.

## 3.- Línea de costa con salientes

En estos lugares para tener un buen diseño se debe enfatizar en recopilar datos anteriores y hacer una buena calibración.

Es necesario que se considere que en la playa y línea costera aumenta el nivel de agua por el oleaje generado por el viento de la tormenta; este incremento puede ser de 10 a 20 por ciento del valor de  $S$ .

## D).- Entre relieves de la topografía costera



- 1.- Una barrera natural alta será aquella que la sobre-elevación de diseño no llegue a cubrir.
- 2.- La barrera media aquella que la elevación creada por tormentas no cubre, pero la de diseño si (fig. anterior).
- 3.- La barrera media aquella que la sobre-elevación de tormenta cubre.

El caso D.1. se trata como problema del capítulo C.

El caso D.2 es difícil de tratar, aunque cuando empieza la elevación de nivel a cubrir la barrera se utilizan las fórmulas para vertedores; después se pierde significancia.

El otro caso se trata como vertedor si se conocen las dimensiones de la cuenca entre la barrera y la costa.

$$Q = C_1 L H^{3/2} \quad C_1 = 1.843$$

#### E).- Bahías y Istuarios

Si existe una barra que separe al cuerpo de agua del mar, es necesario calcular como en el inciso pasado si la sobre-elevación por tormenta va a cubrirla. También debe considerarse el flujo que aporten los ríos y el tamaño de la cuenca receptora.

El gasto se puede obtener de:

$$Q = C_2 A \sqrt{2g} (h_0 - h_1) \quad (24)$$

y el volumen

$$V = \int Q dt \quad (25)$$

El área  $A$  dependerá de  $A_p$ , o sea, la elevación estuarina o bahía y  $h_1$  es la del mar.

El coeficiente  $C_2$  se puede ajustar para cada caso; pero -- como primera aproximación se puede considerar.

$$C_2 = 0.6$$

## LOS ESTUARIOS, LOS ESTEROS, Y LAS LAGUNAS COSTERAS

Los Estuarios

Esta serie de lecturas tratará el tema de los estuarios, los esteros y las lagunas costeras. Nosotros empezaremos con los estuarios.

A. La Definición del Estuario

Yo he definido a los estuarios de la manera siguiente: "Un estuario es una entrada alargada y semi-encerrada en la costa marina, que tiene una conexión abierta al mar, y en la cual las aguas del mar están diluídas en forma medible con el agua dulce que proviene del desague del terreno".

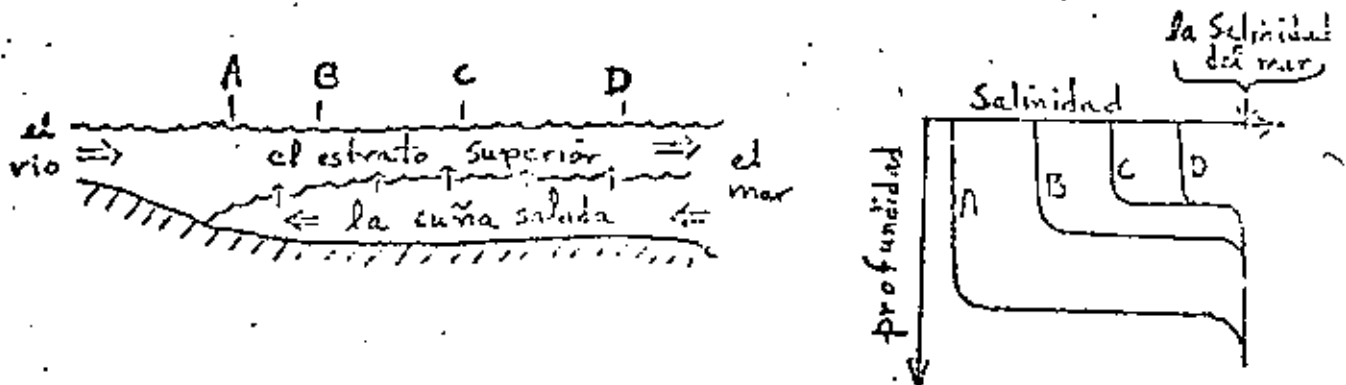
B. El Estuario de Cuña Salada

Consideremos el caso sencillo de una entrada alargada que tiene un fondo inclinado, cuya profundidad en la boca es mayor que en la cabecera. Hagamos la suposición de que no hay marea. Si no hay ninguna entrada de agua dulce en el estuario, las aguas del mar se extenderían arriba del estuario a la posición donde el fondo del estuario coincide con el nivel del mar. Ellas llenarían la cuenca entera del estuario.

Si un río entra en la cabeza del estuario, entonces se forma una interface muy aguda entre las aguas dulces y las aguas del mar. Las aguas dulces ocupan una cuña pequeña cerca de la cabeza del estuario, y se extienden encima de la superficie del estuario formando una capa muy delgada. Las aguas dulces se mueven lentamente hacia el mar. Las aguas marinas en el estrato inferior (que es más grueso que el estrato superior de las aguas dulces) no se mueven.

Nosotros hemos supuesto que ninguna fricción ocurre entre el estrato superior de las aguas dulces, que fluyen hacia el mar, y el estrato inferior de las aguas marinas, que se estacionan. Actualmente, la fricción causa que la interface se mueva más abajo del estuario y ocupa una posición que depende del flujo del río; a mayor flujo del río, la interface ocurre a mayor distancia inferior del estuario (es decir, a mayor distancia hacia la boca del estuario). También, se forman ondas a lo largo de la interface. A mayor flujo

del río, es mayor la amplitud de estas ondas interfaciales. A una velocidad crítica del estrato superior relativo al estrato inferior, estas ondas, llamadas ondas de Helmholtz, serán inestables y se rompen. El estrato superior será más grueso. El estrato inferior tiene la forma de una cuña. Las ondas rompen a lo largo de la interface y transportan hacia arriba las aguas saladas de la cuña dentro del estrato superior. Las ondas interfaciales siempre rompen hacia arriba; por lo tanto, el transporte neto del agua y de la sal a través de la interface es siempre hacia arriba. No hay un transporte neto del agua dulce del estrato superior hacia el interior de la cuña salada. La salinidad del estrato superior aumenta hacia la boca del estuario. La salinidad de la cuña salada es esencialmente constante en todas las partes de la cuña. Por consiguiente, la salinidad varía en la manera mostrada en los diagramas dibujados abajo.



Este estuario se llama "Estuario de Cuña Salada" (Salt-Wedge Estuary). Observe que el transporte neto de las aguas saladas a través de la interface dentro del estrato superior es un transporte advectivo. Yo hablaré más con respecto a este tópico más adelante. Estos estuarios pueden existir aún cuando una marea pequeña ocurre en el estuario.

Nosotros hemos observado que la cuña salada se hace estacionaria si el flujo del río es constante. La cuña salada ocupa siempre la misma posición y tiene la misma forma para un flujo específico del río. Después de que algo de las aguas saladas de la cuña es transportada a través de la interface hacia adentro del estrato superior, las aguas marinas deben fluir dentro

de la cuña para reemplazar esta agua perdida. Este flujo del agua marina dentro de la cuña es bastante pequeño; es más o menos igual al flujo del río.

El flujo promediado en un período de marea se orienta hacia la boca del estuario en el estrato superior, y hacia la cabeza del estuario en la cuña salada. El flujo en el estrato superior debe exceder al flujo en la cuña con una cantidad igual al flujo del río.

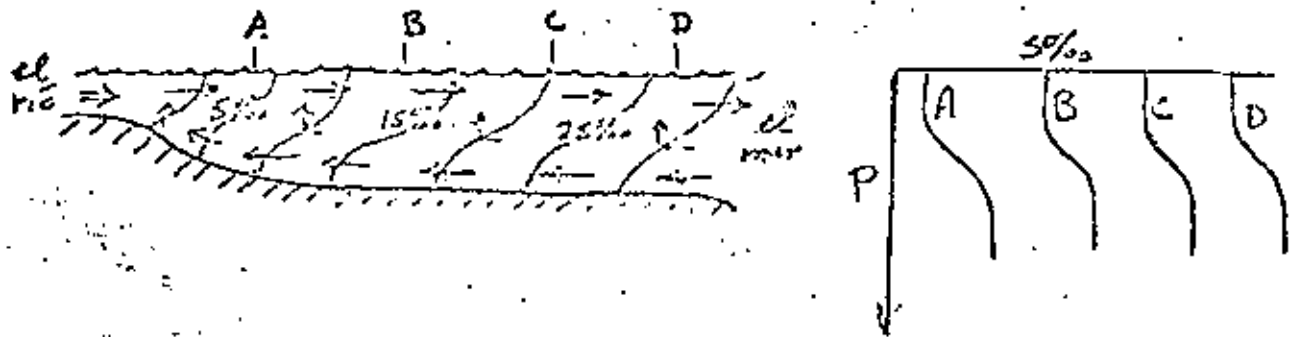
En la mayoría de los estuarios reales la velocidad crítica que es necesaria para el rompimiento de las ondas interfaciales, siempre ocurre.

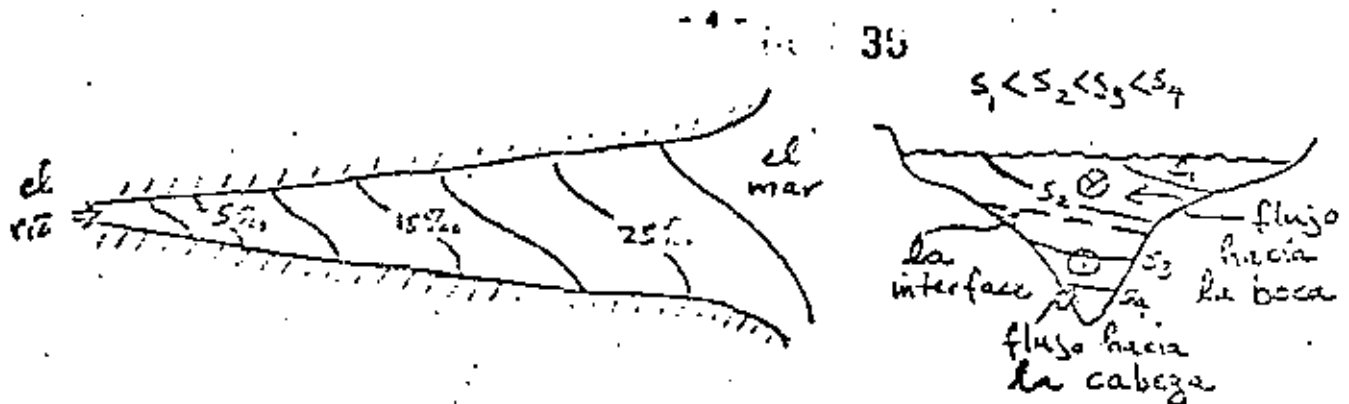
C. El Estuario Parcialmente Mezclado

Ahora, consideremos el caso en que haya una marea, con el flujo de la marea más grande que el flujo del río. La energía del flujo de marea causa que la interface entre el estrato superior y el estrato inferior sea menos agudo. Algo del agua del estrato superior, que tiene la salinidad menor, se mezcla dentro del estrato inferior. También, algo del agua del estrato inferior, que tiene la salinidad mayor, se mezcla dentro del estrato superior.

Además de este transporte turbulento de la sal, hay también un transporte advectivo de las aguas saladas del estrato inferior dentro del estrato superior.

La salinidad varía en la manera mostrada en los diagramas dibujados abajo.





Este estuario se llama "Estuario Parcialmente Mezclado" (Partially Mixed Estuary). La salinidad de ambos, el estrato superior y el estrato inferior, aumenta hacia la boca del estuario, es decir, hacia el mar. La interfase entre el estrato superior y la cuña salada, que fué muy aguda, se convierte en un estrato de transición. En este caso nosotros no podemos describir el estrato inferior con la frase "la cuña salada".

La salinidad aumenta a medida que aumenta la profundidad; lentamente en el estrato superior, más rápidamente en el estrato de transición, y otra vez lentamente en el estrato inferior. La diferencia entre la salinidad del estrato superior y la salinidad del estrato inferior depende del flujo del río, del fondo, de la velocidad de la corriente de la marea, y de otros efectos. Ella aumenta cuando el flujo del río aumenta, el fondo aumenta, y la velocidad de la corriente de marea decrece.

Nosotros definimos el flujo promedio en un período de marea con la frase "el flujo neto". En el estrato superior el flujo neto se orienta hacia la boca del estuario, y en el estrato inferior el flujo neto se orienta hacia la cabeza del estuario. Estos flujos pueden exceder el flujo del río con un factor de diez o más.

La fuerza de Coriolis, que es la resultante de la rotación de la tierra, causa que la interfase entre el estrato que fluye hacia la boca del estuario y el estrato que fluye hacia la cabeza del estuario se incline a través del estuario, siendo más profunda al lado derecho (mirando hacia el mar) que al lado izquierdo.

La fuerza de Coriolis también causa que la salinidad sea menor al lado derecho (mirando hacia el mar) y mayor al lado izquierdo.

La razón del flujo de marea con el flujo del río es un factor importan-

to determinando la intensidad del gradiente vertical de la salinidad. En un estuario en forma de cuña salada, esta razón tiene un valor ciertamente menor que diez y probablemente menor que cinco. En un estuario parcialmente mezclado, esta relación tiene un valor mucho mayor que diez.

#### D. El Transporte Turbulento y el Transporte Advectivo

El transporte turbulento de la sal envuelve un movimiento circular (o remolino) ascendente y descendente del agua. El movimiento ascendente tiene el mismo flujo que el movimiento descendente. Si la salinidad aumenta cuando la profundidad aumenta, el agua que se mueve hacia arriba lleva mayor cantidad de sal que el agua que se mueve hacia abajo. El transporte turbulento de la sal tiene una dirección neta que, en este caso, es hacia arriba. No hay un transporte neto del agua.

El transporte advectivo envuelve un transporte neto de ambos, agua y sal. En el caso de un estuario de cuña salada, el rompimiento de las ondas interfaciales parece ser un transporte turbulento. Sin embargo, las ondas rompen sólo hacia arriba, resultando un transporte neto de ambos, agua y sal, desde la cuña salada hacia el estrato superior. Por consiguiente, este fenómeno es un transporte advectivo.

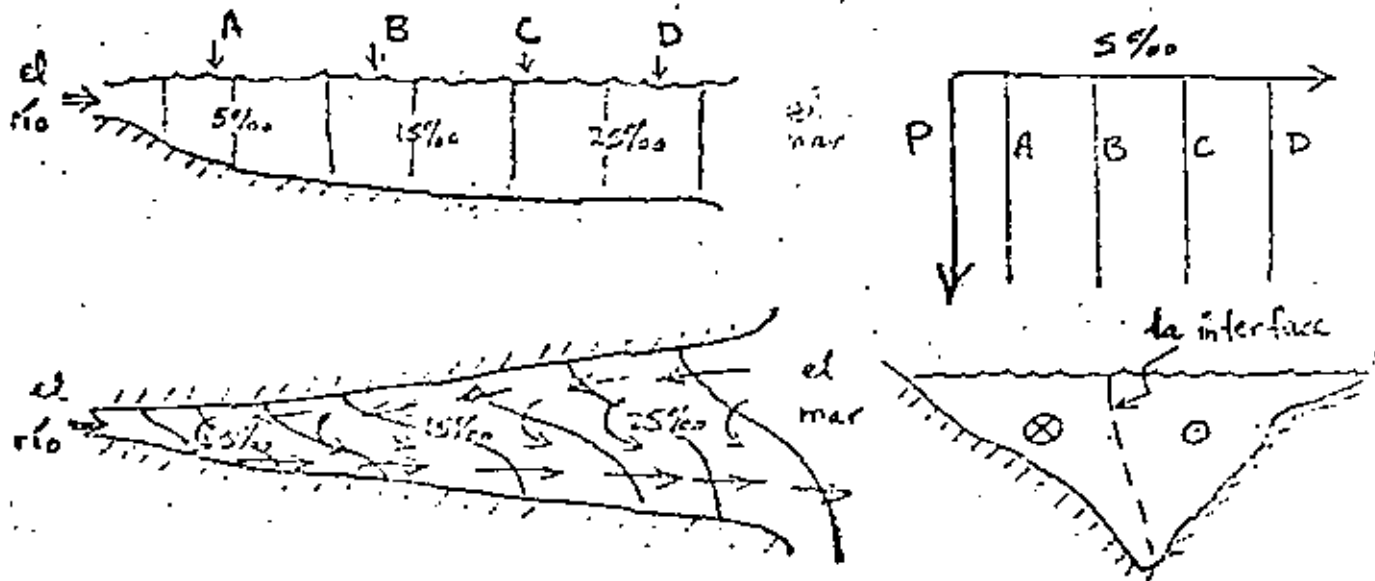
#### E. El Estuario Verticalmente Bien Mezclado

Si la razón del flujo de marea con el flujo del río tiene un valor de varios cientos, (el valor apropiado depende principalmente del fondo; a mayor fondo, mayor valor apropiado de la razón), entonces la energía turbulenta de la corriente de marea causa que las aguas del estuario se mezclen bien. En este caso la salinidad <sup>es</sup> esencialmente constante con la profundidad. La interface entre el estrato que fluye hacia la boca del estuario y el estrato que fluye hacia la cabeza del estuario se convierte aproximadamente en una orientación vertical. Por consiguiente, el flujo neto que se orienta hacia la boca del estuario ocurre al lado derecho (mirando hacia el mar), y el flujo neto que se orienta hacia la cabeza del estuario ocurre al lado izquierdo.

Este estuario se llama "Estuario Verticalmente Bien Mezclado" (Vertically Well Mixed Estuary).



La salinidad varía en la manera mostrada en los diagramas dibujados abajo.



La estructura estratificada verticalmente no existe en esta clase de estuario. La salinidad aumenta hacia la boca del estuario a todas las profundidades.

A causa de la fuerza de Coriolis, la salinidad varía a través del estuario, siendo mayor al lado derecho (mirando hacia el mar) que al lado izquierdo.

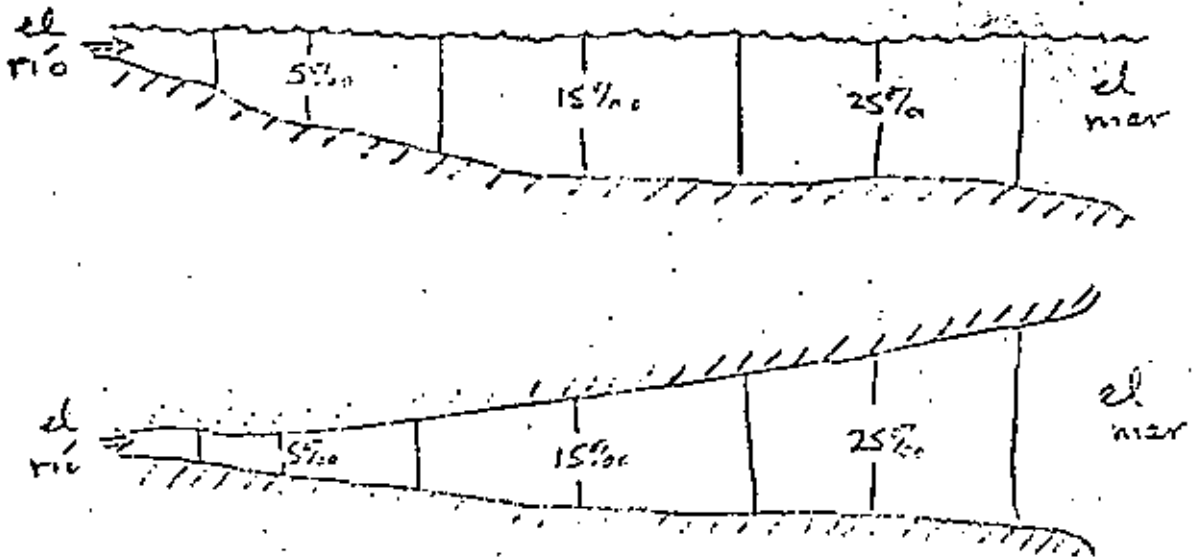
#### F. El Estuario Seccionalmente Bien Mezclado

Si el estuario es bastante estrecho, y si la razón del flujo de marea con el flujo del río es muy grande (con valores mayores de mil), la energía turbulenta de marea causa que las aguas del estuario sean bien mezcladas a través del estuario, y también verticalmente. La salinidad es constante con la profundidad y también transversalmente a la corriente.

El flujo neto es también aproximadamente constante en la sección transversal, variando sólo debido a la fricción y la variación del fondo. El flujo neto integrado a través de la sección transversal debe ser igual al

flujo del río, si el volumen del estuario es constante; es decir, si el nivel del agua, cuando se promedió en un período de marea, permanece invariable.

La salinidad varía en la manera mostrada en los diagramas dibujados abajo.



#### G. Algunos Comentarios Adicionales

Las propiedades de los estuarios varían continuamente. La secuencia dada arriba representa las estrechas fajas a lo largo del ancho espectro de los géneros de los estuarios. Yo empleo la palabra "espectro" en el sentido más amplio. Algunos estuarios tienen las propiedades que son intermedias entre los cuatro géneros dados arriba. Por consiguiente no es posible dar los valores exactos de los parámetros que varían entre los diferentes géneros de los estuarios.

#### H. La Clasificación de los Estuarios de Acuerdo con los Criterios Geológicos

Los estuarios pueden clasificarse también de acuerdo a los criterios geológicos. La mayoría de los estuarios caen dentro de la clase llamada

"Estuarios que se forman por la inmersión del valle de un río" (Drowned River Valley Estuaries), o alternadamente "Estuarios de la Llanura Costera" (Coastal Plain Estuaries). Estos estuarios se formaron cuando el nivel del mar se levantó después de que el período glacial terminó. Los estuarios son cosas efímeras. En un tiempo breve, en sentido geológico, los estuarios se llenan de sedimentos. Nosotros vivimos en una época de los estuarios. En cien mil años, más o menos, la mayoría de los estuarios habrán sido reducidos a una décima parte de su tamaño actual.

Los cuatro géneros de los estuarios que son dados arriba se aplican especialmente a los Estuarios de la Llanura Costera.

Una segunda clase geológica de los estuarios se llama "Estuarios que se forman por una Barra" (Bar-Mulit Estuaries). Estos estuarios son formados cuando una barra de arena se forma entre dos promontorios. Dicha barra generalmente es paralela a la costa. Una o más aberturas acontecen en la barra. Estas aberturas proveen una conexión entre el estuario y el mar.

Estos estuarios son usualmente complejos. Las partes superiores del estuario se forman por la inmersión del valle de un río. Sólo las partes inferiores, entre la línea de costa y la barra, son el resultado de la formación de la barra.

La corriente de mareas es la principal causa de la mezcla en un estuario y se forman por la inmersión del valle de un río. En un estuario formado por una barra, la abertura entre el estuario y el mar es usualmente una abertura estrecha. Por consiguiente, aunque las corrientes de mareas sean grandes en la estrecha abertura, ellas son usualmente pequeñas en el estuario. El viento provee la mayor parte de la energía para la mezcla en estos estuarios.

Otra clase geológica de estuarios se llama "Estuarios de Tipo Fiord" (Fiord-Type Estuaries). Estos estuarios se forman cuando una cuenca que ha sido formada por un glaciar es inundada por un levantamiento del nivel del mar. Estos estuarios tienen usualmente una cuenca interior profunda y una boca que es relativamente poco profunda. Esta boca poco profunda es el resultado de una morrena. La cuenca interior frecuentemente tiene más de mil metros de profundidad, y el fondo de la boca es usualmente de cien o doscientos metros.

En estos estuarios la dilución de las aguas marinas con las aguas dulces acontece sólo en un estrato delgado cerca de la superficie. Abajo del fondo de la morrena la cuenca profunda está llena con las aguas marinas. Muy poco

movimiento acontece bajo el estrato delgado en que acontece la dilución de las aguas marinas. Las aguas de la cuenca profunda están frecuentemente estancadas abajo del fondo de la morrena. Estas aguas están desprovistas de oxígeno. De cuando en cuando un flujo grande de las aguas del mar acontece dentro de la cuenca profunda, produciendo un vuelco catastrófico. El oxígeno de los estratos cerca de la superficie es reducido severamente; este fenómeno origina la muerte de la flora y fauna en estos estratos.

La cuarta clase geológica de estuarios se llama "Estuarios formados por los Procesos Tectónicos" (Estuaries Formed by Tectonic Processes). Estos estuarios son usualmente complejos. Las partes superiores de los estuarios se forman por la inmersión del valle de un río. Sin embargo, las partes inferiores son el resultado de algún proceso tectónico, como las fallas de bloques.

I. El Flujo Neto En Un Estuario De La Llanura Costera

Considero un estuario compuesto de dos estratos, un estrato superior que fluye hacia el mar y un estrato inferior que fluye hacia la cabeza del estuario. Nosotros designaremos los parámetros siguientes:

- $S_u$  = la salinidad media en el estrato superior
- $S_o$  = la salinidad media en el estrato inferior
- $Q_u$  = el flujo neto en el estrato superior
- $Q_o$  = el flujo neto en el estrato inferior
- $V_k$  = el volumen del estuario entre la cabeza y la sección transversal que está situado en la posición "k".
- $S_k$  = la masa de sal en el estuario entre la cabeza y la sección transversal que está situada en la posición "k".

Nosotros utilizaremos un sistema rectangular de coordenadas. El origen del sistema coordenado está a la cabeza del estuario donde la salinidad es igual a cero. (A pesar de que el río tiene una cierta salinidad, éste no tiene ninguna sal obtenida del mar.) El eje  $x$  está orientado longitudinalmente hacia la boca del estuario; el eje  $y$  está orientado lateralmente a través del estuario; y el eje  $z$  está orientado verticalmente, hacia abajo.

La masa de la sal en el estuario entre la cabeza y la sección transversal que está situada en la posición "k" es dada por la ecuación

$$M_k = \int_0^k \int_0^{h_1} \int_0^{h_2} s \, dz \, dy \, dx$$

donde  $b_1$  y  $b_2$  son los valores de  $y$  en los límites laterales del estuario;  $\frac{d}{dx}$  es el valor de  $x$  en el fondo; y  $s$  es la salinidad en un punto  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .

La conservación de la masa requiere que la razón de cambio del volumen de un segmento del estuario sea igual al flujo dentro del segmento, menos el flujo fuera del segmento. Es decir:

$$(2) \quad dV_x/dt = Q_R + Q_e - Q_u$$

También, la conservación de la sal requiere que la razón de cambio del parámetro  $S_x$  deba ser igual al flujo de sal dentro del segmento menos el flujo de sal fuera del segmento. Es decir:

$$(3) \quad dS_x/dt = Q_e s_e - Q_u s_u$$

La solución simultánea de estas ecuaciones da:

$$(4) \quad Q_u = \frac{(Q_R - dV_x/dt) \cdot s_e + dS_x/dt}{(s_e - s_u)}$$

$$(5) \quad Q_e = \frac{(Q_R - dV_x/dt) \cdot s_u + dS_x/dt}{(s_e - s_u)}$$

Observe que si el  $dV_x/dt$  fuera positivo y suficiente grande, entonces ambos  $Q_u$  y  $Q_e$  serían negativos; es decir,  $Q_u$  fluiría hacia la cabeza y  $Q_e$  fluiría hacia la boca del estuario.

Si  $dV_x/dt$  fuera cero (lo cual generalmente ocurre), las ecuaciones (4) y (5) estarían escritas:

$$(6) \quad Q_u = \frac{Q_R s_e + dS_x/dt}{(s_e - s_u)}$$

$$(7) \quad Q_e = \frac{Q_R s_u + dS_x/dt}{(s_e - s_u)}$$

Si el flujo del río fuera mayor que el promedio, entonces  $dS_x/dt$  sería negativo. También,  $s_u$  y  $s_e$  sería menor que el promedio, y la diferencia  $(s_e - s_u)$ , sería mayor que el promedio. Por consiguiente, la razón  $Q_u/Q_R$

(donde  $\bar{Q}_u$  es el valor medio anual de  $Q_u$ ) es mucho más pequeño que la razón  $Q_R/\bar{Q}_R$  (donde  $\bar{Q}_R$  es el valor medio anual de  $Q_R$ ). Es decir,  $Q_R/\bar{Q}_R \gg 1$ , pero  $Q_u/\bar{Q}_u \ll 1$ . Similarmente,  $Q_e/\bar{Q}_e \gg 1$ .

Si el flujo del río fuera menor que el promedio, entonces  $dS_x/dt$  sería positivo. También,  $s_u$  y  $s_e$  serían mayor que el promedio, y la diferencia,  $(s_e - s_u)$  sería menor que el promedio. Por consiguiente, la razón  $Q_u/\bar{Q}_u$  es mucho más grande que la razón  $Q_R/\bar{Q}_R$ . Es decir,  $Q_R/\bar{Q}_R \ll 1$ , pero  $Q_u/\bar{Q}_u \ll 1$ .

A consecuencia de los hechos dados arriba,  $Q_u$  y  $Q_e$  varían sólo por una cantidad relativamente pequeña, por una variación grande del flujo del río. Por consiguiente, una aproximación buena para  $Q_u$  y  $Q_e$  es obtenida haciendo  $dS_x/dt$  igual a cero, y utilizando el valor promedio del flujo del río y de la  $s_u$  y la  $s_e$ . Es decir:

$$(8) \quad Q_u = \frac{\bar{Q}_R s_e}{(s_e - s_u)}$$

$$(9) \quad Q_e = \frac{\bar{Q}_R s_u}{(s_e - s_u)}$$

Por ejemplo, considere algunos datos que fueron obtenidos del estuario en el Río James. En una posición particular, los valores siguientes de los parámetros pertinentes fueron observados:

- (a) En la primavera, durante el período en que el flujo del río es grande,  $Q_R = 800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ;  $s_u = 6 \text{ o/oo}$ ;  $s_e = 12 \text{ o/oo}$
- (b) En el otoño, durante el período en que el flujo del río es pequeño,  $Q_R = 50 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ;  $s_u = 16 \text{ o/oo}$ ;  $s_e = 17 \text{ o/oo}$
- (c) Por el promedio anual,  $\bar{Q}_R = 200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ;  $\bar{s}_u = 12 \text{ o/oo}$ ;  $\bar{s}_e = 15 \text{ o/oo}$

Por consiguiente las ecuaciones (8) y (9) dan, para la primavera

$$Q_u = Q_R \times \frac{12}{12-6} = 2 \times Q_R = 1600 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

$$Q_e = Q_R \times \frac{6}{12-6} = 1 \times Q_R = 800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

para el otoño

$$Q_u = Q_R \times \frac{17}{17-16} = 17 \times Q_R = 850 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

$$Q_o = Q_R \times \frac{16}{17-16} = 16 \times Q_R = 800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

y, para el promedio anual

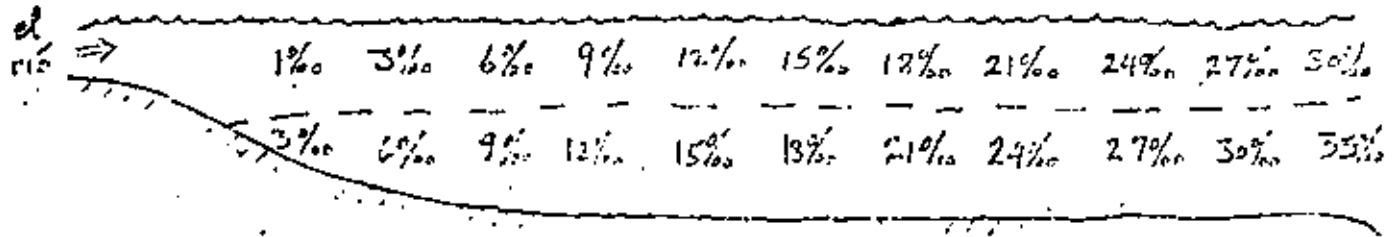
$$Q_u = \bar{Q}_R \times \frac{15}{15-12} = 5 \times \bar{Q}_R = 1000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

$$Q_e = \bar{Q}_R \times \frac{12}{15-12} = 4 \times \bar{Q}_R = 800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

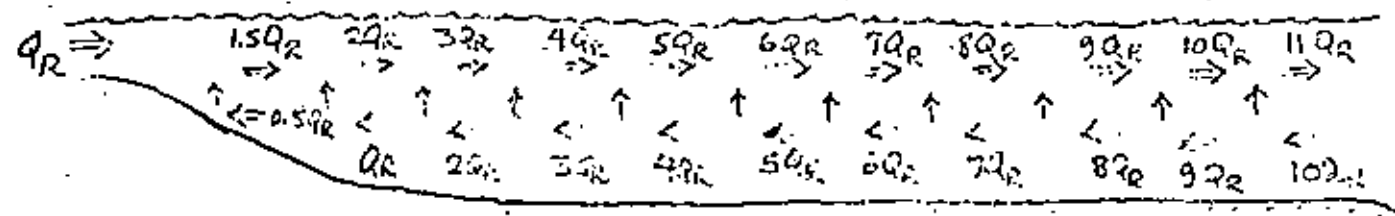
Nosotros podemos ver que para un flujo del río que varía por un factor de dieciséis,  $Q_u$  varía sólo por un factor de dos, y  $Q_e$  no varía en nada. También, observe que para la primavera,  $Q_R/\bar{Q}_R = 4.0$ ;  $Q_u/\bar{Q}_u = 1.6$ ; y  $Q_e/\bar{Q}_e = 1.0$ .

También, observe que para el otoño,  $Q_R/\bar{Q}_R = 0.25$ ;  $Q_u/\bar{Q}_u = 0.85$ ; y  $Q_e/\bar{Q}_e = 1.0$

Ahora, considere un estuario en el cual la salinidad varía en la manera mostrada en el diagrama siguiente:



El flujo neto debe variar en la manera mostrada en el diagrama siguiente:



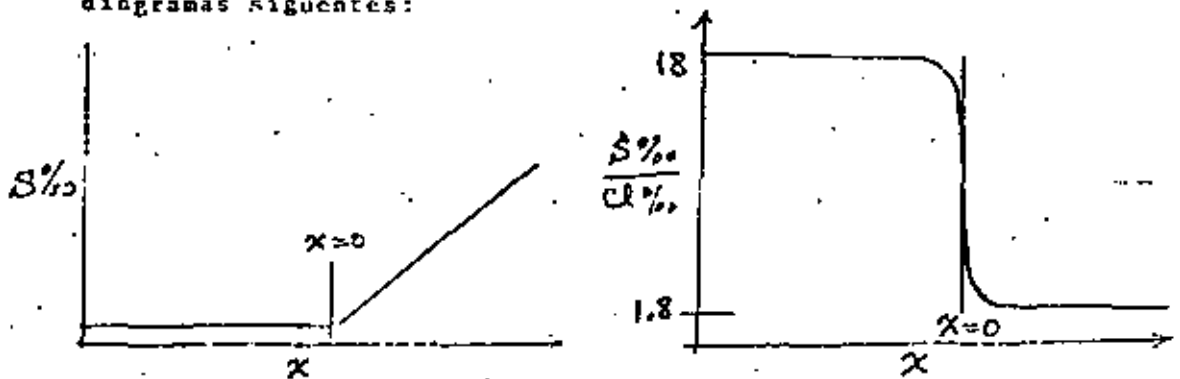
Observe que a cada sección el flujo en el estrato superior excede al flujo en el estrato inferior por un valor igual al flujo del río. También, observe que hay un flujo vertical entre

cada par de secciones que es igual al flujo del río, con excepción de la región cerca de la cabeza del estuario, donde el flujo vertical entre dos secciones es igual al flujo medio del río.

J. La Cabeza de un Estuario de la Llanura Costera

Si nosotros viajáramos hacia la cabeza del estuario, observaríamos que la salinidad decrece en una manera regular, hasta una región, donde la salinidad deja de decrecer y es constante con la distancia. La región transitoria es muy aguda. Esta posición es por definición la cabeza del estuario. En este punto el valor de "X" es igual a cero. Abajo de este punto la salinidad aumenta hacia la boca del estuario. Arriba de este punto la salinidad es constante con la distancia, y tiene el valor de la salinidad del río.

El río no tiene sal que se <sup>haya</sup> originado en el mar. Por consiguiente la razón de la salinidad a la clorinidad es usualmente muy diferente en el río que en el estuario propio. En el mar esta razón es igual a 1.8, y ella no varía significativamente de este valor en el estuario, aún para las salinidades pequeñas. En el río, esta razón es generalmente 18, más o menos. En consecuencia la razón  $S^{\circ}/_{oo} / Cl^{\circ}/_{oo}$  es un buen indicador de la posición de la cabeza del estuario. La salinidad y la razón  $S^{\circ}/_{oo} / Cl^{\circ}/_{oo}$  varían en la manera mostrada en los diagramas siguientes:

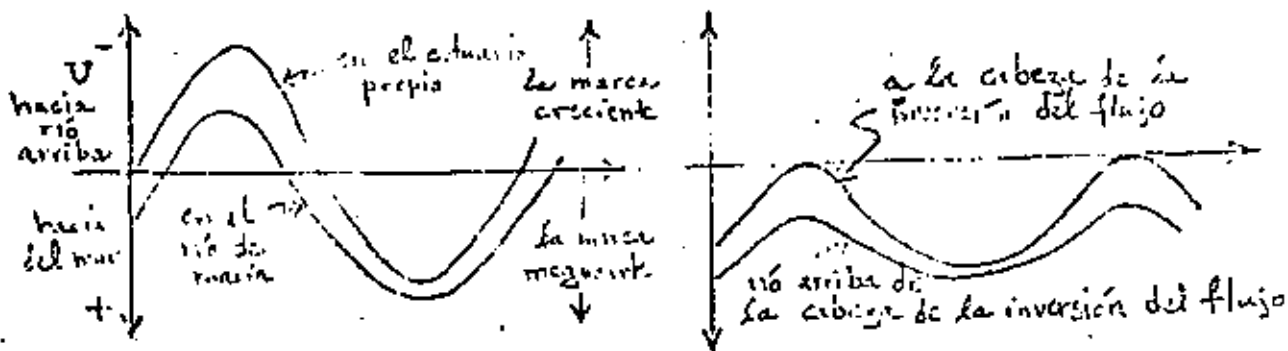


Río arriba de la cabeza del estuario se llama "el río de marea" (the tidal river). Nosotros observaríamos que el flujo

neto es orientado hacia el mar en todas profundidades. Sin embargo, la superficie del agua ascende y descende con el período de marea; y la corriente se invierte con el período de marea, fluyendo hacia el mar durante el período de marea menguante, y hacia agua arriba durante el período de marea creciente. Si nosotros continuáramos nuestro viaje río arriba, observaríamos que el período de marea menguante se alarga y el período de la marea creciente disminuye. Finalmente, llegamos a alcanzar una posición donde no hay marea creciente. A la vez que coincide con la marea creciente máxima, no hay un flujo. Durante el residuo de el período de mareas el flujo es orientado hacia el mar; sin embargo, la velocidad continúa variando con el período de marea. Esta posición se llama "la cabeza de la inversión del flujo" (the head of flow-reversal).

Ambos la cabeza del estuario y la cabeza de la inversión del flujo varían sus posiciones con el flujo del río. Cuando el flujo del río es grande, las posiciones de la cabeza del estuario y la cabeza de la inversión del flujo están situadas abajo de las posiciones medias. Cuando el flujo del río es pequeño, las posiciones de la cabeza del estuario y la cabeza de la inversión del flujo están situadas arriba de las posiciones medias.

Aguas arriba de la cabeza de la inversión del flujo, observamos que la superficie del agua continúa ascendiendo y descendiendo con el período de marea. También, la velocidad de la corriente continúa variando con el período de marea, pero es orientado siempre hacia del mar. La variación de la corriente con el tiempo en varias posiciones en el estuario mismo y en el río de marea es mostrado en los diagramas siguiente:



Si nosotros continuáramos viajando aguas arriba, nosotros llegaríamos a una posición donde el fondo coincide con el nivel del mar. Esta posición se llama "la cabeza de mareas" (the head of tide). Agua arriba de esta posición el terreno usualmente se alza bruscamente, y las rapidas ocurren en el río.

Si el flujo del río es muy grande, la cabeza de mareas puede moverse aguas abajo. Generalmente, la posición de la cabeza de marea es estacionaria en la posición donde el fondo coincide con el nivel del mar.

K. La Relación Entre la Amplitud de Mareas, las Corrientes de Mareas, y la Salinidad en un Estuario de la Llanura Costera.

El ascenso y descenso de la superficie del agua en la boca del estuario, que es un resultado de las fuerzas astronómicas de mareas, causan una onda que se mueve hacia arriba del estuario. Si la fricción es suficientemente pequeña, y si el estuario tiene la profundidad correcta y el largo correcto, entonces es posible que la onda progresiva de mareas se refleje con la extremidad del río arriba y vuelva a la boca del estuario en un tiempo que sea igual a un armónico del período de marea. La onda reflejada interferirá con la onda que está entrando justamente. Una onda fija puede establecerse de este modo en el estuario. Usualmente el nodo ocurre en la boca del estuario y el antinodo en la cabeza, pero en los estuarios más largos varios nodos y antinodos pueden ocurrir. Con un nodo único en la boca la amplitud de mareas aumenta hacia la cabeza, pero la corriente máxima ocurre cerca de boca. La marea alta y la marea baja, y el tiempo de inversión de la corriente son simultáneos en todo el estuario. La amplitud de mareas y la variación de la salinidad están así noventa grados fuera de fase con la velocidad de la corriente.

En el mayor número de los estuarios, la fricción causa una pérdida de energía de mareas. Si la energía de la onda de marea es disipada antes de la reflexión, entonces la onda de

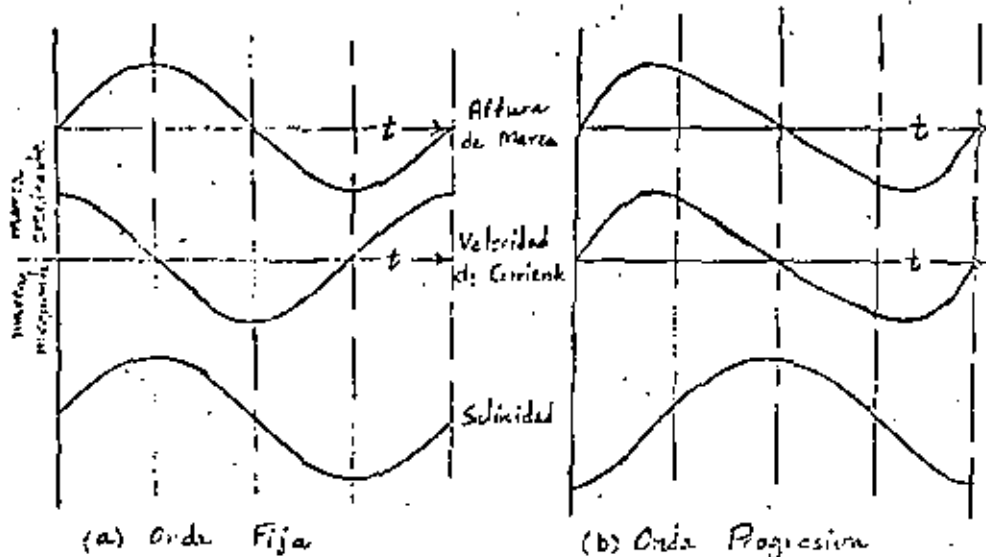
marea sería solamente de carácter progresiva. Si el área de la sección transversal es constante a lo largo del estuario, la amplitud de mareas y la magnitud de las corrientes de mareas disminuirían hacia la cabeza del estuario. También hay una progresión en los tiempos de la marea alta y la marea baja, y el tiempo de inversión de la corriente a lo largo del estuario. En este caso la amplitud de mareas y la velocidad de la corriente estarían en fase; es decir, la corriente máxima de la marea creciente ocurriría al mismo tiempo que ocurriría la marea alta, y la corriente máxima de la marea decreciente ocurriría al mismo tiempo que ocurriría la marea baja. Aunque la curva de marea puede ser simétrica fuera del estuario, ella tiende a convertirse en una curva asimétrica dentro del estuario. Porque cada parte de la onda de marea se mueve con una velocidad que depende de la profundidad del agua, la cresta se mueve más rápido que el valle. Por consiguiente el nivel del agua muestra un ascenso más rápido y un descenso más lento. Porque el mayor número de los estuarios se hacen más someros y más estrechos hacia la cabeza, la amplitud de mareas tenderá aumentar hacia de la cabeza debido a la convergencia, pero a decrecer debido a la fricción. La simplificación, especialmente donde el rango de mareas es normalmente grande, puede suceder que la amplitud de mareas no es tan pequeña comparada con la profundidad. La asimetría puede hacerse muy marcada y "una ola grande causada por la marea", o un "maremoto", puede desarrollarse.

Realmente, hay alguna disipación de la energía de mareas antes y después la reflexión, y una reflexión parcial puede ocurrir con los cambios agudos de los áreas de las secciones transversales. Por consiguiente, en el mayor número de los estuarios la marea es una mezcla de una onda fija y una onda progresiva. La amplitud y el tiempo de las varias fases de marea varían a largo del estuario, dependiendo de la influencia relativa a las ondas. Usualmente la marea creciente empieza como una y media horas después de la marea baja, y la marea decreciente empieza como una y media horas después de la marea alta. En un

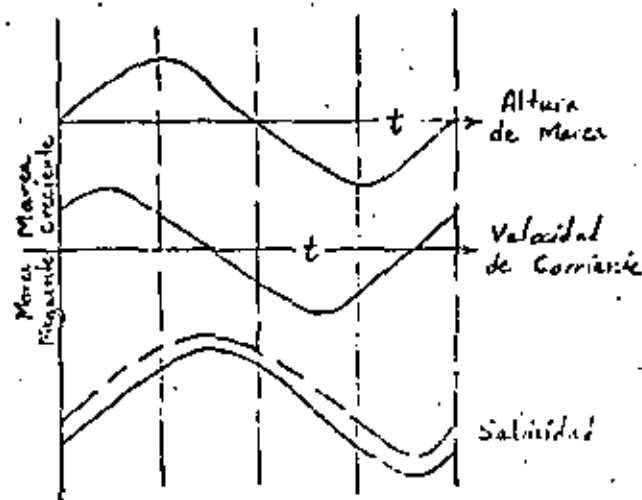


estuario parcialmente mezclados la marea nequante espasará en la superficie en la cabeza del estuario así que la presión de la marea alta entrante se disminua, y la inversión progresará hacia la boca. Simultáneamente, en la boca el agua de la superficie que fluye hacia el mar no se estará detenido hasta que haya una gradiente de presión que se opona, y la inversión entonces progresará hacia la cabeza. Por consiguiente, la corriente cerca del fondo está orientado hacia la cabeza al empezar la marea <sup>creciente</sup> antes de que la corriente cerca de la superficie se invierta; y la corriente cerca de la superficie empieza su período de la marea nequante antes que la corriente cerca del fondo.

Estos fenómenos son representado en los diagramas siguientes:



(c) Estuario parcialmente mezclados (característico)



Nota que las curvas para la onda progresiva no son sinusoidal. Este es lo que resulta de la influencia de las pocas profundidades sobre la onda de marea. Las curvas mostradas para un estuario parcialmente mezclados (característico) también difieren un poco de una sinusoidal. Las curvas de la velocidad y la salinidad son mostradas para ambas la superficie y el fondo.

L. La Clasificación de los Estuarios de Acuerdo a Un Parámetro de Estratificación.

Al indicar arriba, la amplitud y la fase de la onda de marea como varían a lo largo del estuario. Una parte de la energía perdido por la marea es usado para mezclar. En este proceso la energía potencial de la columna del agua es suelta. Ippen y Harleman (1961) han desarrollado las ecuaciones que relacionan la amplitud de marea y los tiempos relativo de marea alta  $\sigma_{TH}$  a lo largo del estuario, a el cambio de la fase  $R_x$

(el número de onda  $k = 2\pi/\lambda$ , donde  $\lambda$  es la longitud de onda), y  $\mu$  es un coeficiente de la disminución,  $\mu$ , que especifica el cambio de la amplitud de la onda de marea con la distancia,  $x$ , a lo largo del estuario. Esta disminución de la amplitud es causada por la fricción.

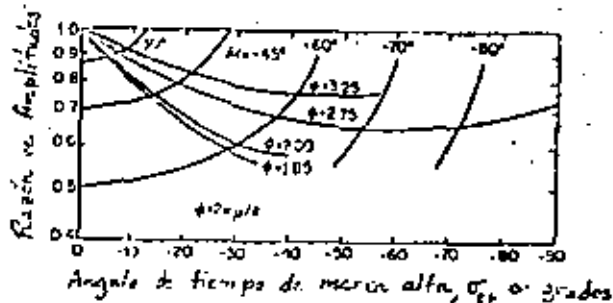
El tiempo de marea alta en toda posición,  $\sigma_{LH}$ , en el estuario, con relación a el tiempo de marea alta en la cabeza del estuario,  $\sigma_{LH}$ , es dado por:

$$(1) \tan \sigma_{LH} = - \tan Kx \tanh \mu x$$

En un canal que tiene una sección transversal y una aspereza que son constante con la distancia,  $k$  y  $\mu$  serán las constantes, y son relatado por la ecuación:

$$(2) \mu = \frac{\phi}{2k}$$

donde  $\phi$  es una constante de disipación. Los valores de  $\phi$ ,  $\mu$  y  $k$  pueden ser determinado para todo estuario, usando la nomograma mostrada abajo.



Esta nomograma es evaluado con los valores medidos del angulo de tiempo de marea alta y la razón de amplitud de mareas, en varios puntos  $x$  a lo largo del estuario, con la amplitud de marea en la cabeza del estuario.

La razón del transporte de la energía de mareas ( $P_x$ ) através de una sección transversal es dado por:

$$(3) P_x = - \rho g h A_0^2 \sinh 2yx$$

donde  $c = 2\pi/Tk$  es la velocidad de onda,  $T$  siendo el período de marea,  $h$  es la anchura,  $\rho$  es la densidad de agua, y  $A_0$  es la amplitud de marea en la cabeza del estuario. En el caso de una onda fija sin ninguna componente de onda progresivo,  $\mu$  es igual cero y el flujo de la energía total es cero.

La razón de la disipación de energía en una parte de un canal entre dos secciones transversales que son situado en  $x_1$  y  $x_2$  es  $P_{x_1} - P_{x_2}$ , y la razón de la disipación de energía por unidades masa de agua es dado por:

$$(4) C = (P_{x_1} - P_{x_2}) / \rho b h (x_1 - x_2)$$

donde  $h$  es la profundidad medio de esta parte del estuario.

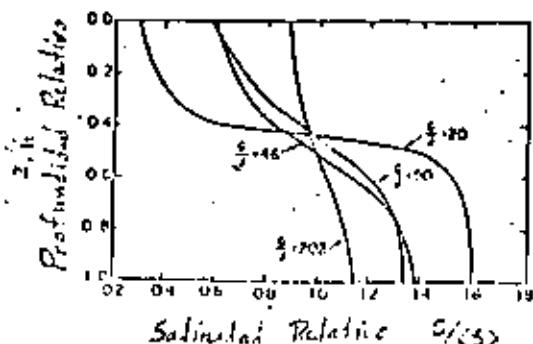
Cuando una partícula de agua es mueve abajo del estuario hacia el mar, ella gana la energía potencial debido a que su densidad aumentando. La razón de ganancia de la energía potencial por la unidad masa sobre la longitud entera del estuario,  $J$ , es dado por:

$$(5) J = g \left( \frac{\Delta \rho}{\rho} \right) h u_f / L$$

donde  $\Delta \rho$  es la diferencia entre la densidad de el agua del mar y la densidad de el agua dulce, y  $u_f$  es la velocidad media de el agua dulce sobre la distancia,  $L$ . Así, en un estuario específico,  $J$  es afectado solamente por las variaciones de flujo del río y  $C$  indica la cantidad de energía disipada que o puede mezclar la columna de agua o puede ser perdido en calor. La razón,  $C/J$ , se llama el número de estratificación, y esta razón es una medida de la cantidad de energía que es perdido por la onda de marea con relación a la cantidad de energía que es usado a mezclar la columna de agua. Esta razón es análoga a un número inverso de Richardson, es decir, un número densimétrico de Froude. Si el valor de número de estratificación aumenta eso indica que lo mezcla aumenta, e inversamente; es decir, los valores pequeño indican las condiciones muy estratificado. Si otros factores quedan constante, aumentando el flujo de río reduce el número de estratificación, indicando una estratificación creciente.

Sin embargo, pocos estuarios tienen las secciones transversales que son constante con la distancia a largo del estuario. Así el número de estratificación también depende de la anchura y la profundidad del estuario, lo mismo flujo del río y condición de marea en los estuarios que tienen las dimensiones diferentes producirán los números de estratificación diferentes. Por consiguiente este procedimiento no produce una buena comparación cuantitativa de la estratificación del estuario. Sin embargo, el es útil para una comparación cualitativa.

El diagrama mostrado abajo da la variación de la salinidad con la profundidad, para varios valores del número de estratificación que fueron obtenido en los experimentos modelo.



M. La Clasificación de los Estuarios de Acuerdo a un Diagrama de la Estratificación y la Circulación.

El mejor método cuantitativo de clasificar y comparar los estuarios es un método que ha sido desarrollado por Hansen y Rattray (1966). Ellos usan dos parámetros sin dimensiones que caracterizar los estuarios: un parámetro de estratificación,  $(\delta S/S_0)$ , definido por la razón de la diferencia de la salinidad junto al fondo y justo a la superficie,  $(\delta S)$ , dividido por la salinidad media en la sección transversal,  $(S_0)$ ; y un parámetro

de circulación,  $u_s/u_f$ , que es la razón de la corriente neta en la superficie,  $(u_s)$ , dividido por la corriente media en la sección transversal,  $(u_f)$ . El parámetro de circulación expresa la razón de una medida de el flujo medio de agua dulce más el flujo de agua que entra del estrato inferior al estrato superior (en inglés este fenómeno se llama "entrainment"), dividido por el flujo del río. Es decir,

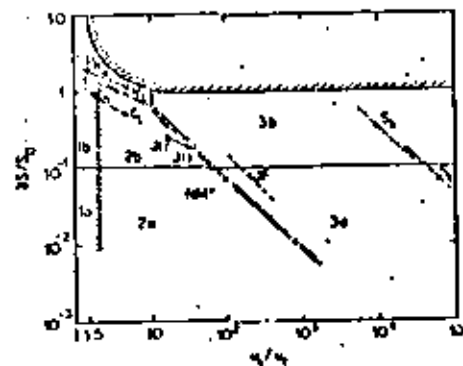
$$(1) \quad u_s/u_f = \frac{Q_R + Q_E}{Q_R} = \frac{Q_U}{Q_R}$$

pero  $u_s/u_f$  no es exactamente igual a  $Q_U/Q_R$ , porque  $u_s$  es la velocidad de la corriente en la superficie, y  $Q_U$  es el flujo medio de el estrato superior. A una primera aproximación:

$$(2) \quad u_s/u_f = \frac{2Q_U}{Q_R} = \frac{A_c}{A_u}$$

Donde  $A_c$  es el área total de la sección transversal y  $A_u$  es el área del estrato superior de la sección transversal.

El diagrama de clasificación de Hansen y Rattray es mostrado abajo



Algunos ejemplos de medidas que fueron obtenido en los estuarios reales son incluido en el diagrama. M representa

la boca del río de Mississippi; C, el estuario del río de Columbia; J, el estuario del río de James; MM, los estrechos del estuario de Mersey; JF, Los Estrechos de Juan de Fuca; S, La Bahía de Plata. Los subíndices, h y l se refieren a el flujo grande y el flujo pequeño del río. Los números 11 (once) y 17 (diecisiete) refieren a la distancia (en millas) con la boca del estuario de James.

Los estuarios que son del Tipo 1 tienen un flujo neto que es orientado hacia el mar a todas las profundidades, y el flujo de sal que es río arriba es la resultado de la difusión longitudinal. Los Tipo 1a tienen poca estratificación y coinciden con los estuarios acciionalmente bien mezclados. Los Tipo 1b tienen una estratificación apreciable. Los Tipo 2 tienen flujos netos que se invierten cerca de la profundidad media, y coinciden con los estuarios parcialmente mezclados. Ambos transportes, advectivo y turbulento, contribuyen al flujo de sal río arriba. Los Tipo 3 tienen un transporte de sal que es principalmente advectivo. En los Tipo 3b el estrato inferior es tan profundo que la circulación no se extiende al fondo; es decir, los estuarios de Tipo Fioré. Los Tipo 4 tienen la estratificación más intensa, y coinciden con los estuarios de cuña salada.

El límite más alto representa las condiciones donde el agua dulce fluye sobre un estrato estancado de agua salina. La separación de las diferentes clases es un poco arbitraria, y los puntos de los datos para varios estuarios muestran que los estuarios son caracterizados por una línea más bien que un punto. Esto ocurre debido a dos efectos relacionados; los cambios en el flujo del río pueden ocasionar que un punto en el estuario cambie su posición en el diagrama, aun cambiando su tipo; y las acciones diferentes en el estuario pueden tener posiciones diferentes en el diagrama. Por consiguiente, un cambio en el flujo del río equivale (de un modo general) a un cambio en la posición a lo largo del estuario.

Rattray y Hansen (1962), Hansen y Rattray (1965, 1966), y Hansen (1967) han obtenido una solución para las ecuaciones de movimiento, de conservación de masa, y de conservación de sal,

para un estuario. Las ecuaciones son un poco simplificadas, ellas están fundadas en las investigaciones de Fritchard (1954, 1956).

Estos autores (Hansen y Rattray) hicieron uso de varios parámetros sin dimensiones. Dos de estos parámetros que son muy importantes son: (1) un número densimétrico de Froude, definido por:

$$(3) F_m = u_c / \sqrt{gh(\Delta\rho/\rho)}$$

donde  $u_c$  es la velocidad de corriente media de el agua dulce en una sección transversal,  $h$  es la profundidad media en la sección transversal, y  $\Delta\rho$  es la diferencia entre la densidad del agua del estrato inferior y la densidad del agua del estrato superior y (2) una razón de velocidades, definido por:

$$(4) V = u_c / u_r$$

donde  $u_r$  es la raíz cuadrática media de los cuadrados de la velocidad de la corriente de marea.

Hansen y Rattray (1966) también hallaron una solución especial para sus ecuaciones que es dado por:

$$(5) 1680M(1-v) = (32 + 10\gamma - \gamma^2)v + (76 + 14\gamma) \frac{R_m v^2}{48} + \frac{152}{3} \left(\frac{h}{48}\right)^2 v^3$$

donde  $v$  es la fracción de el flujo total de sal que es río arriba, que es la resulta de la difusión longitudinal;  $\gamma$  es un parámetro sin dimensión de el esfuerzo de viento;  $M$  es un parámetro sin dimensión del mezclado de marea; y  $R_m$  es el número estuarino de Ragleigh.

Ellos han hallado también (empíricamente, no teóricamente) que:

$$(6) v R_m = 16 F_m^{-3/4}$$

$$(7) H/v = 0.05F^{-7/5}$$

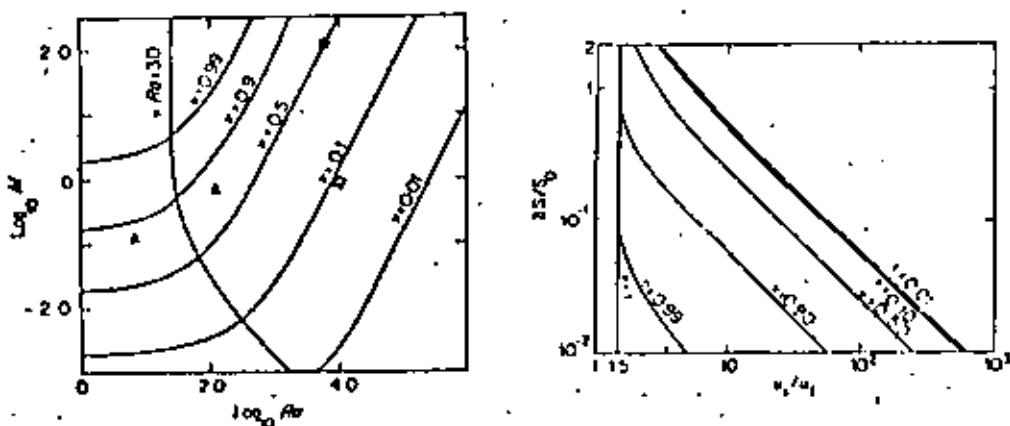
Si el esfuerzo de viento es cero, entonces las ecuaciones (5), (6) y (7) pueden combinarse y dar:

$$(8) H = 0.05F^{-7/5} - 1.905 \times 10^{-3} - 1.508 \times 10^{-2} F_m^{-3/4} - 3.351 \times 10^{-3} F_m^{-3/2}$$

7

$$(9) \quad v = 1 - 0.3810P^{7/5} - 0.3016 P_m^{-3/4} P^{7/5} - 6.702 \times 10^{-2} P_m^{-3/2} P^{7/5}$$

Por esto, dados los valores del número densimétrico de Froude,  $F_m$ , y la razón de velocidad,  $P$ , es posible determinar  $R_m$ ,  $H$ , y  $U$ . Los resultados son mostrados en los diagramas abajo.

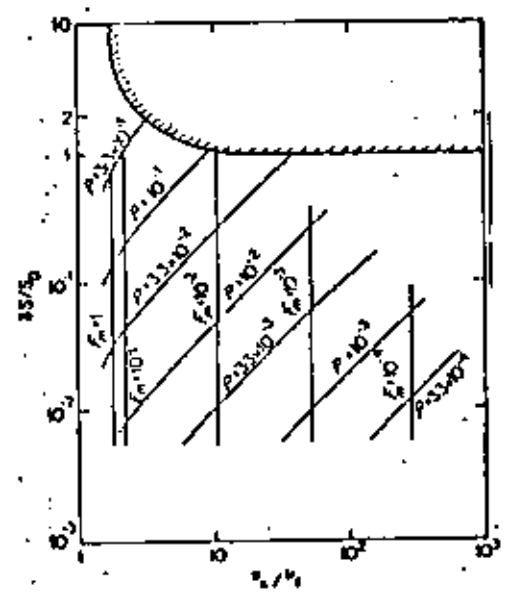


En el diagrama que está a la izquierda del papel el símbolo  $\circ$  representa al Estuario de Nersey; el símbolo  $\diamond$  representa el Estuario de James; y los símbolos  $\Delta$  representa al Estuario del Río de Columbia. Nota que in el Estuario de James el mayor flujo de sal es advectivo; mientras que en el Estuario del Río de Columbia es aproximadamente el setenta por ciento del flujo de sal que resulta de la difusión longitudinal.

Los resultados finales de Hansen Y Rattray son dado en el diagrama abajo. (la página proxima)

En este diagrama el parámetro de estratificación,  $(\delta S/S_0)$ , y el parámetro de circulación  $(U_0/U_c)$ , son dados en función del número densimétrico de Froude,  $(F_m)$ , y la razón de velocidad,  $(P)$ .

Estos autores (Hansen y Rattray) supusieron que las secciones transversales son rectangulares, y que la anchura y la profundidad son constantes. Esta suposición no es tan crítica en este caso como en el trabajo de Ippen y Harleman que fué descrito en la sección pasada.



También otras suposiciones fueron hechas por Hansen y Pattray para obtener sus soluciones. Estas incluyen las suposiciones de que los coeficientes verticales de viscosidad turbulenta y de difusividad turbulenta son constantes con la profundidad y con la distancia longitudinal a lo largo del estuario; y que el coeficiente longitudinal de difusividad turbulenta puede aumentarse a una razón que sea igual a la velocidad media de la sección transversal, o la velocidad de la descarga de agua dulce. Es decir,

$$(17) \quad \frac{dK_x}{dx} = u_f$$

A pesar de estas suposiciones, los resultados obtenidos por Hansen y Pattray son comparables con las observaciones que han sido obtenidas en varios estuarios. Se puede notar que esta teoría trata el caso de un estuario que tiene dos dimensiones, la dimensión vertical y la dimensión longitudinal. Todos los parámetros del estuario son promediados a través de la anchura del estuario.

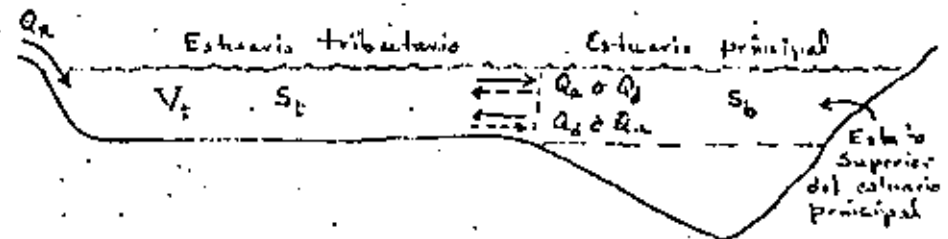
A pesar de el buen resultado de esta sistema de clasificación de estuarios, yo tengo algunas dudas con respecto a las deducciones teóricas, particularmente relativo a la fracción de el flujo total de sal que es río arriba, que es la resulta de la difusión longitudinal. Sin embargo, para discutir este asunto adecuadamente, nosotros podemos tener una mejor comprensión de la teoría de circulación estuarina. Antes empezando el desarrollo de esta teoría, yo voy a presentar otro asunto.

#### N. La Circulación en los Estuarios Tributarios

Hay varios tipos de los estuarios tributarios. En algunos casos un estuario tributario que tiene un flujo suficiente de agua dulce que se une a un estuario más grande, y la circulación que es característico de los estuarios positivos ocurre en ambos, estuario principal y el estuario tributario. En

otros casos un valle que es sumergido, y que tiene un flujo de agua dulce muy pequeño, junta al estuario principal. Si esta entrada tributaria fuera suficiente somero, para que las aguas del tributario son en un contacto directamente solo con el estrato superior del estuario principal, entonces el carácter de la circulación de el tributario sería determinado por el cambio de la salinidad por unidad tiempo en este estrato superior.

Considere el diagrama de abajo. Es una sección longitudinal en el estuario tributario, y una sección transversal en el estuario principal. Note que la profundidad del estuario tributario es aproximadamente igual a la profundidad del estrato superior del estuario principal.



Mostramos designamos los parámetros pertinentes en la manera siguiente:

- $S_t$  = la salinidad media del estuario tributario
- $S_b$  = la salinidad media del estrato superior del estuario principal cerca de la boca del estuario tributario
- $Q_d$  = el flujo neto fuera del estuario tributario
- $Q_s$  = el flujo neto dentro del estuario tributario
- $V_t$  = el volumen del estuario tributario

Nota que no es inmediatamente evidente ya sea que  $Q_d$  ocurre cerca de la superficie y  $Q_s$  cerca del fondo, o viceversa. La ecuación del balance de sal es:

$$(1) \partial(V_t S_t) / \partial t = Q_b S_b - Q_a S_t$$

y la ecuación del balance de volumen es:

$$(2) \partial V_t / \partial t = Q_b + Q_a - Q_c$$

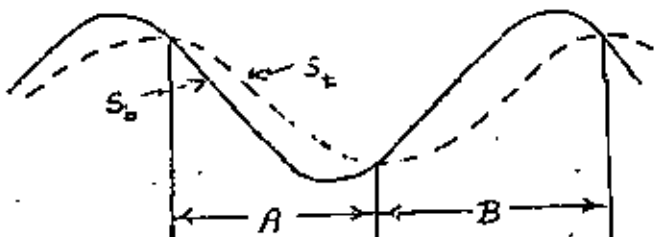
Combinando estas ecuaciones dan:

$$(3) Q_a / V_t = \frac{Q_b S_b / V_t + \partial S_t / \partial t}{S_b - S_t} = \frac{1}{V_t} \frac{\partial V_t}{\partial t}$$

Generalmente  $Q_b S_b / V_t \ll \partial S_t / \partial t$  y entonces:

$$(4) Q_a / V_t = \frac{1}{S_b - S_t} \partial S_t / \partial t = \frac{1}{V_t} \frac{\partial V_t}{\partial t}$$

En el caso que el cambio de volumen por unidad tiempo es cero,  $Q_a / V_t$  depende solo de  $(S_b - S_t)$  y  $\partial S_t / \partial t$ . Este término,  $Q_a / V_t$ , se llama "el tiempo de residencia" ("the retention time" o "the flushing time"). El representa el tiempo medio que una partícula del agua permanecería en el estuario tributario. Usualmente hay una variación estacional de la salinidad del estrato superior en el estuario principal, debido a la variación estacional del flujo del río. Por consiguiente hay una variación estacional de la salinidad del estuario tributario, que tiene menor amplitud y es desplazado en tiempo comparado con la variación de la salinidad del estrato superior en el estuario principal. Este fenómeno es mostrada en el diagrama siguiente:



Durante el período de tiempo "A", el término  $\partial S_t / \partial t$  es negativo; y  $S_b < S_t$ . Porque  $S_t$  es más grande que  $S_b$ , la densidad del agua del estuario tributario es más grande que la densidad del agua del estrato superior del estuario principal. Por consiguiente, el flujo afuera del estuario tributario ocurre cerca del fondo y el flujo dentro del estuario tributario, ocurre cerca de la superficie. Durante el período de tiempo "B", el término  $\partial S_t / \partial t$  es positivo, y  $S_b > S_t$ . Por consiguiente el flujo afuera del estuario tributario ocurre cerca de la superficie, y el flujo dentro del estuario tributario ocurre cerca del fondo.

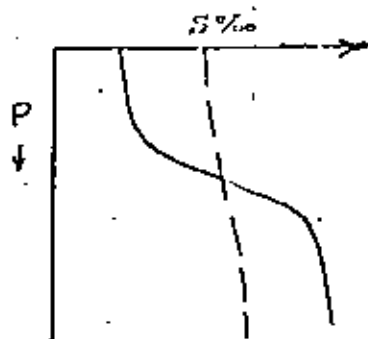
Note que en este desarrollo no hemos incluido la difusión. Yo discutiré el efecto de este tópico más tarde. También acuérdese que todos parámetros en las Ecuaciones arriba son los valores medios sobre un ciclo de marea. Por consiguiente  $\partial V_t / \partial t$  representa el cambio de la volumen por unidad tiempo sobre los períodos que son grandes comparados con un ciclo de marea. Los ejemplos de procesos que pueden contribuir a el término final en la Ecuación (4) son los cambios del nivel del agua producido por el viento o las variaciones en la presión atmosférica. A veces, estos procesos pueden ser la causa principal de la renovación del agua del estuario tributario.

Ahora, considere el caso en cual la profundidad del estuario tributario es igual, más o menos, a la profundidad del estuario principal. Si el flujo del agua dulce directamente dentro del estuario tributario es muy pequeño, este estuario estará lleno de agua del estuario principal.

En el estuario principal, el flujo neto, que es hacia el mar en el estrato superior, tiende a disminuir la salinidad de este estrato, porque el flujo es de una región que tiene las salinidades inferior hacia una región que tiene las salinidades superior. En el estrato inferior, el flujo neto es hacia la cabeza del estuario, y tiende a aumentar la salinidad de este estrato. Por consiguiente, estos procesos advectivos causan que el gradiente de la salinidad aumente. Al mismo tiempo,

el proceso de mezcla vertical causa que el gradiente de la salinidad decrezca. El resultado de estos procesos se oponen a producir una variación vertical particular de salinidad en el estuario principal.

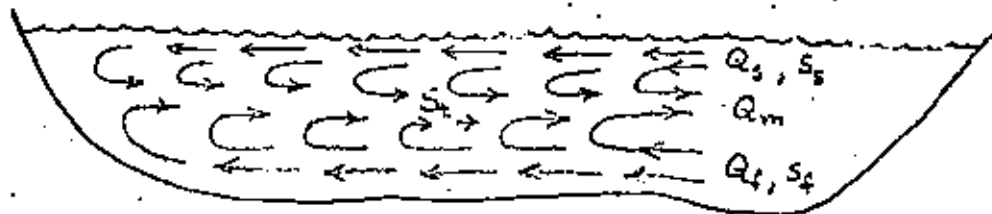
En el estuario tributario no ocurren los procesos advectivos que aumentan el gradiente vertical de la salinidad; sin embargo, los procesos turbulentos de mezcla continúan existiendo. Por consiguiente, el gradiente vertical de la salinidad decrece. Muchas veces la salinidad viene a ser aproximadamente constante con la profundidad. Esta situación es mostrada en el diagrama siguiente:



A = el estuario principal  
B = el estuario tributario

Pues, la salinidad cerca de la superficie en el estuario principal es menor que la salinidad cerca de la superficie en el estuario tributario. Por consiguiente, la densidad cerca de la superficie en el estuario principal es menor que la densidad cerca de la superficie en el estuario tributario, y los aguas cerca de la superficie del estuario principal fluyen sobre la superficie del estuario tributario, (y por esto dentro de este estuario). Los aguas cerca de la superficie del estuario tributario, siendo más densas que los aguas cerca de la superficie del estuario principal, fluyen por debajo de estas aguas, (y por esto afuera del estuario tributario).

La salinidad cerca del fondo del estuario principal es mayor que la salinidad cerca del fondo del estuario tributario. Por consiguiente estas aguas fluyen por debajo de las aguas del estuario tributario, (y por esto dentro de este estuario). Las aguas cerca del fondo del estuario tributario fluyen sobre las aguas cerca del fondo del estuario principal, (y por esto afuera del estuario tributario). Hay tres estratos de flujo en estos estuarios tributarios, que son mostrados en el diagrama siguiente:



Mostramos designamos los parámetros pertinentes en la manera siguiente:

- $S_3$  = la salinidad cerca de la superficie del estuario principal
- $S_1$  = la salinidad cerca del fondo del estuario principal
- $S_m$  = la salinidad media del estuario tributario
- $Q_3$  = el flujo dentro del estuario tributario en un estrato cerca de la superficie
- $Q_1$  = el flujo dentro del estuario tributario en un estrato cerca del fondo
- $Q_m$  = el flujo afuera del estuario tributario en un estrato que ocurre a profundidad media.

Las ecuaciones de balance de sal y de volumen son, en este caso:



$$(5) \quad Q_s S_s + Q_f S_f - Q_m S_t = 0$$

y

$$(6) \quad Q_s = Q_f - Q_m = 0$$

La solución simultánea de estas ecuaciones dan:

$$(7) \quad Q_m = 2Q_s = 2Q_f ; \quad Q_s = Q_f$$

pero no dan los valores únicos de las magnitudes de estos flujos. Para obtener estos valores es necesario usar las ecuaciones de movimiento. Estas serán tratadas más tarde.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO )**

**H I D R O D I N A M I C A**

**OCEANOGRFO RAFAEL SAENGER FERNANDEZ  
ENERO, 1983**

showed that the lateral balance could be maintained by centrifugal forces without any eddy friction contribution. Stewart showed that the necessary curvature of the streamlines was consistent with the topography of the James River, both at the surface and near the bottom, and that this effect was produced mainly by the fluctuating tidal currents rather than the mean flow.

Following the analysis of the longitudinal and lateral dynamic balances, Pritchard and Kent (1956) suggested that, as the variation with depth of the vertical and lateral shearing stresses were similar, they could be represented as  $(\overline{v'w'}) = \eta(\overline{u'w'})$  where  $\eta$  had a value of about 0.4. Then, assuming that the mean field acceleration terms were zero, they were able to use the measured salinities and temperatures to calculate the relative pressure gradient distribution. The field change in the amplitude of the tidal velocity

$$U = \frac{\partial U_0}{\partial x}$$

was estimated from tidal current data and the mean longitudinal velocity  $\bar{u}$  was calculated. The agreement between the calculated and observed values of  $\bar{u}$  was good. This illustrates the internal consistency of the data, but, in view of the importance of centrifugal forces, does not really represent the actual situation.

Solution of the general equations of motion in estuaries is more difficult than for the equation of salt continuity. In the latter case we were dealing with the product of a vector and a scalar, whereas with the former we have the product of two vectors. As a consequence we have to be more accurate with our direction measurements and more stringent about our averaging criteria. To diminish the effects of errors in the current direction what is really required is that the  $x$  co-ordinate should be directed along the current flow, rather than along the estuary, and, as we have seen, locally the two may be completely different. There can be drastic variations of flow direction during a tide, the flood tide need not be  $180^\circ$  different in direction from the ebb tide. This effect can also alter with depth and will be especially apparent with the residual flows, as the control on the surface mean flow is mainly the upstream topography and on the bottom flow the topography downstream. Therefore, unless careful measurements are made, directional errors can produce rather large errors in the lateral velocities and these will be exaggerated in the calculation of the vertical velocities. Because of the importance of topographic controls on the flow in the lateral direction, estimation of the turbulent stresses is virtually impossible except by direct measurement. Consequently the methods of analysis discussed here probably have little future. There is a great future however, for mathematical models in which real topography can be used. Many present-day mathematical models are two-dimensional models with rather idealized topographies, but the trend is towards the larger, more complex, yet more realistic ones.

## CHAPTER 7

# Flushing and Pollution Distribution Prediction

### FLUSHING TIME

It is obvious from what we have already seen of estuaries, that increased river flow causes both a downstream movement of the salinity intrusion and a more rapid circulation of water. Thus increased river discharge is accompanied by a more rapid exchange of fresh water with the sea, the volume of fresh water accumulated in the estuary increasing to a lesser extent than does the discharge. The flushing time is the time required to replace the existing fresh water in the estuary at a rate equal to the river discharge.

The flushing time  $T = Q/R$  where  $Q$  is the total amount of river water accumulated in the whole or a section of the estuary and  $R$  is the river flow. In Boston Harbour the flushing time changes rapidly with discharge variation at low river flow, but changes slowly at high river flow (Ketchum 1952).

The flushing time can be calculated in several ways.

#### The Fraction of Fresh Water Method

The mean fractional fresh water concentration over any segment is

$$f = \frac{S_1 - S_0}{S_1} \quad (7.1)$$

where  $S_1$  is the salinity of the undiluted sea water and  $S_0$  is the mean salinity in a given segment of the estuary. The total volume  $Q$  is found by multiplying the fractional fresh water concentration 'f' by the volume of the estuary segment. Hughes (1958) has calculated the flushing time of the Mersey Narrows by this method and at a river discharge of  $25.7 \text{ m}^3 \text{ sec}^{-1}$  the flushing time was 5.3 days. Large river flows decreased the flushing time.

Ketchum (1950) has used this method in New York Bight where he found that the flushing time varied between 6.0 and 10.6 days with the river flow varying between 4.9 and  $0.46 \times 10^6 \text{ ft}^3 \text{ day}^{-1}$ .

#### The Tidal Prism Method

In this method, the water entering on the flood tide is assumed to become fully mixed with that inside and the volume of sea water and river water

introduced equals the volume of the tidal prism, the volume between high and low tide marks. On the ebb the same volume of water is removed and the fresh water content of it must equal the increment of the river flow. If  $V$  is the low tide volume and  $P$  the intertidal volume (the tidal prism) then the flushing time in tidal cycles:

$$T = \frac{V+P}{P} \quad (7.2)$$

It has been found that the flushing time calculated this way gives a considerably lower flushing time than calculation using other methods. The exaggerated estimate of the rate of flushing is due to incomplete mixing of the estuarine water; the fresher water near the head of the estuary cannot reach the mouth during the ebb. Also, some of the water which does escape during the ebb returns on the following flood tide.

#### The Modified Tidal Prism Method

Ketchum (1951) modified the tidal prism approach by dividing the estuary into segments, the lengths of which are determined by the excursion of a water particle during the tide. The innermost section is that above which the intertidal volume  $P_0$  is supplied by the river flow  $R$ . Thus  $P_0 = R$ . The low tide volume of this innermost segment is  $V_0$ . The limit of the next segment is placed so that  $V_1 = V_0 + P_0 = V_0 + R$  etc. The low tide volume in each segment equals the total tidal prism within the next segment to landward, plus the low tide volume in segment 0, or  $V_n = V_0 + R + \sum_{i=1}^n P_i$ .

Each segment contains, at high tide, the volume of water contained in the next seaward segment at low tide. Thus the limits of the segments are equal to the average excursion of a particle of water on the flood tide. If the mixing is complete at high tide then the proportion of water removed on the ebb tide is the ratio between the local intertidal volume and the high tide volume. Thus an exchange ratio can be defined for any segment  $n$  as  $r_n = P_n / (P_n + V_n)$ . The flushing time in tidal cycles will be  $1/r_n$ .

Providing the river flow is constant, each segment receives  $R$  volume of river water per tidal cycle. The amount of river water removed on the ebb will be  $r_n R$  and the amount remaining will be  $(1-r_n)R$ . As this process will have already been going on for many tidal cycles, there will be contributions from the river flow at those times, both to the water removed and to that remaining. This can be summarized as follows:

Age in tidal cycles	River water removed	River water remaining
1	$r_n R$	$(1-r_n)R$
2	$r_n(1-r_n)R$	$(1-r_n)^2 R$
3	$r_n(1-r_n)^2 R$	$(1-r_n)^3 R$
$m$	$r_n(1-r_n)^{m-1} R$	$(1-r_n)^m R$

#### Flushing and Pollution Distribution Prediction

The total volume of river water  $Q_n$  accumulated in the segment  $n$  will be the sum of the last column, plus one volume of river flow which has not yet been removed.

$$Q_n = R(1 + (1-r_n) + (1-r_n)^2 + \dots + (1-r_n)^m)$$

This is a geometrical progression whose sum is:

$$\frac{R}{r_n}(1 - (1-r_n)^{m+1})$$

When  $m$  is large,  $(1-r_n)^{m+1}$  approaches zero when  $r_n$  is less than unity, so that

$$Q_n = R/r_n$$

Similarly the amount of river water removed is:

$$R(r_n + r_n(1-r_n) + r_n(1-r_n)^2 + \dots + r_n(1-r_n)^{m-1}) = R$$

Consequently we can calculate the flushing time ( $1/r_n$ ) for any section and, if we know the undiluted sea water salinity, the high water salinity in each segment can also be calculated. For incomplete mixing at high tide, the exchange ratio can be adjusted by multiplying by  $h/\bar{H}$  where  $h$  is the average depth of the segment and  $\bar{H}$  is the average depth of the mixed layer. The total flushing time for the estuary will be the sum of the flushing times for the separate segments.

This is a useful method of calculating the flushing time and the salinity distribution, as it only requires knowledge of the river flow, tidal range and the estuarine topography. Also, since the segment length is equivalent to the tidal excursion, some idea of the current velocities within the estuary can be obtained.

The modified tidal prism method has been applied to a number of estuaries with reasonably good agreement to the observed salinity distribution. For other estuaries, such as the Severn (Stommel 1953a) the agreement is not good. It appears that the best results are obtained when the number of segments is large, when the estuarine cross-sectional area increases fairly quickly downstream and when the estuary is well mixed.

Ketchum and Keen (1953) have applied the method to the Bay of Fundy. The total flushing time for the Bay was 76 days, agreeing well with the computed accumulation of fresh water derived from salinity measurements. The segmentation length agreed well with the observed particle excursions and the exchange ratio also agreed well with that calculated from the observed fresh water fraction.

The salinity distribution and segmentation calculated for Southampton Water by Ketchum's method are shown in Figure 7.1. River flows of  $31.3 \times 10^6$  cu ft per tide and  $15.7 \times 10^6$  cu ft per tide were used for the Test and Itchen respectively, with a spring tidal range of 15 ft. Comparison with the measured values (Figure 4.24) is difficult because of the effect of Marchwood Power

ends to bypass some of the surface water flow and create a completed zone between the cooling water intake and outfall. Results of flushing times calculated both by the fractional fresh water and the modified tidal prism method for the Columbia River have presented by Neal (1966). The first method gave flushing times of between 1-5 days depending on the river flow and the second method gave about twice these times. The variation of flushing time with river flow for both methods followed very similar trends, however.

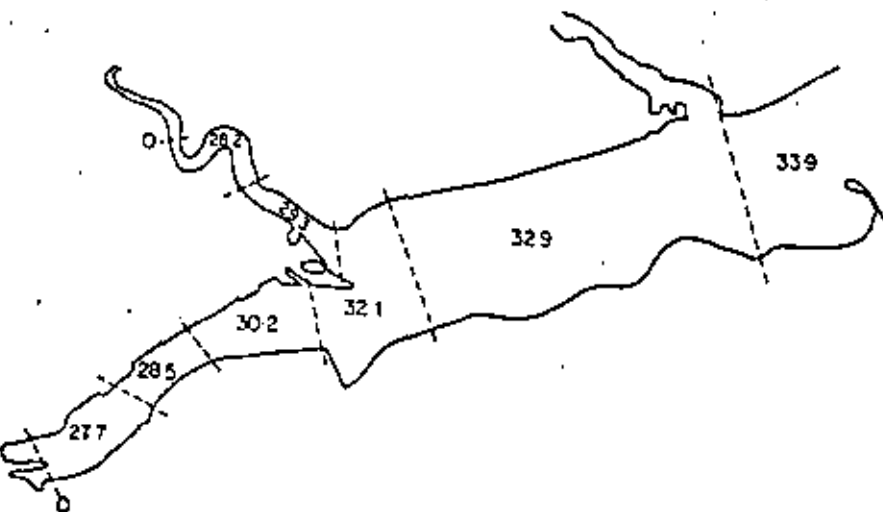


Figure 7.1 Tidal prism segmentation of Southampton Water and calculated high water mean salinities

### Theory of a Mixing Length

Using Ketchum's idea that the element of mixing volume is bounded by the length of the tidal excursion, Arons and Stommel (1951) developed a mixing length theory and attempted to produce flushing numbers to characterize estuaries. If the estuary is of uniform width and of uniform depth ( $h$ ) and the tide is simultaneous and uniform over the entire channel, then the amplitude of the tidal current  $U_0$  is  $U_0 = A_0 \omega (x/h)$ , where  $A_0$  is the amplitude of the vertical tidal movement,  $x$  is the distance from the head of the estuary and  $\omega$  is the angular frequency of the tide ( $\omega = 2\pi/T$  where  $T$  is the tidal period). The amplitude of the horizontal tidal displacement is

$$\zeta_0 = -\frac{A_0 x}{h}$$

The horizontal eddy-diffusion coefficient  $K_x$  is assumed to be related to the tidal displacement and the current by  $K_x = 2B\zeta_0 U_0$ , where  $B$  is a constant.

Thus

$$K_x = 2BA_0^2 \omega \frac{x^2}{h^2}$$

Introducing a dimensionless length parameter  $\lambda = x/L$  where  $L$  is the total estuary length, and a flushing number

$$F = \frac{Qh^2}{2BA_0^2 \omega L}$$

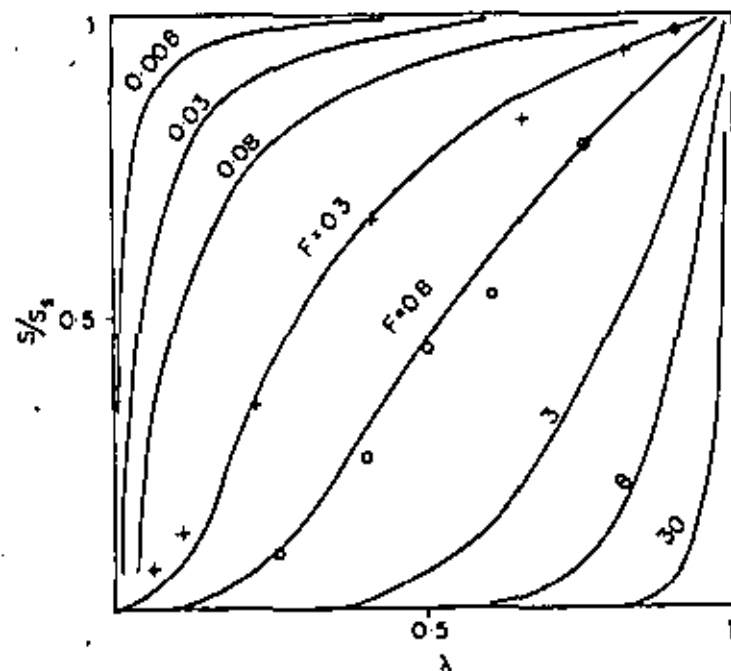


Figure 7.2 Curves showing relationship between flushing number, salinity and length. O Raritan River; + Alberni Inlet. (Reproduced with permission from A. B. Arons and H. Stommel, *Transactions, American Geophysical Union*, 32, No. 3, 421, Figure 1, 1951)

where  $Q$  is the mean velocity of water in the channel due to the river flow, then the one-dimensional diffusion equation (5.26) becomes

$$F\lambda = \lambda^2 \frac{ds}{d\lambda} \quad (7.3)$$

Integrating;  $\log_e \lambda = -F/\lambda + F + \log_e S_0$ , where  $S_0$  is the undiluted sea salinity.

Thus

$$s/S_0 = e^{F(1-\lambda/\lambda^2)} \quad (7.4)$$

The curves of  $s/S_0$  against  $\lambda$  for various values of  $F$  are shown in Figure 7.2. They show a toe near  $\lambda = 0$  and a point of inflexion, similar to the normal

picture of salinity distribution. The curves are most sensitive to  $F$  in the region  $0.1 > F > 10$ . Arons and Stommel calculated the values of the constant  $B$  by comparison with the observed salinity distributions in the Raritan River and Alberni Inlet. Unfortunately, there was an order of magnitude difference in the results, which means that the method fails to predict adequately the intensity of mixing from the given parameters of the estuaries. This may partly be due to the rather unnatural topographic constraints assumed in the analysis, and partly due to the assumed forms of the flushing number and eddy-diffusion coefficient. These were probably chosen to produce the relatively simple form for the equation (7.3).

### POLLUTION DISPERSION PREDICTION

Near the mouth of the estuary the fresh water fraction is relatively low as the salt water is only slightly diluted. Enough of the mixture must escape on each tide to remove a volume of fresh water equivalent to the river flow. The escaping volume can thus be an order or more greater than the river flow and it is this volume that is available for the dilution and removal of pollutants. Consequently, estuaries are better at diluting and removing pollution than the tributary river. It is obviously useful to be able to predict these effects.

#### Conservative Pollutants

If a constant rate discharge of a conservative, non-decaying, pollutant is made into an estuary the tidal mixing will distribute it both upstream and downstream. The maximum concentration will be in the vicinity of the discharge point. If the pollutant acts in the same way as fresh or salt water, the pollutant distribution will be directly related to the salinity distribution, once a steady state has been achieved. Prediction can thus be based on knowledge of the distribution of fresh water in the estuary.

Ketchum (1955) has developed a fractional fresh water method for predicting the concentration of a pollutant. Let the cross-sectional average concentration at the outfall after steady-state conditions have been achieved be  $C_o$ . Then

$$C_o = \frac{P}{R} f_o$$

where  $P$  is the rate of supply of the pollutant,  $R$  is the river discharge and  $f_o$  the cross-sectional fractional fresh water concentration.

Downstream of the outfall the pollutant must pass through a cross-section at the same rate as it is discharged at the outfall

$$C_x = C_o \frac{f_x}{f_o} = \frac{P}{R} f_x \quad (7.5)$$

Upstream of the outfall, the quantity of pollutant carried upstream with the saline water will balance that carried downstream by the mean flow. Its distribution will be directly proportional to the distribution of salinity, inversely proportional to the fresh water fraction.

Thus

$$C_x = C_o \frac{S_x}{S_o} \quad (7.6)$$

The pollutant distribution will be of the form shown in Figure 7.3. Downstream it will have the same form as the salinity distribution, and upstream

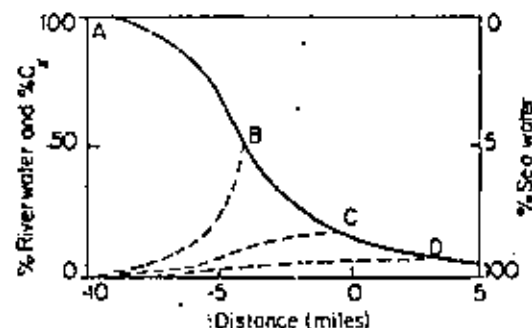


Figure 7.3 Steady-state distribution of a conservative pollutant. (Reproduced with permission from B. H. Ketchum, 1952, *Sewage and Industrial Wastes*, 27, 1288-1296, Figure 1, Journal Water Pollution Control Federation, Washington, D.C. 20016)

the inverse of the salinity. It is noticeable that if the discharge point is moved downstream, the concentration levels at points seaward of the outfall are unaffected, but the upstream levels are drastically reduced. The concentration in the immediate vicinity of the outfall is also reduced.

Pritchard (1969) has produced a two-dimensional box model for predicting pollutant distribution which is especially applicable to partially mixed estuaries. He considers the estuary to be divided longitudinally into a number of segments, each of which is divided vertically into two sub-segments. The interface between the vertical segments is the boundary between the seaward flowing surface layer and the landward flowing bottom layer. The continuity of salt and water between each box is then considered assuming negligible longitudinal diffusion.

Referring to Figure 7.4, let  $(Q_u)_{n-1,n}$  be the volume flow rate from the  $n-1$ th segment into the  $n$ th segment, upper layer and  $(Q_l)_{n,n-1}$  the flow in the lower layer from the  $n$ th to the  $n-1$ th segment. Similarly  $(Q_u)_{n,n+1}$  will be the upper layer flow rate from the  $n$ th to the  $n+1$ th segment, etc. Within the segment  $n$  there will be a volume rate of flow due to vertical advection from the lower into the upper layer ( $Q_v$ ) and a vertical exchange coefficient

representing the vertical diffusion,  $E_v$ . The salinity of the upper and lower layers is  $(S_u)_n$  and  $(S_L)_n$ , respectively and the salinity at the boundary between them is  $(S_b)_n$ . The salinities at the other boundaries will be  $(S_u)_{n-1,n}$ ,  $(S_L)_{n+1,n}$ , etc. Homogeneity is assumed within each box.

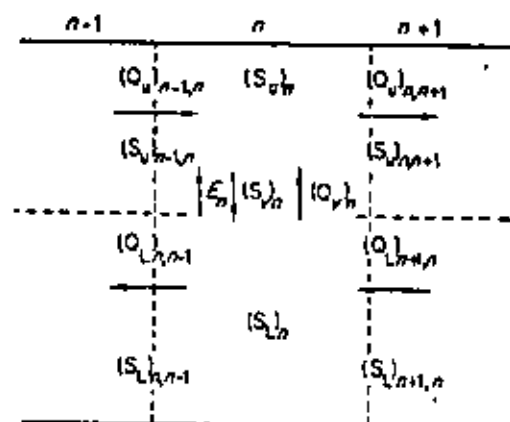


Figure 7.4 Definition diagram for two-dimensional box model, after Pritchard (1969)

For a steady-state salt distribution, for the upper layer in segment  $n$ ,

$$(S_u)_{n,n+1} \cdot (Q_u)_{n,n+1} = (S_u)_{n-1,n} \cdot (Q_u)_{n-1,n} + E_v[(S_u)_n - (S_L)_n] + (Q_u)_n \cdot (S_u)_n \quad (7.7)$$

From volume continuity:

$$(Q_u)_n = (Q_u)_{n,n+1} - (Q_u)_{n-1,n} \quad (7.8)$$

There are similar equations for the lower layer. Similar to equation (5.20), for any section of the estuary,

$$Q_u = R \frac{S_L}{S_L - S_u} \quad Q_L = R \frac{S_u}{S_L - S_u} \quad (7.9)$$

If the salinity distribution and fresh water flow are known the horizontal volume flow rates can be calculated using equation (7.9). The vertical flow rates can be calculated from equation (7.2) and then equation (7.7) solved for  $E_v$ .

Now let a conservative pollutant be introduced into the surface layer of the  $k$ th segment at a rate  $P$ . The concentration  $C$  of the pollutant is assumed uniform in each sub-segment and at the boundaries the concentration is equal to the average value between adjacent segments. Then for the upper layer the pollutant balance is:

$$(Q_u)_{n,n+1} \left[ \frac{(C_u)_n + (C_u)_{n+1}}{2} \right] = (Q_u)_{n-1,n} \left[ \frac{(C_u)_{n-1} + (C_u)_n}{2} \right] + E_v[(C_L)_n - (C_u)_n] + (Q_u)_n \left[ \frac{(C_u)_n + (C_L)_n}{2} \right] \quad (7.10)$$

For the lower layer:

$$(Q_L)_{n,n+1} \left[ \frac{(C_L)_n + (C_L)_{n+1}}{2} \right] = (Q_L)_{n-1,n} \left[ \frac{(C_L)_{n-1} + (C_L)_n}{2} \right] + (Q_u)_n \left[ \frac{(C_u)_n + (C_u)_n}{2} \right] + E_v[(C_L)_n - (C_u)_n] \quad (7.11)$$

In the upper layer of the  $k$ th segment there is the input term  $P$  to be added to equation (7.10).

Using equation (7.8), equation (7.10) and (7.11) become:

$$(C_u)_{n-1} \cdot (Q_u)_{n-1,n} - 2(C_u)_n E_v + (C_L)_n [2E_v + (Q_u)_n] - (C_u)_{n+1} (Q_u)_{n,n+1} = 0 \quad (7.12)$$

and

$$(C_L)_{n+1} (Q_L)_{n+1,n} - 2(C_L)_n E_v + (C_u)_n [2E_v - (Q_u)_n] - (C_L)_{n-1} (Q_L)_{n-1,n} = 0 \quad (7.13)$$

In the  $k$ th segment equation (7.12) will again have the additional term  $P$ .

Using the boundary conditions that upstream  $C$  goes to zero and  $S$  goes to zero and downstream that  $(C_L)_m = 0$  these equations can be solved for the distribution of pollutant concentration for a given input, with the inherent assumption that the vertical exchange coefficient is the same for pollutant as for salt.

An alternative method of calculating the distribution is by use of the one-dimensional diffusion equation (Stommel 1953a). The net seaward flux of pollutant through any section  $x$  is

$$F(x) = Rc - \bar{K} K_x \frac{dc}{dx} \quad (7.14)$$

where  $R$  is the river discharge.

Downstream of the source the net flux must be constant and equal to the input. Upstream it will be zero. Providing the diffusion coefficient for the pollutant can be assumed to be the same as that for salt, then we can determine  $K_x$  by putting  $F(x)$  equal to the river flow and the fresh water fraction  $f$  for  $c$ . Then

$$K_x = \frac{R(f-1)}{\bar{K} df/dx} \quad (7.15)$$

The values of  $K_x$  calculated this way are put into equation (7.14) and the equation is written in a finite difference form and is solved by successive approximation. There are various constraints on the solution; the concentration must approach zero at the ocean and at the head of the estuary and, in the section near the outfall, the difference in the flux upstream and downstream must equal the rate of inflow of pollutant at the source. According to Neal (1966), the methods of Ketchum and Stommel give similar results.

Pollutant dispersion in a one-dimensional estuary has also been considered by Kent (1960). Kent considers a sectionally homogeneous estuary and

$$\frac{\partial \bar{s}}{\partial t} = -\bar{u} \frac{\partial \bar{s}}{\partial x} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AK_e \frac{\partial \bar{s}}{\partial x} \right) \quad (7.16)$$

where  $K_e$  is the eddy-diffusion coefficient for the pollutant.

In the first instance a solution for equation (7.16) is considered with values of  $u$ ,  $A$  and  $K_e$  variable with  $x$ . The equation can be written in a finite difference form and, provided the initial distribution of the pollutant in the estuary is known, we can trace the disposition of the pollutant in space and time. This is done by solving the finite difference equation numerically by successive approximations. To make sure the approximate solution converges on the exact one, certain conditions are specified for the increments of time and distance used for the differences.

A solution is also considered with constant coefficients. In this case equation (7.16) reduces to:

$$\frac{\partial \bar{s}}{\partial t} = -\bar{u} \frac{\partial \bar{s}}{\partial x} + K_e \frac{\partial^2 \bar{s}}{\partial x^2} \quad (7.17)$$

This equation can also be stated in a difference form and solved numerically by successive approximations. Conditions for the space-time increments are again specified to provide convergence of the solution.

In both these analyses it is necessary to know the distribution of the pollutant diffusion coefficient  $K_e$ . The diffusion coefficient for salt can be calculated in the same manner as already described, by use of equation (7.15). Kent (1960) modifies this value of  $K_e$ , to obtain  $K_p$  by arguing that the ratio of diffusivities will be the same as the ratio of the lengths of the salt and pollutant extents. Thus

$$\frac{K_p}{K_e} = \frac{L_p}{L_e}$$

Kent's method requires knowing the initial pollutant distribution shortly after discharge commencement, but experiments with dye releases into an hydraulic model of the Delaware Estuary showed good comparison between observed and predicted distributions thereafter.

Preddy (1954) has modelled pollution in the Thames using a mixing concept not unlike that of Ketchum. He considers that after a tidal cycle a proportion  $P_1$  of the pollutant will be dispersed over a length  $L$  downstream, and a proportion  $P_2$  over the same length upstream. The amount  $1 - P_1 - P_2$  will be at the discharge point. To determine the pollutant distribution it is necessary to determine the values for  $P_1$  and  $P_2$  at different points in the estuary. By considering the continuity of salt and of water, two equations can be formed in which  $L$ ,  $P_1$  and  $P_2$  are unknowns. The river flow and salinity distribution need to be known and the length  $L$  is taken as the tidal excursion. The

equations can then be solved by successive approximations. Preddy uses this method to predict the effect on the salinity distribution of changes in river flow.

#### Non-conservative Pollutants

For non-conservative pollutants prediction becomes more difficult. Concentrations, as well as diminishing because of mixing, also decrease with time. For coliform sewage bacteria the change due to mortality is an exponential effect that can be represented by

$$C_t = C_0 e^{kt}$$

The constant  $k$  is negative and the population decreases to 1/10 in 1½ days to 3 days (Ketchum, 1955). As this time is comparable to the flushing time mortality will be important. In the Raritan River practically all of the decrease in bacterial concentration was due to mixing, mortality and grazing by zooplankton. These effects are assumed to be represented by

$$C_n = (C_0)_n \frac{r_n}{1 - (1 - r_n)e^k} \quad (7.18)$$

where  $r_n$  is the exchange ratio in segment  $n$ .

If the mortality rates and exchange ratios are equal in the segments in the estuary, then downstream of the outfall

$$C_n = C_0 \frac{f_n}{f_0} \left( \frac{r}{1 - (1 - r)e^k} \right)^n \quad (7.19)$$

and upstream

$$C_n = C_0 \frac{S_n}{S_0} \left( \frac{r}{1 - (1 - r)e^k} \right)^n \quad (7.20)$$

where  $n$  is the number of segments from the outfall, the segments being defined by a modified tidal prism analysis. If the coefficient of mortality is zero, i.e.  $e^k = 1$ , then these equations equal those for a conservative pollutant. The effect of mortality is shown by

$$\frac{C_n}{C_0} = \left( \frac{r}{1 - (1 - r)e^k} \right)^n \quad (7.21)$$

Larger exchange rates give larger populations in a segment for a given mortality, since the water is mixed faster and less decay occurs. Figure 7.5 shows the distribution of non-conservative pollutant in Raritan Bay where the exchange ratio is 0.34. The upper curve shows the effects of dilution alone, with a conservative pollutant discharged from position A. The lower three curves are for the fraction of the population expected when  $k' = -0.578$  tide<sup>-1</sup>. Multiplication of the value in the upper curve by that in the lower gives the expected concentration, relative to a population size of unity for the



pollutant mixed in water with no mortality. This example gives relative populations at the outfall locations of 0.538 for A, 0.278 for B and 0.092 for C.

The peak concentration is thus decreased by downstream movement of the outfall, but to a greater extent than for a conservative pollutant. In contrast to a conservative pollutant, concentration at a point downstream of the outfall is reduced if the outfall is moved upstream.

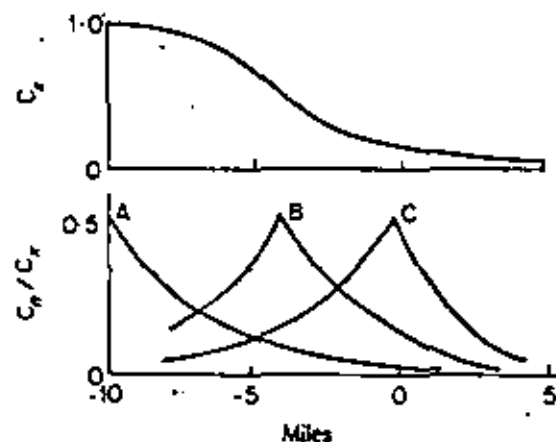


Figure 7.5 Distribution of a non-conservative pollutant in Raritan Bay. For explanation see text. (Reproduced with permission from B. H. Ketchum, 1952, *Sewage and Industrial Wastes*, 27, 1288-1296, Figure 4, Journal Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 20016)

Stommel (1953a) has also introduced a term into equation (7.14) to allow for decay of pollutant. The equation becomes

$$\frac{d}{dx} \left( R_c - \bar{A}K_x \frac{dc}{dx} \right) + \frac{\bar{A}c}{t} = 0 \quad (7.22)$$

where  $t$  is the time for the concentration to decay to  $1/e$  of its initial concentration. This equation can be solved by the same successive approximation method as that used for conservative pollutants.

Many other methods for determining pollutant distributions in estuaries have been published. The relative merits of some of them are discussed by Pyatt (1964).

The consideration of flushing time and the methods discussed for pollution distribution prediction are mathematical models of increasing complexity. Because they use fresh or salt water as the tracer, the results will only apply to substances that act as and are introduced in the same way as either of these.

The methods rely on using the existing salinity distribution and the principles of salt continuity to determine longitudinal dispersion coefficients or exchange coefficients which are then used for the pollutant distribution. These models are then generally tested for reliability by calculating the modelled effect of variation in river discharge and comparing with observed values. Sometimes the mathematical models are tested against observed distributions of dye tracer in hydraulic models. In these cases, however, because of the vertical scale exaggeration in the hydraulic model the dispersion coefficients are likely to be different from those obtained in the prototype estuary.

The most commonly modelled non-conservative pollutant is dissolved oxygen. Though it is not a pollutant, it is a mirror for pollution in which the biological demand for oxygen is large. Consequently a sewage disposal into an estuary will deplete the oxygen levels and to a large extent the dissolved oxygen distribution will be the inverse of the effluent distribution. Modelling the dissolved oxygen content is important so that conditions leading to low oxygen levels and possible anaerobic bacterial activity can be avoided.

Mathematical models are suitable for analysis using computers which can quickly do the large amount of tedious calculation necessary in the successive approximation and finite difference techniques. However, even then, to make the problem tractable it is necessary to reduce the estuary to a one- or two-dimensional problem. These models require large quantities of good quality real data taken simultaneously at many stations over several tidal cycles to determine the initial boundary conditions and for validation. Thus the exchange coefficients are determined empirically rather than analytically.

## Theoretical Solutions for Estuaries

As we have seen in chapters 5 and 6, the salt balance and the dynamical balance are parts of the same interlocking system. It would be convenient if it were possible to solve the necessary equations simultaneously. There are a variety of approaches, but one of the most promising is that which has been made by Rattray and Hansen (1962), Hansen and Rattray (1965, 1966) and Hansen (1967). They consider a partially mixed estuary of rectangular cross-section, with breadth  $b$  and depth  $h$ . The estuary is sufficiently narrow to be laterally homogeneous. In the central portion of such an estuary the vertical salinity stratification is almost independent of position and the longitudinal variation of salinity is almost linear. At either end the stratification is proportional to the departure of the sectional mean salinities from their terminal values, and the salinity distribution is not linear.

Following Pritchard's analyses of the James River, the dynamic balance and the salt balance equations are reduced to:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial \bar{\tau}_{xz}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( N_v \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) \quad (8.1)$$

and

$$b \left( \bar{u} \frac{\partial \bar{s}}{\partial x} + \bar{w} \frac{\partial \bar{s}}{\partial z} \right) = \frac{\partial}{\partial x} \left( b K_x \frac{\partial \bar{s}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( b K_z \frac{\partial \bar{s}}{\partial z} \right) \quad (8.2)$$

also

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = g$$

An equation of state for the water is written as  $\rho = \rho_f(1 + \kappa s)$  where  $\rho_f$  is the fresh water density, and a stream function  $\psi$  is introduced into the equation of continuity for water, so that

$$\frac{\partial \psi}{\partial z} = -b\bar{u} \quad \text{and} \quad \frac{\partial \psi}{\partial x} = +b\bar{w}$$

These partial differential equations have no known general solutions, but a group of special solutions can be found when the boundary conditions are

appropriate. In such cases ordinary differential equations are obtained from the partial differential equations by transformation of variables. The solutions of the ordinary differential equations are known as similarity solutions.

The boundary conditions that have to be satisfied are: no slip at the bottom, a shearing stress at the sea surface equalling the wind stress, a net transport equalling the river flow and zero salt flux through the boundaries.

For the outer part of an estuary Rattray and Hansen (1962) produce similarity solutions under the conditions that  $K_x$  is zero, there is no vertical advection,  $N_v$  and  $K_z$  and breadth are constant, the net transport due to the river flow is comparatively small and the surface salinity distribution can be described. The analyses gave good comparison between calculated salinity and velocity profiles and those observed in the James River.

The central part of the estuary has been considered by Hansen and Rattray (1965) and Hansen (1967). In this part the vertical exchange coefficients  $N_v$  and  $K_z$  cannot vary along the estuary, but  $K_x$  must increase seaward at a rate equal to the integral mean velocity, or fresh water discharge velocity, i.e.

$$\frac{d}{dx} K_x = u_r \quad \text{where} \quad u_r = R/\bar{K}$$

The solutions for the horizontal velocity and salinity distributions are:

$$\frac{u}{u_r} = -\frac{\partial \phi}{\partial \eta} \quad (8.3)$$

and

$$\frac{s}{S_0} = 1 + v\xi + \frac{v}{M} \left[ (\eta - \frac{1}{2}) - \frac{1}{2}(\eta^2 - \frac{1}{2}) - \int_0^\eta \phi \, d\eta + \int_0^1 \int_0^\eta \phi \, d\eta' \, d\eta \right]$$

where

$$\phi(\eta) = \frac{1}{2}(2 - 3\eta + \eta^2) - \frac{T}{4}(\eta - 2\eta^2 + \eta^3) - \frac{vR\alpha}{48}(\eta - 3\eta^3 + 2\eta^4) \quad (8.5)$$

$M$  is a tidal mixing parameter =  $K_x K_{xx} b^2 / R^2$

$T$  is a dimensionless wind stress =  $b k^2 \tau_w / N_v R$

$R\alpha$  is an estuarine Rayleigh number =  $g k S_0 h^3 / N_v K_{xx}$

$S_0$  is the salinity at  $x = 0$

$K_{xx}$  is the horizontal eddy-diffusion coefficient at  $x = 0$

$\eta = z/h$

$\xi$  is a dimensionless horizontal co-ordinate =  $R_x / b h K_{xx}$

$v$  represents the diffusive fraction of the total upstream salt flux.

Equation (8.5) represents the circulation as the sum of three modes, the river discharge mode, the wind stress mode and the gravitational convection mode associated with the Rayleigh number. The gravitational convection arises from the existence of horizontal salinity differences which attempt to

form a horizontal salinity interface by producing a two-layer flow. The less dense water on the surface and towards the head of the estuary is attempting to flow outwards over the salty bottom water that is trying to flow landwards. This has no effect on the net transport of water, which is solely carried on the river discharge mode. However, when coupled with a vertical variation of salinity the gravitational convection does give a net upstream salt flux. This nearly balances the salt advected seawards on the net flow of the river discharge mode. Exchanges of salt by diffusion complete the balance. Because  $Ra$  is largely related to the total estuary depth, it is possible to have well-developed gravitational convection even though tidal mixing almost creates vertical homogeneity.

With no wind stress the form of the velocity profile depends only on  $\nu Ra$ , as shown in Figure 8.1. When  $\nu Ra$  is small the velocity profile tends to the

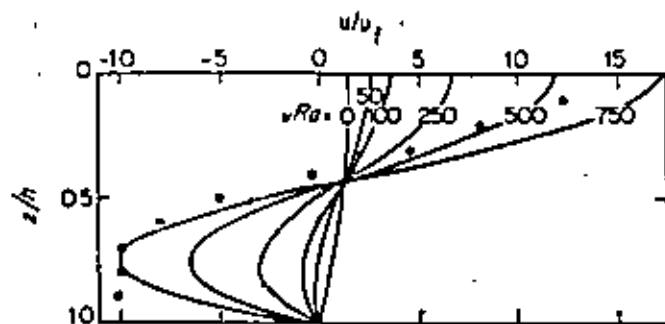


Figure 8.1 Horizontal velocity profile with no wind stress. Observed values (solid dots) for James River Station J-17. (Reproduced with permission from D. V. Hansen and M. Rattray, Jr., 1965, *Jour. Marine Res.*, 23, 104-122, Figure 3)

parabolic form characteristic of parallel flows with constant viscosity. As the density gradient increases the flow becomes bidirectional for  $\nu Ra > 30$ . The salinity profile depends on both  $M/\nu$  and  $\nu Ra$  as shown in Figure 8.2.

Generally, there is insufficient information about the exchange coefficients to allow determination of the velocity and salinity profiles directly from equations (8.3)-(8.5). However, approximate values of  $\nu Ra$  and  $M/\nu$  can be obtained by comparison between observed profiles and Figures 8.1 and 8.2. The diffusive fraction  $\nu$  can then be obtained by putting these values in equation (8.6).

The diffusive fraction  $\nu$  is the positive root of

$$1680M(1-\nu) = (32+10T+T^2)\nu + (76+14T)\frac{Ra\nu^2}{48} + \frac{152(Ra)^2}{3}\nu^3 \quad (8.6)$$

From the values of  $Ra$  and  $M$  and from the observed horizontal salinity gradient, which allows calculation of  $K_{zm}$  values for the other exchange coefficients can be calculated.

Hansen and Rattray (1965) report values of the various parameters and exchange coefficients calculated in this manner from published observations in a number of estuaries. They compare well with results deduced by other means.

The stratification increases with two-layer flow of increasing intensity, i.e. with increased gravitational convection (increasing  $\nu Ra$ ). The increased

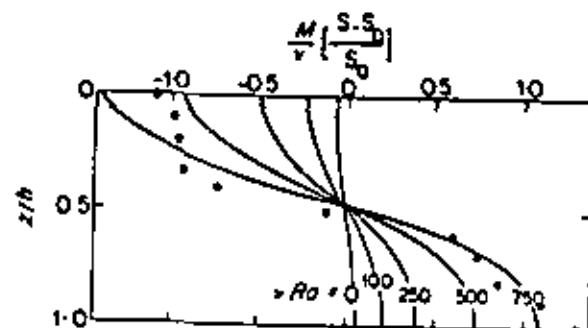


Figure 8.2 Salinity profiles at  $\zeta = 0$  with no wind stress, as a function of Rayleigh number and mixing parameter. Observed values for James River J-17 for  $M/\nu = 8$ . (Reproduced with permission from D. V. Hansen and M. Rattray, Jr., 1965, *Jour. Marine Res.*, 23, 104-122, Figure 4)

stratification reduces the proportion ( $\nu$ ) of salt exchange by diffusion. Thus when  $\nu$  is small, diffusion is negligible and the necessary upstream salt flux is entirely by gravitational convection associated with two-layer flow. When  $\nu$  is near unity, gravitational convection ceases to be important, two-layer flow does not exist and diffusion accounts for the upstream salt transfer. As  $\nu$  increases and decreases respectively as the mixing parameter  $M$  and the stability parameter  $Ra$  increase, then  $M/\nu$  and  $\nu Ra$  change less than  $M$  and  $Ra$ . Consequently the vertical profiles of salinity and velocity tend to be stabilized, the diffusive fraction forms a buffer preventing excessive changes in the vertical salinity and velocity profiles. Figure 8.3 shows the relationship between  $\nu$ ,  $M$  and  $Ra$  for the special case of zero wind stress.

From results in a number of estuaries Hansen and Rattray (1966) have also indicated that

$$\nu Ra = 16F_m^{-2} \quad \text{and} \quad M/\nu = 0.05 P^{-2/3} \quad (8.7)$$

$F_m$  is the densimetric Froude number  $F_m = u_t/\sqrt{g|\Delta\rho/\rho|}$ ,  $P = u_t/u$ , where  $u$ , is the root mean square tidal current speed.

Different types of estuaries can be characterized by different values of  $F_m$  and  $P$  and also by the ratios  $\delta S/S_m$ , a stratification parameter, and  $u_t/u_m$ , a circulation parameter. The importance of these parameters is apparent in

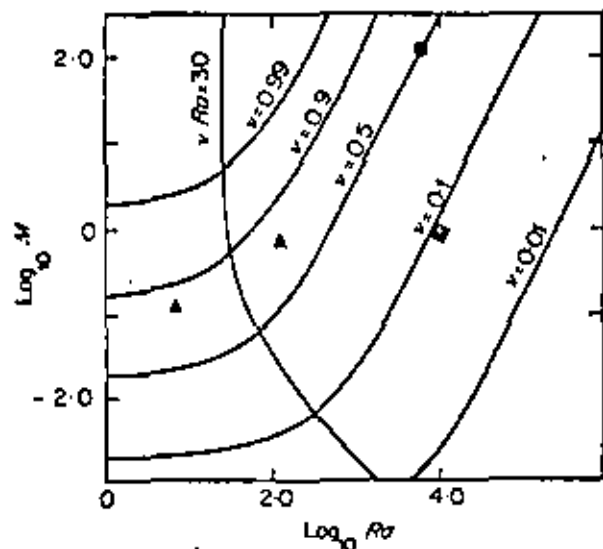


Figure 8.3 Relationship between  $M$ ,  $Ra$  and  $\nu$  given by equation (8.6). ●, Mersey Estuary; ◆, James River; ▲, Columbia River. (Reproduced with permission from D. V. Hansen and M. Rattray, Jr., 1965, *Jour. Marine Res.*, 23, 104-122, Figure 5)

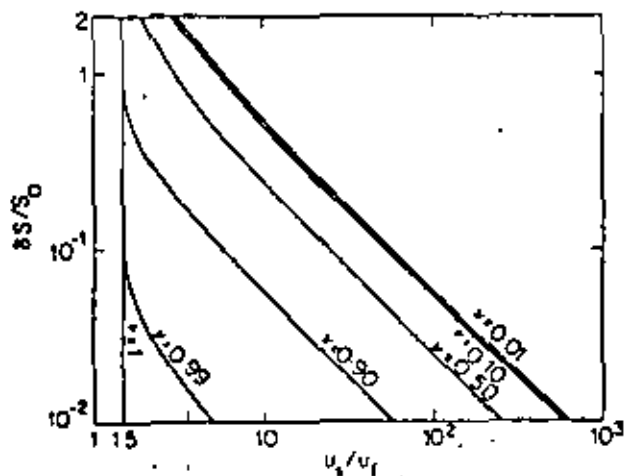


Figure 8.4 Fraction of horizontal salt balance by diffusion, as a function of salinity stratification and convective circulation in a rectangular channel. (Reproduced with permission from D. V. Hansen and M. Rattray, Jr., 1966, *Limnol. Oceanog.*, 11, 319-326, Figure 1)

equations (8.3) and (8.4) and their relationships with  $\nu$  and with  $F_m$  and  $P$  are shown in Figures 8.4 and 8.5.

Figure 8.5 shows that the circulation parameter depends solely on  $F_m$ , but that the stratification parameter depends on both  $F_m$  and  $P$ . Fischer (1972) replotted Hansen and Rattray's results in terms of the estuarine Richardson number and densimetric Froude number and found that the stratification parameter then became primarily dependent on  $Ri_B$  and only slightly on  $F_m$ . The stratification and circulation parameters form the basis of the system of classification described in chapter 2.

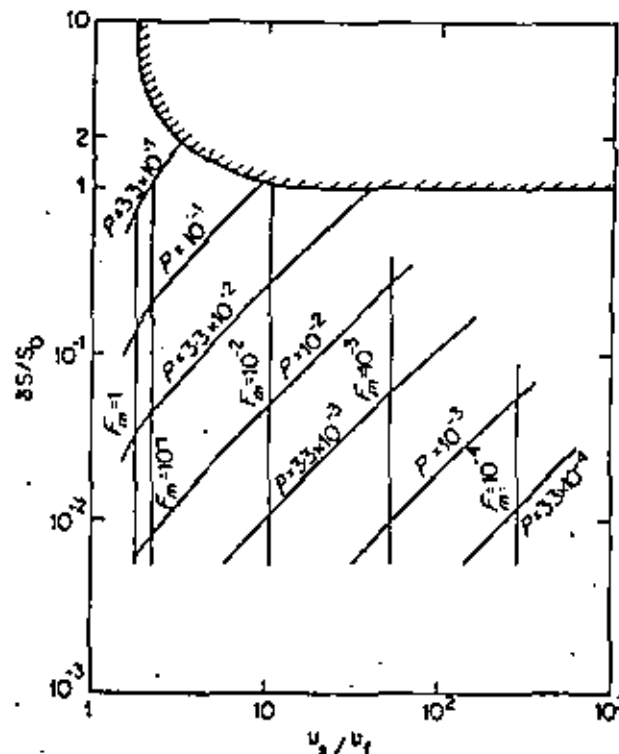


Figure 8.5 Stratification-circulation diagram showing isopleths of the bulk parameters  $F_m$  and  $P$ . (Reproduced with permission from D. V. Hansen and M. Rattray, Jr., 1966, *Limnol. Oceanog.*, 11, 319-326, Figure 4)

Values for the stratification and circulation parameters in the Vellar estuary (Dyer and Ramamoorthy, 1969) are shown in Figure 4.10. The values of  $F_m$  and  $P$  calculated from the observations agree well with those predicted in Figure 8.5 and calculation of  $\nu$ , as discussed in chapter 5, also gives reasonable agreement with the values predicted in Figure 8.4.

The stratification-circulation diagrams for four sections of the Mersey (Bowden and Gilligan, 1971) give lines that tend to follow a constant value of the diffusive fraction  $v$  (Figure 4.22). A comparison between the range of values for  $v$  predicted from Figure 8.4 and those calculated (chapter 5) are shown in Table 8.1. The agreement is generally good, though the predicted

TABLE 8.1

Diffusive Fraction of Salt Transport  $v$  from Direct Calculation and Predicted by the Stratification-Circulation diagram for the Mersey Narrows<sup>a</sup>

Section (see Figure 4.18)	No. of observations	$v$ predicted range	$v$ calculated	
			Mean	S. D.
RR	8	0.7-0.9	0.85	0.04
EE	11	0.3-0.55	0.51	0.16
CC	5	0.1-0.25	0.30	0.11
DD	6	0.3-0.6	0.62	0.15

<sup>a</sup> Reproduced with permission from K. F. Bowden and R. M. Gilligan, *Limnol. Oceanogr.*, 16, 490-502, 1971, Table 2.

values tend to be slightly less than those measured. Values of  $P$  and  $F_m$  were also calculated from the data and, using Hansen and Rattray's relationships, values of the stratification and circulation parameters were calculated from them to compare with those measured. The result of the comparison is shown in Table 8.2. The best agreement is in the centre section of the channel where the dimensions best fit the assumptions of constant width and depth.

The same similarity principles have been used at the inner end of the estuary (Hansen and Rattray, 1965). For this case it is necessary to have the bottom sloping, though the width remains constant. The vertical salinity

TABLE 8.2

Ratio of Measured and Predicted Stratification and Circulation Parameters for the Mersey Narrows<sup>a</sup>

Section (see Figure 4.18)	No. of observa- tions	Circulation parameter measured/predicted		Stratification parameter measured/predicted	
		Mean	S. D.	Mean	S. D.
RR	8	0.42	0.26	0.77	0.16
EE	9	1.05	0.40	1.02	0.51
CC	6	0.97	0.40	2.05	0.93
DD	6	0.95	0.73	1.73	0.85

<sup>a</sup> Reproduced with permission from K. F. Bowden and R. M. Gilligan, *Limnol. Oceanogr.*, 16, 490-502, 1971, Table 1.

profiles for large values of  $vRa$  closely resemble those of Figure 8.2 and the longitudinal velocity profiles are the same as those in Figure 8.3. The main difference is that vertical velocities are also required. The vertical velocities are formed of two contributions: one associated with the local addition of river water, the other associated with the bottom slope. The bottom slope contribution leads to a downward velocity in the surface layer and an upward velocity in the bottom layer for  $vRa > 30$ .

One simple solution at the inner end can be found providing  $K_s$  and  $K_b$  are independent of  $x$  and  $N_s$  is proportional to the mean salinity and its gradient. This solution provides results that agree well with data from the James River.

Rattray (1967) has extended the analysis to fjords, but it becomes more complex as a tidal acceleration term has to be included and the depth has to be considered as infinite. However, reasonable agreement with observed data is obtained.

Hansen and Rattray (1972) have applied the similarity technique to inlets where circulation is generated by diffusive modification of stratification maintained by external dynamics, rather than by fresh water flow directly into the inlet. The solutions compare well with observations on Baltimore Harbour and potentially are useful in the interpretation of three-layer flow systems.

In spite of the rather stringent conditions imposed on the solutions, the approach appears to be most promising and bears real correspondence to measured conditions. Eventually, refinement of the method may allow some of the most inappropriate of the assumptions to be relaxed.

## References

- Arons, A. B. and Stommel, H., 1951. 'A mixing length theory of tidal flushing', *Trans. Amer. Geop. Un.*, 32, 419-421.
- Blanton, J., 1969. 'Energy dissipation in a tidal estuary', *Jour. Geop. Res.*, 74, 5460-5466.
- Bowden, K. F., 1960. 'Circulation and mixing in the Mersey Estuary', *I.A.S.H. Comm. Surface waters*, Publ. 51., 352-360.
- Bowden, K. F., 1962. 'Measurements of turbulence near the sea bed in a tidal current', *Jour. Geop. Res.*, 67, 3181-3186.
- Bowden, K. F., 1963. 'The mixing processes in a tidal estuary', *Int. Jour. Air Water Poll.*, 7, 343-356.
- Bowden, K. F., 1965. 'Horizontal mixing in the sea due to a shearing current', *Jour. Fluid Mech.*, 21, 83-95.
- Bowden, K. F. and Fairbairn, L. A., 1956. 'Measurements of turbulent fluctuations and Reynolds stresses in a tidal current', *Proc. Roy. Soc.*, A237, 422-438.
- Bowden, K. F., Fairbairn, L. A. and Hughes, P., 1959. 'The distribution of shearing stresses in a tidal current', *Geophy. Jour. Roy. Ast. Soc.*, 2, 288-305.
- Bowden, K. F. and Gilligan, R. M., 1971. 'Characteristic features of estuarine circulation as represented in the Mersey Estuary', *Limnol. Oceanog.*, 16, 490-502.
- Bowden, K. F. and Howe, M. R., 1963. 'Observations of turbulence in a tidal channel', *Jour. Fluid Mech.*, 17, 271-284.
- Bowden, K. F. and Proudman, J., 1949. 'Observations on the turbulent fluctuations of a tidal current', *Proc. Roy. Soc.*, A199, 311-327.
- Bowden, K. F. and Sharaf el Din, S. H., 1966a. 'Circulation, salinity and river discharge in the Mersey Estuary', *Geophy. Jour. Roy. Ast. Soc.*, 10, 383-400.
- Bowden, K. F. and Sharaf el Din, S. H., 1966b. 'Circulation and mixing processes in the Liverpool Bay area of the Irish Sea', *Geophy. Jour. Roy. Ast. Soc.*, 11, 279-292.
- Cameron, W. M., 1951. 'On the transverse forces in a British Columbia Inlet', *Trans. Roy. Soc. Canada*, 45, 1-9.
- Cameron, W. M. and Pritchard, D. W., 1963. 'Estuaries', in *The Sea* (ed. M. N. Hill), Vol. 2, John Wiley & Sons, New York, 306-324.
- Cannon, G. A., 1971. 'Statistical characteristics of velocity fluctuations at intermediate scales in a coastal plain estuary', *Jour. Geop. Res.*, 76, 5852-5858.
- Carstens, T., 1970. 'Turbulent diffusion and entrainment in two-layer flow', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, WW1, 97-104.
- Defant, A., 1961. *Physical Oceanography*, Vol. II, Pergamon Press, Oxford.
- Duke, C. M., 1961. 'Shoaling of the lower Hudson River', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, 87, WW1, 29-45.
- Dyer, K. R., 1972. 'Sedimentation in Estuaries', in *The Estuarine Environment*, (ed. R. S. K. Barnes and J. Green), Applied Science, London, 133p.
- Dyer, K. R. and Ramamoorthy, K., 1969. 'Salinity and water circulation in the Vellar Estuary', *Limnol. Oceanog.*, 14, 4-15.
- Einstein, H. A. and Shen, H. W., 1964. 'A study on meandering in straight alluvial channels', *Jour. Geop. Res.*, 69, 5239-5247.

## References

- Elder, J. W., 1959. 'The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow', *Jour. Fluid Mech.*, 5, 544-560.
- Farmer, H. G. and Morgan, G. W., 1953. 'The salt wedge', *Proc. 3rd Conf. Coastal Eng.*, 54-64.
- Farrell, S. C., 1970. 'Sediment distribution and hydrodynamics Saco River and Scarborough estuaries, Maine', Cont. 6-CRO, Dept. Geol. Univ. Mass.
- Fischer, H. B., 1967. 'Analytic prediction of longitudinal dispersion coefficients in natural streams', *Proc. 12th Cong. Int. Ass. Hyd. Res.*
- Fischer, H. B., 1972. 'Mass transport mechanisms in partially stratified estuaries', *Jour. Fluid Mech.*, 53, 672-687.
- Grant, H. L., Stewart, R. W. and Moillet, A., 1962. 'Turbulence spectra from a tidal channel', *Jour. Fluid Mech.*, 12, 241-263.
- Hansen, D. V., 1965. 'Currents and mixing in the Columbia River estuary', *Trans. Joint. Conf. Ocean science and Ocean engineering*, 943-955.
- Hansen, D. V., 1967. 'Salt balance and circulation in partially mixed estuaries', in *Estuaries* (ed. G. H. Lauff) Amer. Assoc. Adv. Sci.
- Hansen, D. V. and Rattray, M. Jr., 1965. 'Gravitational circulation in estuaries', *Jour. Marine Res.*, 23, 104-122.
- Hansen, D. V. and Rattray, M. Jr., 1966. 'New dimensions in estuary classification', *Limnol. Oceanog.*, 11, 319-326.
- Hansen, D. V. and Rattray, M. Jr., 1972. 'Estuarine circulation induced by diffusion', *Jour. Marine Res.*, 30, 281-294.
- Harleman, D. R. F. and Ippen, A. T., 1960. 'The turbulent diffusion and convection of saline water in an idealized estuary', *I.A.S.H. Comm. Surface Water*, Publ. 51, 362-378.
- Hughes, P., 1958. 'Tidal mixing in the Narrows of the Mersey Estuary', *Geophy. Jour. Roy. Ast. Soc.*, 1, 271-283.
- Ippen, A. T., 1966. 'Estuary and coastline hydrodynamics', McGraw-Hill, New York.
- Ippen, A. T. and Harleman, D. R. F., 1961. 'One-dimensional analysis of salinity intrusion in estuaries', Tech. Bull. 5. Comm. Tidal Hydraul. Corps. Eng. U.S. Army.
- Kent, R. E., 1960. 'Diffusion in a sectionally homogeneous estuary', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, 86, SA 2, 15-47.
- Ketchum, B. H., 1950. 'Hydrographic factors involved in the dispersion of pollutants introduced into tidal waters', *Jour. Boston Soc. Civil Eng.*, 37, 296-314.
- Ketchum, B. H., 1951. 'The exchanges of fresh and salt water in tidal estuaries', *Jour. Marine Res.*, 10, 18-38.
- Ketchum, B. H., 1952. 'Circulation in estuaries', *Proc. 3rd Conf. Coastal Eng.*, 65-76.
- Ketchum, B. H., 1955. 'Distribution of coliform bacteria and other pollutants in tidal estuaries', *Sewage Indust. Wastes*, 27, 1288-1296.
- Ketchum, B. H. and Keen, D. J., 1953. 'The exchanges of fresh and salt waters in the Bay of Fundy and in Passamaquoddy Bay', *Jour. Fish. Res. Bd. Canada*, 10, 97-124.
- Keulegan, G. H., 1949. 'Interfacial instability and mixing in stratified flows', *Jour. Res. Nat. Bur. Sids.*, 43, 487-500.
- La Fond, E. C., 1960. 'Processing oceanographic data', U.S. Hydrographic Office, Pub. 614.
- Lauff, G. H., 1967. *Estuaries*, Publ. 83, Amer. Assoc. Adv. Sci.
- Leopold, L. B. and Wolman, M. G., 1960. 'River meanders', *Bull. Geol. Soc. Amer.*, 71, 769-794.

- Lofquist, K., 1960. 'Flow and stress near an interface between liquids', *Phys. Fluids*, 3, 158-175.
- Macagno, E. O. and Rouse, H., 1962. 'Interfacial mixing in stratified flow', *Trans. Amer. Soc. Civil Eng.*, 127, 102-128.
- McAlister, W. B., Rattray, M. Jr. and Barnes, C. A., 1959. 'The dynamics of a fjord estuary: Silver Bay, Alaska', *Tech. Rept. 62*, Univ. Washington. Dept. Oceanography.
- Neal, V. T., 1966. 'Predicted flushing times and pollution distribution in the Columbia River estuary', 10th Conf. Coastal Eng., 1463-1480.
- Okubo, A., 1964. 'Equations describing the diffusion of an introduced pollutant in a one-dimensional estuary', in *Studies on Oceanography* (ed. K. Yoshida), Univ. Washington Press.
- Okubo, A., 1971. 'Oceanic diffusion diagrams', *Deep-Sea Res.*, 18, 789-802.
- Pickard, G. L., 1956. 'Physical features of British Columbia inlets', *Trans. Roy. Soc. Canada*, 50, 47-58.
- Pickard, G. L., 1961. 'Oceanographic features of inlets in the British Columbia mainland coast', *Jour. Fish. Res. Bd. Canada*, 18, 907-999.
- Pickard, G. L., 1971. 'Some physical oceanographic features of inlets of Chile', *Jour. Fish. Res. Bd. Canada*, 28, 1077-1106.
- Pickard, G. L. and Rodgers, K., 1959. 'Current measurements in Knight Inlet, British Columbia', *Jour. Fish. Res. Bd. Canada*, 16, 635-678.
- Preddy, W. S., 1954. 'The mixing and movement of water in the estuary of the Thames', *Jour. Marine Biol. Assoc. U.K.*, 33, 645-662.
- Price, W. A. and Kendrick, M. P., 1963. 'Field and model investigations into the reason for siltation in the Mersey estuary', *Proc. Inst. Civil Eng.*, 24, 473-518.
- Pritchard, D. W., 1952a. 'Salinity distribution and circulation in the Chesapeake Bay estuaries system', *Jour. Marine Res.*, 11, 106-123.
- Pritchard, D. W., 1952b. 'Estuarine hydrography', *Advan. Geophy.* 1, 243-280.
- Pritchard, D. W., 1954. 'A study of the salt balance in a coastal plain estuary', *Jour. Marine Res.*, 13, 133-144.
- Pritchard, D. W., 1955. 'Estuarine circulation patterns', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, 81, No. 717.
- Pritchard, D. W., 1956. 'The dynamic structure of a coastal plain estuary', *Jour. Marine Res.*, 15, 33-42.
- Pritchard, D. W., 1958. 'The equations of mass continuity and salt continuity in estuaries', *Jour. Marine Res.*, 17, 412-423.
- Pritchard, D. W., 1967. 'Observations of circulation in coastal plain estuaries', in *Estuaries* (ed. G. H. Lauff), Amer. Assoc. Adv. Sci.
- Pritchard, D. W., 1969. 'Dispersion and flushing of pollutants in estuaries', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, 95, HY1, 115-124.
- Pritchard, D. W. and Burt, W. V., 1951. 'An inexpensive and rapid technique for obtaining current profiles in estuarine waters', *Jour. Marine Res.*, 10, 180-189.
- Pritchard, D. W. and Carpenter, J. H., 1960. 'Measurements of turbulent diffusion in estuarine and inshore waters', *Bull. Int. Assoc. Sci. Hydrol.*, 20, 37-50.
- Pritchard, D. W. and Kent, R. E., 1953. 'The reduction and analysis of data from the James River Operation Oyster Spot', *Tech. Rept. VI*, Ref 53-12, Chesapeake Bay Inst., Johns Hopkins Univ.
- Pritchard, D. W. and Kent, R. E., 1956. 'A method for determining mean longitudinal velocities in a coastal plain estuary', *Jour. Marine Res.*, 15, 81-91.
- Pyatt, E. E., 1964. 'On determining pollutant distribution in tidal estuaries', *Geol. Surv. Water Supp. Paper* 1586-F.

- Rattray, M. Jr., 1967. 'Some aspects of the dynamics of circulations in fjords', in *Estuaries* (ed. G. H. Lauff), Amer. Assoc. Adv. Sci.
- Rattray, M. Jr. and Hansen, D. V., 1962. 'A similarity solution for circulation in an estuary', *Jour. Marine Res.*, 20, 121-133.
- Saelen, O. H., 1967. 'Some features of the hydrography of Norwegian fjords', in *Estuaries* (ed. G. H. Lauff), Amer. Assoc. Adv. Sci.
- Simmons, H. B., 1955. 'Some effects of upland discharge on estuarine hydraulics', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, 81, No. 792.
- Sternberg, R. W., 1968. 'Friction factors in tidal channels with differing bed roughness', *Marine Geol.*, 6, 243-260.
- Stewart, R. W., 1958. 'A note on the dynamic balance in estuarine circulation', *Jour. Marine Res.*, 16, 34-39.
- Stommel, H., 1953a. 'Computation of pollution in a vertically mixed estuary', *Sewage Indust. Wastes*, 25, 1065-1071.
- Stommel, H., 1953b. 'The role of density currents in estuaries', *Proc. Minn. Int. Hydrol. Conf.*
- Stommel, H. and Farmer, H. G., 1952. 'Abrupt change in width in two-layer open channel flow', *Jour. Marine Res.*, 11, 205-214.
- Stommel, H. and Farmer, H. G., 1953. 'Control of salinity in an estuary by a transition', *Jour. Marine Res.*, 12, 13-20.
- Taylor, G., 1954. 'The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe', *Proc. Roy. Soc.*, A223, 446-468.
- Tully, J. P., 1949. 'Oceanography and prediction of pulp mill pollution in Alberni Inlet', *Bull. Fish. Res. Bd. Canada*, 83, 169.
- Tully, J. P., 1958. 'On structure, entrainment and transport in estuarine embayments', *Jour. Marine Res.*, 17, 523-535.
- Wright, L. D., 1971. 'Hydrography of South Pass, Mississippi River', *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, 97, WW3, 491-504.

## Author Index

- Arons, A. B., 112, 113
- Barnes, C. A., 98
- Blanton, J., 17
- Bowden, K. F., 20, 26-28, 52-56, 68, 78, 79, 81-84, 86, 88, 89, 95, 96, 100, 101, 128
- Burt, W. V., 50
- Cameron, W. M., 1, 3, 6, 104
- Cannon, G. A., 26
- Carpenter, J. H., 88
- Carstens, T., 21
- Defant, A., 12
- Duke, C. M., 14
- Dyer, K. R., 12, 33-42, 72, 127
- Einstein, H. A., 32
- Elder, J. W., 81
- Fairbairn, L. A., 27
- Farmer, H. G., 24, 25
- Farrell, S. C., 23
- Fischer, H. B., 21, 81, 87-89, 127
- Gilligan, R. M., 56, 79, 86, 88, 128
- Grant, H. L., 26
- Hansen, D. V., 17, 18, 20, 21, 30, 42, 43, 84, 85, 88, 89, 122, 123-129
- Harleman, D. R. F., 14-16, 24, 25
- Howe, M. R., 28
- Hughes, P., 52-54, 109
- Ippen, A. T., 3, 14-17, 24, 25
- Keen, D. J., 111
- Kendrick, M. P., 56
- Kent, R. E., 49, 51, 76, 77, 108, 118
- Ketchum, B. H., 109-111, 114, 115, 119, 120
- Keulegan, G. H., 22, 23
- La Fond, E. C., 94
- Lauff, G. H., 3
- Leopold, L. B., 32
- Lofquist, K., 22, 23
- Macagno, E. O., 23
- McAlister, W. B., 44, 73, 97, 98
- Morgan, G. W., 24, 25
- Neal, V. T., 112, 117
- Okubo, A., 84, 89
- Pickard, G. L., 5, 8, 46, 48
- Preddy, W. S., 118
- Price, W. A., 56
- Pritchard, D. W., 1, 3, 4, 6, 14, 30, 49-51, 68, 69, 74, 76, 77, 88, 98, 99, 107, 108, 115
- Proudman, J., 26
- Pyatt, E. E., 120
- Ramamoorthy, K., 33-42, 72, 127
- Rattray, M. Jr., 17, 18, 21, 98, 122, 123-129
- Rodgers, K., 46, 48
- Rouse, H., 23
- Saelen, O. H., 45-47, 75
- Sharaf el Din, S. H., 20, 52-55, 78, 79, 84, 100, 101
- Shen, H. W., 32
- Simmons, H. B., 13
- Sternberg, R. W., 19
- Stewart, R. W., 107
- Stommel, H., 24, 111, 112, 113, 117, 120
- Taylor, G., 81
- Tully, J. P., 45, 104
- Wolman, M. G., 32
- Wright, L. D., 8, 24



## Subject Index

- Acceleration, 90  
Advection, 67, 69-71, 86-87, 75, 76, 124  
    in James Estuary, 76-78  
    in Mersey Estuary, 78-79  
    in one-dimensional estuaries, 80  
    in Silver Bay, 74-75  
    in Southampton Water, 75-76  
    in Vellar Estuary, 72-73  
Alberni Inlet, 5, 9, 24, 45-46, 114  
Averaging, 9, 28-29, 66-67, 84  
  
Baltimore Harbour, 17-18, 129  
Bar-built estuaries, 4, 5-6, 18, 33  
Baroclinic flow, 94  
Barotropic flow, 94  
Bay of Fundy, 17, 111  
Bottom roughness length, 96, 99  
Bottom water, renewal of, 8, 45  
  
Centrifugal force, 103, 104, 108  
Chesapeake Bay, 5, 17-18  
Circulation, over sills, 8  
    parameter, 17, 125-128  
    patterns, 3, 6  
Coastal plain estuaries, 4-5, 6, 17  
Coefficient, drag, 24  
    friction, 95  
Columbia Estuary (River), 18, 20, 30, 42-44, 85, 112, 126  
Compensating flow, 7, 9, 13, 24  
Continuity, of salt, 21, 64-68, 70  
    of volume, 31, 70  
    of water, 21, 68, 122  
Co-ordinate system, definition of, 31, 90  
Coos Bay, 17  
Coriolis force, 7, 9, 12, 44, 57, 90-92, 101, 103-105, 107  
Curvature of streamlines, 102-103  
    in the Vellar, 103-104  
    in Southampton Water, 105-107  
  
Delaware Estuary, 13, 17, 118  
Density, current, 56, 79-80, 86  
    of sea water, 1, 6  
    (See also Stratification)  
Diffusion, Eddy (See Eddy-Diffusion)  
    molecular, 65, 67  
Diffusive, fraction, 87, 123-124  
Diffusivity, apparent, 89  
    effective longitudinal, 80  
Dispersion, coefficient of longitudinal, 80-81, 83, 86  
    of dye, 80-81, 88-89  
    of pollutant, 114-121  
Dissipation, constant, 15  
    of energy, 11, 15, 25, 26  
Drowned river valleys, 4  
    (See also Coastal plain estuaries)  
Dynamic balance, 90-108  
    lateral, 102-103  
        in fjords, 104-105  
        in Southampton Water, 105-107  
        in Vellar Estuary, 103-104  
    longitudinal, 93-97  
        in James Estuary, 98-100  
        in Mersey Estuary, 100-102  
        in Silver Bay, 97-98  
    vertical, 92  
Dynamic depth, 94, 105  
  
Ebb and flood channels, 32  
Eddy-diffusion, 21, 26, 67, 80, 83, 86-87, 124  
    in James Estuary, 76-78  
    in one-dimensional estuaries, 80  
    in Silver Bay, 74-75  
    in Southampton Water, 75-76  
    in Vellar Estuary, 73  
Eddy-diffusion coefficients, 68, 112  
    in James Estuary, 78  
    in Mersey Estuary, 78, 101  
Eddy-diffusion coefficients, effective, 68  
Eddy-viscosity, 90

- Eddy-viscosity coefficients, 95  
 in Mersey Estuary, 100-101  
 in Red Wharf Bay, 96  
 in Silver Bay, 97
- Eddy-viscosity coefficients, effective, 95
- Entrainment, 7, 8, 9, 21, 22-24  
 velocity of, 22-23
- Equation of motion (dynamic balance),  
 90-92  
 lateral, 92, 102  
 longitudinal, 92, 93  
 vertical, 92
- Equation of state, 122
- Estuary, classification, 4-18  
 definition, 1  
 negative, 1  
 positive, 1
- Exchange ratio, 110, 119
- Fjords, 1, 5, 8-9, 17, 44-49, 70, 73-75,  
 104, 129
- Flow ratio, 14, 16
- Flushing number, 112-114
- Flushing time, 3, 109-112  
 calculation of, 109  
 for Bay of Fundy, 111  
 for Boston Harbour, 109  
 for Columbia River, 112  
 for Mersey Estuary, 109  
 for New York Bight, 109  
 for Southampton Water, 111
- Forces, body, 90  
 surface, 90
- Fresh water fraction, 104, 109
- Friction, 7, 9, 13, 23-24, 95
- Friction velocity, 81
- Froude number, interfacial (internal),  
 20, 22-24  
 densimetric, 20-21, 125, 127
- Gravitational convection, 1, 79, 80, 82,  
 86, 123
- Gravity, 91
- Hardanger Fjord, 45-47, 75
- Homogeneous estuary, 6, 12  
 (See also One-dimensional estuary)
- Hydrostatic equation, 92, 93
- Inertial sub-range, 26, 27
- Inlets, see Fjords
- Internal waves, 7, 20, 22, 23, 27
- James Estuary (River), 9, 12, 18, 49-51,  
 74, 76-78, 98-100, 107-108, 122,  
 123-126, 129
- Kinetic energy, 9
- Knight Inlet, 46-49
- Knudsen's Hydrographical Theorem,  
 70-71, 75
- Laguna Madre, 1
- Laminar flow, 19-20
- Level of no motion, 102, 105  
 in James Estuary, 50, 99  
 in Portland Inlet, 104  
 in St. Juan de Fuca, 104  
 in Vellar Estuary, 39
- Loch Etive, 5
- Meanders, 6, 31-32
- Mean Flow, 29-30  
 in James Estuary, 50  
 in Knight Inlet, 47-48  
 in Mersey Estuary, 53  
 in Silver Bay, 44  
 in Southampton Water, 60  
 in Vellar Estuary, 39
- Mersey Estuary (Narrows), 5, 12, 14,  
 20, 26, 51-57, 78-80, 83-84, 87,  
 100-102, 109, 126, 128
- Milford Sound, 5
- Mississippi, 7, 8, 18, 24
- Mixing, criterion of, 22  
 length, 112-114  
 processes, 3, 4, 8, 20, 21-26, 63,  
 64
- Models, hydraulic, 121  
 mathematical, 120
- Mortality of bacteria, 119
- Newton's second law of motion, 90, 92
- New York Bight, 109
- New York Harbour, 14, 24
- Non-tidal drift, 30
- One-dimensional estuary, 69  
 diffusion in, 80-81  
 pollution in, 117-118
- Overmixing, 24
- Partially mixed estuary, 6, 9-12, 49-63,  
 70, 75-80
- Pleistocene, 2, 5

- Pollutant, conservative, 114-119  
 diffusion coefficient, 117, 118  
 dispersion, 114-121  
 non-conservative, 119-121
- Portland Inlet, 104
- Potential Energy, 9, 14, 16, 21
- Pressure, 93
- Raritan Bay, pollution distribution in,  
 119-120
- Raritan River, 13, 114
- Rayleigh Number, estuarine, 123
- Red Wharf Bay, 27-28, 95, 96
- Reynolds number, 19, 22-23, 26
- Reynolds stresses, 28, 95, 102
- Richardson number, effective, 20  
 estuarine, 21, 127  
 layer, 20
- River flow, 2-4, 7, 17, 21  
 effect on salt wedge length, 25  
 floods, 6  
 in Albemarle Inlet, 45  
 in bar-built estuaries, 6  
 in coastal plain estuaries, 5  
 in Columbia River, 42  
 in fjords, 5, 8-9  
 in Hardanger Fjord, 45  
 in Mersey Estuaries, 52  
 in Mississippi, 7  
 in partially mixed estuaries, 10  
 in Silver Bay, 44  
 in Southampton Water, 10, 57  
 in Vellar Estuary, 42
- Roanoke River, 6
- Saco River, 23
- Salinity, effect of river flow on,  
 119  
 gradient, 7-9  
 in Columbia River, 42  
 in Hardanger Fjord, 45-46  
 in James Estuary, 50  
 in Mersey Estuary, 52-56  
 in Silver Bay, 44  
 in Southampton Water, 57  
 in Vellar Estuary, 34-40
- Salt balance, 64-89  
 in James Estuary, 76-78  
 in Mersey Estuary, 78-80, 83-84  
 in Silver Bay, 73-75  
 in Southampton Water, 75-76  
 in Vellar Estuary, 71-73
- Salt wedge, 7, 69  
 estuary type, 6-8, 17  
 shape of, 23-24
- San Francisco Bay, 6
- Sea level changes, 2, 4
- Secondary currents, 31-32, 81, 83  
 in Mersey Estuary, 54  
 in Southampton Water, 63  
 in Vellar Estuary, 40-41
- Sectionally homogeneous estuaries, 13,  
 67, 69, 70
- Sediments, 2, 4, 6  
 in bar-built estuaries, 5  
 in fjords, 5  
 shoaling caused by, 3, 12, 14  
 transport, 56
- Severn Estuary, 111
- Shear, bed, 96  
 effect, 82-84, 85  
 stress, 95, 96  
 in James Estuary, 107-108  
 in Mersey Estuary, 100-102  
 (See also Transverse Shear)
- Sill depth, 5, 8  
 in Hardanger Fjord, 45  
 in Silver Bay, 44
- Silver Bay, 9, 18, 44-45, 73-75,  
 97-98
- Similarity solutions, 123-129
- Sogne Fjord, 5
- Southampton Water, 5, 10, 12, 14,  
 57-63, 75-76, 105-107, 111
- Specific volume, 94
- St. John's Harbour, 24
- Strait of Juan de Fuca, 18, 104
- Stratification, 16, 17, 89, 125  
 density, 6, 19, 96  
 effect on turbulence, 28
- Stratification-circulation diagram, 17-  
 18, 41, 56, 127
- Stratification number, 16
- Stratification parameter, 17, 125-128
- Surfaces of equal pressure, 9, 94, 99,  
 107
- Tectonically produced estuaries, 6
- Temperature, diurnal variation, 1  
 in fjords, 8  
 in Hardanger Fjord, 45, 47  
 in Vellar Estuary, 39
- Thames, 5, 118
- Thermohaline convection, 1, 9, 45

- Tidal amplitude, 10, 14  
 bore, 11  
 currents, in Columbia River, 43  
   in James Estuary, 51  
   in Knight Inlet, 46  
   in Mersey Estuary, 53  
   in Southampton Water, 57, 59  
   in Vellar Estuary, 37  
 excursion, 13, 111, 112  
 flow, 3, 7  
 phase, 14  
   in Mississippi, 7  
 prism, 5, 9, 14, 21, 110  
   method of calculating flushing time,  
   109-110  
   modified, 110-112  
 range, in Columbia River, 42  
   in Mersey Estuary, 52  
   in Silver Bay, 44  
   in Southampton Water, 57  
   in Vellar Estuary, 33  
 Tides, 9, 10-12  
   as a progressive wave, 10, 11, 13, 30,  
   69, 84, 85, 93, 102  
   as a standing wave, 10, 11, 15, 30, 83,  
   93, 102  
 Topography, 4-6, 11  
   alteration of, 2, 3  
   classification by, 4-6, 13  
   differences in, 14  
 Transverse (lateral) shear, 13, 81, 84-88  
 Turbulence, 9, 21, 25-28, 67, 93, 95  
   in Mersey Estuary, 26-28  
   in Red Wharf Bay, 27-28  
 Turbulent energy spectrum, 26-29, 89  
 Two-dimensional box model, 115-117  
 Vellar Estuary, 6, 8, 33-41, 71-73, 76,  
   103-104, 127  
 Velocity shear, 7, 19, 82  
 Vertical velocities, 30-31  
   calculation of, 31, 71  
   in Hardanger Fjord, 71  
   in James Estuary, 50  
   in Southampton Water, 62  
   in Vellar Estuary, 40  
 Vertically homogeneous estuaries (*see*  
   One-dimensional and Sectionally  
   homogeneous)  
 Viscosity, 6, 7, 26  
   kinematic, 19  
   molecular, 90  
   (*See also* Eddy-Viscosity)  
 Von Karman-Prandtl Equation, 96, 99  
   constant, 96, 99  
 Wind, effects on current flow, 47-49  
   mixing caused by, 18  
   stress, 90, 123



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO )**

**OCEANOGRFO RAFAEL SAENGER FERNANDEZ  
ENERO, 1983**

## Chapter 4

### Nearshore Currents

#### 4-1 Introduction

##### 4-1-1 Ocean Currents

In the ocean there exist currents of almost constant direction and speed throughout the year. They are mainly generated by wind and are classified as drift currents and gradient currents, or density currents and compensation currents according to their generation mechanisms. They are also classified as warm or cold currents depending upon whether their temperatures are higher or lower than that of the neighboring ocean region. Figure 4. 1. 1 shows the ocean currents in the vicinity of the islands of Japan, among which the *Kuroshio* (warm current) and *Oyashio* (cold current) are the most important. The influence of these ocean currents on coastal regions is relatively small compared with the influence of their compensation currents.

##### 4-1-2 Tidal Currents

Tidal currents occasionally play an important role in the nearshore region. These currents are induced by the horizontal movement of the sea water together with tidal motion. For this reason, the motion of these currents has periods which correspond to their tidal constituents. The current records obtained at a given point of an ocean region indicate a complicated pattern of velocity vectors as shown in Fig. 4. 1. 2. The velocity components for east-west and north-south are treated by harmonic analysis, and analyzed results are plotted as shown in Fig. 4. 1. 3, in which a constant velocity vector and the tidal ellipses of semidiurnal and diurnal tides are drawn. The constant current vector is considered to be an ocean current vector. Tidal ellipses in the nearshore area are influenced by the topographic boundary. The long axes of the ellipses are approximately parallel to the shoreline, and the short axes are relatively small; that is, the ellipses are relatively flat. Tidal currents are easily influenced by the sea bottom and by coastal topography, and they have strongly localized characteristics. Hence it is rather difficult to establish a clear relationship

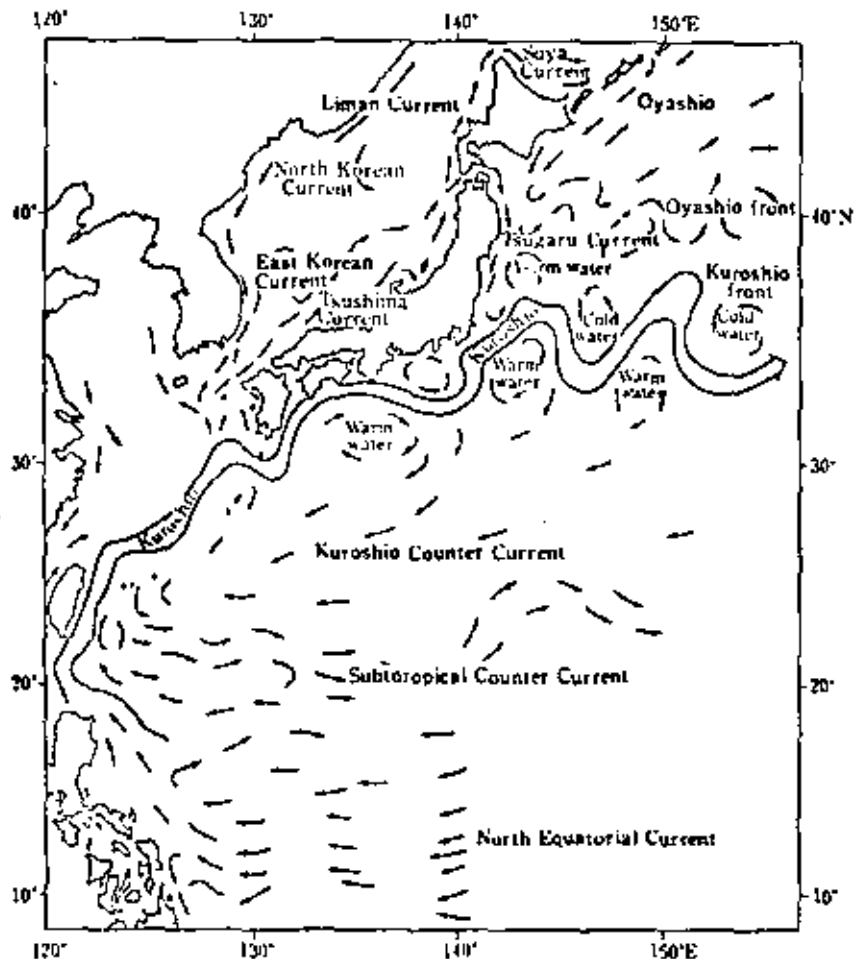


Fig. 4.1.1 Ocean currents in the vicinity of the Japan Islands.

between tides and tidal currents in general. In a narrow channel such as a strait which connects two separate sea regions, for example, the tidal current has a high velocity. In the Naruto strait, the velocity normally exceeds 10 knots (5m/sec).

4-1-3 Nearshore Currents

Due to the shallow water depth of the nearshore area, the amount of sunshine, wind, precipitation, and other meteorological factors have rather stronger influences on the environmental conditions there than they do in

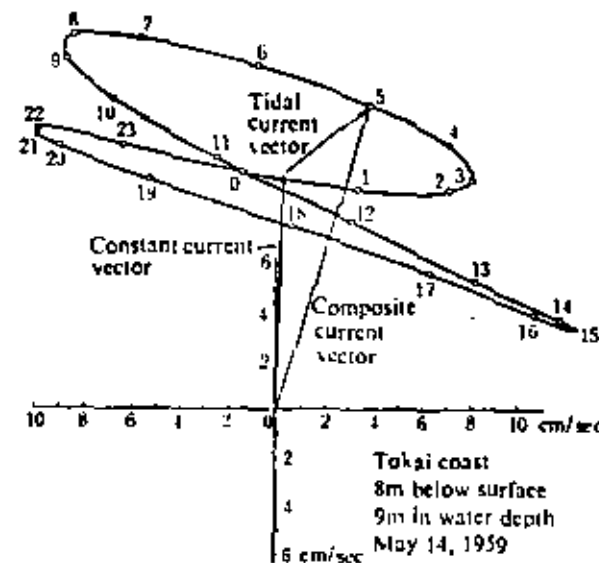


Fig. 4.1.2 An example of tidal current measurement.

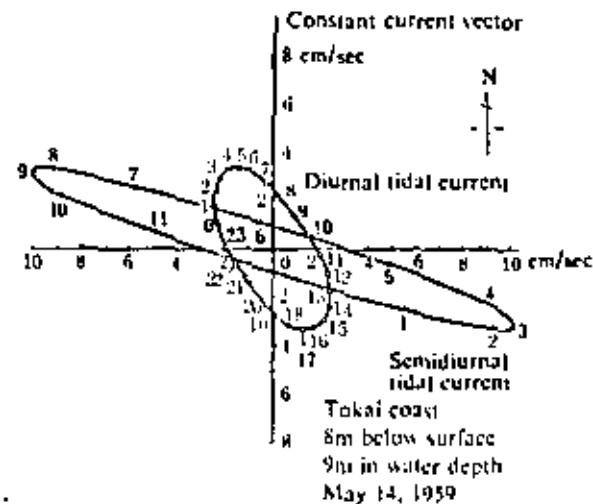


Fig. 4.1.3 Tidal ellipses.

deep ocean areas. Thus the seasonal variation of water temperatures and salinity in shallow regions is comparatively great. In addition, the salinity content of coastal water is usually lower than that in the deep ocean due to the discharge of fresh river water. For these reasons, the characteristic

nature of nearshore water cannot be assumed to be homogeneous; the density differences found therein generate complicated flow patterns.

Looking at a nearshore current, the reader may recognize the existence of coastal currents induced directly by waves. Fishermen and others living near the coast have been aware of these currents for several hundred years through their experiences in nearshore water.

The scientific approach to these currents was initiated rather recently. D. W. Johnson, in his classic treatise, considered the longshore current and undertow as wave-induced currents. He attempted to treat coastal sediment movement and coastal processes by regarding these currents as the media of sediment transport. In the same book he pointed out the importance of mass transport phenomena derived by finite amplitude wave theory in understanding the generation of longshore current and undertow. These concepts seem to have been generally accepted in 1919.

The existence of a strong offshoreward current in the offshore direction has been well-known to fishermen through their daily experiences, as well as to lifeguards and skilled swimmers. In 1941, Shepard, Emery and LaFond published a paper entitled "Rip Currents", in which they defined rip currents as currents in the offshoreward direction which return the sea water transported shoreward by wave action. They stressed that rip currents, which are concentrated within the surface layer, differ from the hypothetically accepted undertow in their flow pattern. Rip current velocities frequently exceed 1m/sec, and occasionally extend more than 500 m from the breaker line. Thus, the function of rip currents in carrying away fine suspended sediment particles from the surf zone to deeper water regions seems to be important in the overall pattern of sediment movement in the nearshore area.

In 1950, Shepard and Inman carried out extensive field observations in the nearshore area in front of the Scripps Institution of Oceanography, University of California (Fig. 4.1.4). From their results, they proposed the concept of a nearshore current system or nearshore circulation pattern as indicated in Fig. 4.1.5.

In advance of Shepard and Inman's field observations, in 1949 Putnam, Munk and Traylor proposed formulae to evaluate the mean velocity of longshore currents. Their results encouraged researchers to undertake further studies to clarify the longshore sediment transport mechanism and to estimate the longshore transport rate. However, at that time the theory of nearshore currents and methods of measurement were poorly developed and the phenomenon not well understood. For these reasons, the main interests of researchers in the 1950's were concentrated on the longshore current itself.

In 1961, Longuet-Higgins and Stewart presented the concept of

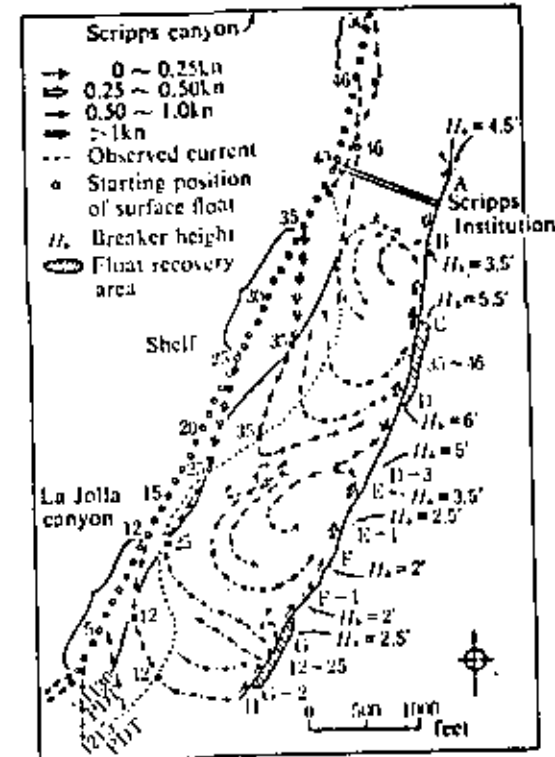


Fig. 4.1.4 Typical nearshore circulation pattern (after Shepard and Inman, 1950).

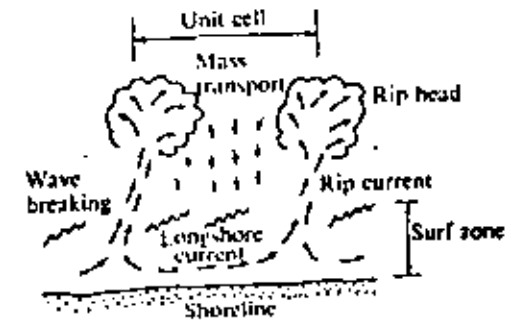


Fig. 4.1.5 Nearshore current system.

radiation stress and applied it to analyze various water wave problems such as wave-current and wave-wave interactions. Since the end of the 1960's, the application of the radiation stress concept has been extended to such phenomena as wave set-down, wave set-up, longshore currents, rip currents, and the nearshore current system.

From the environmental point of view, water quality in the surf zone has also been of great interest, and has been treated in connection with the nearshore current.

In the 1970's, field observation techniques for nearshore currents developed tremendously and great quantities of data have accumulated. Based on the above analytical and observational results, numerical simulations of the nearshore current system have been successfully performed.

#### 4-2 Radiation Stress

In order to facilitate understanding of the treatments which follow, the concepts underlying radiation stress will be briefly introduced.

Surface waves induce a momentum  $M$  in the direction of wave propagation. The value of  $M$  is given by

$$M = \frac{1}{2} \rho a^2 \sigma \coth kh = \frac{\bar{E}}{c} \quad (4.2.1)$$

where  $\rho$  is the sea water density,  $a = H/2$  the wave amplitude,  $\sigma = 2\pi/T$  the wave angular frequency,  $T$  the wave period,  $h$  the water depth,  $k = 2\pi/L$  the wave number,  $L$  the wave length at water depth  $h$ ,  $c$  the wave celerity at water depth  $h$ , and  $\bar{E}$  the total wave energy per unit surface area. When the wave train propagation is halted by an obstacle such as a breakwater, wave reflection occurs at the surface of the obstacle. Thus the momentum direction is changed. This means that the waves induce a hydrodynamic force on the obstacle, the magnitude being equal to the rate of momentum change. This force can be explained in terms of radiation stress. As described in the following, radiation stress is dimensionally equivalent to momentum flux and is defined as the excess momentum flux induced by the existence of wave motion.

Let us consider the situation where waves and a uniform current co-exist. Taking the horizontal axes  $x_1$  and  $x_2$  on the still water surface, and the  $z$  axis upward from that surface, the horizontal components of the momentum equation can be written in the form,

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho u_\alpha) + \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho u_\alpha u_j + p \delta_{\alpha j}) + \frac{\partial}{\partial z} (\rho u_\alpha w) = 0 \quad (4.2.2)$$

where  $\alpha, \beta = 1, 2$ ;  $u_\alpha, u_\beta$  are the horizontal velocity components,  $w$  the  $z$ -velocity component,  $p$  the pressure, and  $\delta_{\alpha\beta}$  the Kronecker delta (that is,  $\delta_{11} = \delta_{22} = 1, \delta_{12} = \delta_{21} = 0$ ). The above equation has been written under the summation convention of tensor analysis. Integrating Eq. (4.2.2) with respect to  $z$  from the sea bottom ( $z = -h$ ) to the water surface ( $z = \zeta$ ), considering the boundary conditions at  $z = -h$  and  $z = \zeta$ , and taking the average over several wave lengths and several wave periods results in the equation

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\zeta} \rho u_\alpha dz = - \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{-h}^{\zeta} (\rho u_\alpha u_j + p \delta_{\alpha j}) dz + (\rho)_{z=\zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial x_\alpha} \quad (4.2.3)$$

Now we will assume that the horizontal velocity component  $u_\alpha$  is the sum of a uniform current velocity component,  $U_\alpha$ , and the particle velocity component due to wave motion,  $u'_\alpha$ , i. e.,  $u_\alpha = U_\alpha + u'_\alpha$ . In addition, we will define the three quantities  $\bar{M}_\alpha = \int_{-h}^{\zeta} \rho u_\alpha dz$ ,  $\bar{M}_\alpha = \int_{-h}^{\zeta} \rho U_\alpha dz$ , and  $M'_\alpha = \int_{-h}^{\zeta} \rho u'_\alpha dz$ . It is obvious that  $\bar{M}_\alpha = \bar{M}_\alpha + M'_\alpha$ . Using these definitions, Eq. (4.2.3) can be rewritten as

$$\frac{\partial}{\partial t} \bar{M}_\alpha + \frac{\partial}{\partial x_j} [D_\alpha \bar{M}_j + S_{\alpha j}] = T_\alpha \quad (4.2.4)$$

where

$$D_\alpha = \frac{\bar{M}'_\alpha}{\rho(h + \zeta)} = U_\alpha + \frac{M'_\alpha}{\rho(h + \zeta)} \quad (4.2.5)$$

$$S_{\alpha j} = \int_{-h}^{\zeta} (\rho u'_\alpha u'_j + p \delta_{\alpha j}) dz - \frac{1}{2} \rho g (h + \zeta)^2 \delta_{\alpha j} - \frac{M'_\alpha M'_j}{\rho(h + \zeta)} \quad (4.2.6)$$

and

$$T_\alpha = -\rho g (h + \zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial x_\alpha} \quad (4.2.7)$$

In these equations,  $\zeta$  is the mean sea level change due to the interaction between current and waves as shown in Fig. 4.2.1,  $D_\alpha$  the mean velocity component of the uniform current and the mass transport due to waves averaged over the true water depth,  $S_{\alpha j}$  the radiation stress, and  $T_\alpha$  the horizontal force per unit area induced by the free surface gradient.

Friction terms were neglected in the above. The generalized equation



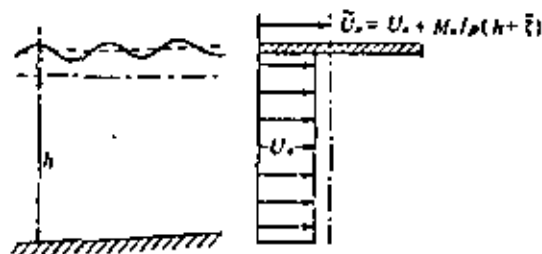


Fig. 4.2.1 Wave-current interaction.

containing the frictional effects is written in the following form,

$$\frac{\partial}{\partial t} \bar{M}_x + \frac{\partial}{\partial x_1} [\bar{U}_x \bar{M}_x + S_{xx}] = T_x + R_x \quad (4.2.8)$$

where

$$R_x = \int_{-h}^{\zeta} \frac{\partial \tau_{1x}}{\partial x_1} dz + \bar{\tau}_{\zeta x} - \bar{\tau}_{hx} \quad (4.2.9)$$

The  $\tau_{ij}$  are the stress components including the wave-current interaction, and  $\bar{\tau}_{\zeta x}$  and  $\bar{\tau}_{hx}$  are the mean shear stress components at the free surface and sea bottom.

As a simple example, we will consider waves progressing in the  $x_1$  direction and represent the surface profile by the equation  $\zeta = a \cos(kx_1 - \sigma t)$ . The corresponding water particle velocity components are then given by

$$\left. \begin{aligned} u_1' &= \frac{a\sigma \cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx_1 - \sigma t) \\ u_2' &= 0 \\ w' &= \frac{a\sigma \sinh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx_1 - \sigma t) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.10)$$

Introducing these expressions into Eq. (4.2.6) and neglecting the infinitesimal terms, the following relation for the radiation stress tensor is found,

$$S = \bar{E} \begin{pmatrix} \frac{2c_g}{c} - \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{c_g}{c} - \frac{1}{2} \end{pmatrix} = \bar{E} \begin{pmatrix} \frac{2kh}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{kh}{\sinh 2kh} \end{pmatrix} \quad (4.2.11)$$

where  $c$  and  $c_g$  are, respectively, the wave celerity and group velocity of the wave train.

In the more general case where  $\zeta = a \cos(k \cos \theta x_1 + k \sin \theta x_2 - \sigma t)$ , the radiation stress tensor is

$$S = \bar{E} \begin{pmatrix} \frac{c_g}{c} \cos^2 \theta + \frac{1}{2} \left( \frac{2c_g}{c} - 1 \right) & \frac{1}{2} \frac{c_g}{c} \sin 2\theta \\ \frac{1}{2} \frac{c_g}{c} \sin 2\theta & \frac{c_g}{c} \sin^2 \theta + \frac{1}{2} \left( \frac{2c_g}{c} - 1 \right) \end{pmatrix} \quad (4.2.12)$$

### 4-3 Longshore Current

#### 4-3-1 Longshore Current Mean Velocity

Various formulae have been put forward to evaluate the longshore current mean velocity. These are summarized in Table 4.3.1; those in group A pertain to a simplified and idealized shore with straight and parallel contour lines, and those in group B pertain to a realistic shore with complicated bottom configurations such as bars.

In the following, the momentum approach will be explained through the treatment of Putnam, Munk and Traylor. Consider a wave train approaching shore with breaker angle  $\alpha_b$  as shown in Fig. 4.3.1, and assume the current to be uniform and steady in the direction of the shoreline. The momentum transported through the breaker line per unit time per unit width of wave crest is  $c(\rho Q/T)$ , where  $Q$  is the volume of sea water transported by a breaker through one vertical section per one wave period per unit width of wave crest,  $\rho$  the sea water density,  $T$  the wave period, and  $c$  the wave celerity at the breaker line. Therefore, through the width of wave crest  $dx \cos \alpha_b$ , a momentum  $c(\rho Q/T) dx \cos \alpha_b$  is transported toward the surf zone. The alongshore component of the above momentum is given by

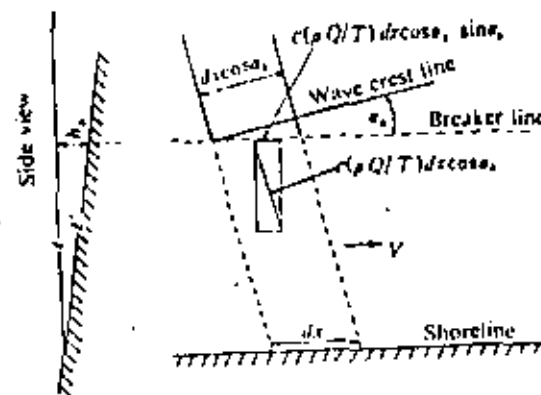


Fig. 4.3.1 Illustration for longshore current velocity computation.

Table 4.3.1 List of longshore current velocity formulae (after Horikawa and Sasaki, 1968).

## A. Straight parallel contour

No.	Author	Formula	Basic scheme of analysis	Theoretical	Field	Laboratory
(1)	Putnam-Munk-Taylor (1949)	$V = \frac{a}{2} \left[ \left( 1 + \frac{K}{a} \sin \alpha_b \right)^{1/2} - 1 \right]$ $a = 2.61 H_b / \cos \alpha_b (fT)$ $i = h_b / l, \quad c = \sqrt{2.28gH_b}$	Momentum balance Solitary wave	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Oceanside, California	<input type="checkbox"/> Fixed bed
(2)	Inman-Quinn (1951)	$V = \left[ \left( \frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]$ $x = 646 H_b i \cos \alpha_b / T$ $y = c \sin \alpha_b, \quad c = \sqrt{2.28gH_b}$	Momentum balance Solitary wave	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Torrey Pines Beach, Pacific Beach, California	<input type="checkbox"/>
(3)	Nagai (1954)	$V = \frac{1}{8} H_b c K \left( \sqrt{1 + \frac{16 \sin \alpha_b}{K H_b}} - 1 \right)$ $K = 11(fh_b)$	Momentum balance Oscillatory waves	<input type="checkbox"/>		
(4)	Galin-Eagleson (1964)	$V = K g T i \sin 2\alpha_b$ $K = 1$	Momentum balance	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Fixed bed
(5)	Eagleson (1965)	$V = \left[ \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{V(0)^2}{A} \right) e^{-Bx} \right\} A \right]^{1/2}$ $A = \frac{3}{8} \left[ \frac{gH_b^2 n_b}{h_b} \right] \frac{\sin \beta \sin \alpha_b \sin 2\alpha_b}{f}$ $B = \frac{2}{5} \left[ \frac{f}{h_b \cos \beta \sin \alpha_b} \right]$	Momentum balance Oscillatory waves Developing current	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Fixed bed
(6)	Sato-Tanaka (1966)	$V = K_0 \left[ \frac{i H_b^{3/2}}{T^{1/2}} \sin 2\alpha_b \right]^{1/3}$ $K_0 = 1.6$ (Kashima coast)	Momentum balance Solitary wave	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Kashima	

## B. Curved contour or presence of bar

No.	Author	Formula	Basic scheme of analysis	Theoretical	Field	Laboratory
(7)	Shadrin (1961)	$V = \pm \sqrt{1.11 \frac{H_b}{T} \sqrt{gH_b} \left( 1 - \frac{l_1}{l_2} \right)}$ $l_1, l_2$ : Distances between bar and shoreline	Surface gradient Lunate bar Rip outflow Solitary wave	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Anapa, Black Sea	
(8)	Bruun (1963)	$V = \frac{Q_b x \cos \alpha_b}{A_s T}$ $A_s$ : Cross-sectional area of surf zone	Continuity Regular rip Outflow Spectral wave	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Bovbjaerg on the Danish North Sea coast	
(9)	Bruun (1963)	$V = \left[ \frac{2gQ_b}{L_b} \frac{i \sin 2\alpha_b}{f} \right]^{1/2}$ $L_b$ : Wave length at breaking	Continuity Straight single bar	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Bovbjaerg	

$H_b$ : breaker height,  $H_0$ : wave height in deep water,  $h_b$ : breaker depth,  $c_b$ : wave celerity at breaking,  $i = \tan \beta$ : mean bed slope in surf-zone,  $\alpha_b$ : angle between wave front and shoreline at breaking,  $T$ : wave period,  $g$ : gravity acceleration,  $n_b$ : ratio of wave group velocity to wave celerity at breaking,  $Q_b$ : volume of fluid inflow to surf zone across breaker line per unit of crest length per wave,  $f$ : Darcy-Weisbach friction factor,  $x$ : horizontal coordinate distance measured positively along beach parallel to shoreline, origin at intersection of barrier and shoreline (Lagesson, 1965) or alongshore distance from root of rip current (Bruun, 1963). : indicating discussed or observed, : using data or theory of Putnam *et al.* (1949), : using data of Inman-Quinn (1951).

$c \sin \alpha_b (\rho Q/T) dx \cos \alpha_b$ . We will assume that the mass  $(\rho Q/T) dx \cos \alpha_b$  moving with the above momentum has the longshore velocity  $V$  inside the surf zone. Then the following equation can be written down by conserving momentum in the alongshore direction,

$$(c \sin \alpha_b - V)(\rho Q/T) dx \cos \alpha_b = f \rho V^2 l' dx \quad (4.3.1)$$

where  $f$  is the friction coefficient along the sea bottom and  $l'$  the bottom length from shoreline to breaker line. Assuming  $l' \approx l$  (where  $l$  is the surf zone width),  $Q = 4h_b^2 \sqrt{H_b/3h_b}$ , and  $c = \sqrt{2.28gH_b}$  (the latter two based on the solitary wave theory), and solving Eq. (4.3.1), we obtain the relations,

$$\left. \begin{aligned} V &= \frac{a}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{4c \sin \alpha_b}{a}} - 1 \right] \\ a &= 2.61 H_b i \cos \alpha_b / (JT), \quad i = h_b/l \\ c &= \sqrt{2.28gH_b} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.2)$$

where  $H_b$  is the breaker wave height and  $l$  the bottom slope. In order to calculate the velocity, the friction coefficient  $f$  must be estimated. Inman and Quinn investigated this matter by using data obtained both in the laboratory and in the field, and proposed the next equation:

$$f = 0.00404 V^{-3/2} \quad (V \text{ in m/sec}) \quad (4.3.3)$$

Incorporating Eq. (4.3.3) into Eqs. (4.3.2), they finally obtained the formula,

$$\left. \begin{aligned} V &= \left[ \left( \frac{1}{4x^2} + y \right)^{1/2} - \frac{1}{2x} \right]^2 \\ x &= 646 H_b i \cos \alpha_b / T, \quad y = c \sin \alpha_b \\ c &= \sqrt{2.28gH_b} \quad (\text{in m/sec}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3.4)$$

The frictional term does not explicitly appear in the above formula. Under the simple condition of parallel contours, the wave height ratio  $H_b/H_0$  and wave angle at the breaker line  $\alpha_b$  are determined through Fig. 4.3.2 and Fig. 4.3.3 respectively from the values  $\alpha_c$  and  $H_0/L_0$  in deep water.

Eagleson treated the same problem in a more general way, taking the surf zone as a triangular open channel and applying the momentum equation in the transitional state. He obtained the following equation,

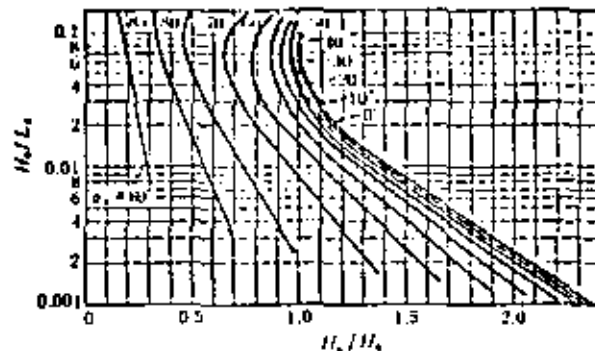


Fig. 4.3.2 Diagram for determining  $H_b/H_0$  from  $H_0/L_0$  and  $\alpha_b$  for parallel contours (after Groen and Weenink, 1950).

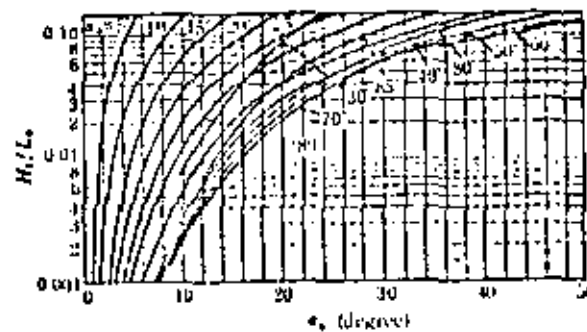


Fig. 4.3.3 Diagram for determining  $\alpha_b$  from  $H_b/L_b$  and  $\alpha_c$  for parallel contours (after Groen and Weenink, 1950).

$$\left. \begin{aligned} \frac{V(x)^2}{A} &= 1 - \left[ 1 - \frac{V(0)^2}{A} \right] e^{-Bx} \\ A &= \frac{3}{8} \left[ \frac{gH_b^2 n_b}{h_b} \right] \frac{\sin \beta \sin \alpha_b \sin 2\alpha_b}{f} \\ B &= \frac{2}{5} \left[ \frac{f}{h_b \cos \beta \sin \alpha_b} \right] \end{aligned} \right\} \quad (4.3.5)$$

where  $x$  is the alongshore distance,  $V(x)$  the longshore current mean velocity at  $x$ ,  $V(0)$  the velocity at  $x = 0$ ,  $n_b$  the ratio between the group velocity and wave celerity at the breaker line, and  $\beta$  the bottom slope angle. The quantity  $f$  is the Darcy and Weisbach friction coefficient, and is

evaluated from the next equation based on the Kármán and Prandtl friction formula,

$$f = \left[ 2 \log_{10} \frac{h_p}{k} + 1.74 \right]^{-2} \quad (4.3.6)$$

where  $k$  is a roughness length, normally taking the values of 0.03 cm and 0.10 cm for a smooth concrete surface and a natural sand bed, respectively.

In Eq. (4.3.5),  $V(x)$  is approaching a certain constant,  $V$ , with increasing  $x$ . This value of  $V$  is given by

$$V = A^{1/2} \quad (4.3.7)$$

which corresponds to the steady state velocity in Eqs. (4.3.2) and (4.3.3)

Figure 4.3.4 gives the comparison between the observed data in a movable bed model basin and the theoretical curve from Eq. (4.3.5). The agreement is in general fairly good, but less so in the developing stage. The comparisons between the various data and the theoretical curves are shown in Figs. 4.3.5 and 4.3.6 for the transitional and steady stages respectively. Figure 4.3.7 gives the comparison between Eq. (4.3.6) and the field and laboratory data. The data scatter is very great, probably for the following reasons: first, due to the inaccuracy of the measured data; second, in some cases the flow condition is not fully turbulent, hence the influence of the Reynolds number on the friction coefficient cannot be ignored; and third, from bottom configuration effects such as longshore bars, longshore steps, and sand ripples.

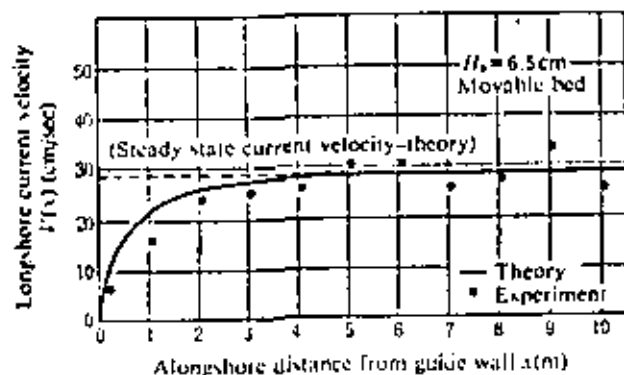


Fig. 4.3.4 Development of longshore current velocity in the laboratory (after Horikawa and Sasaki, 1968).

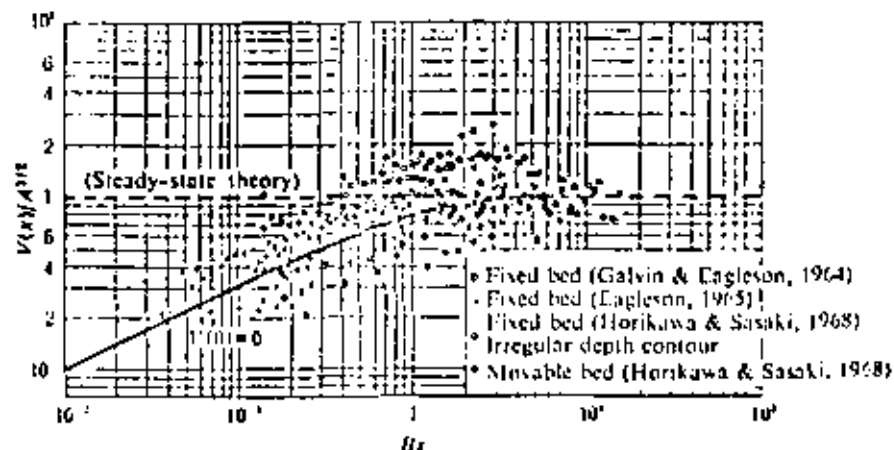


Fig. 4.3.5 Transitional state longshore current velocity (after Horikawa and Sasaki, 1968).

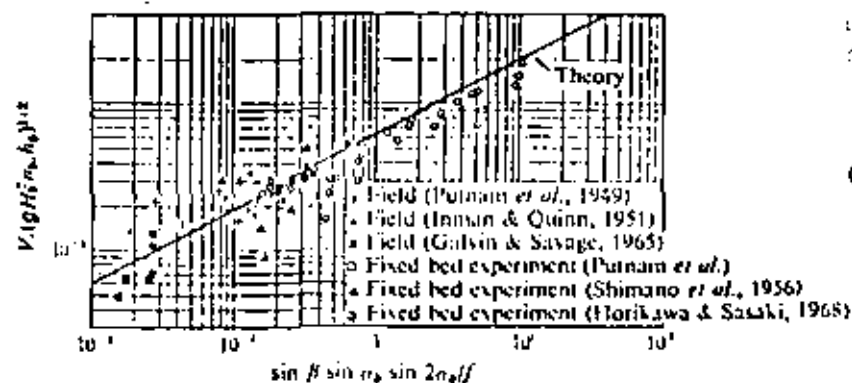


Fig. 4.3.6 Steady state longshore current velocity (after Horikawa and Sasaki, 1968).

In the above treatments, the topography of the nearshore bottom was extremely simplified; therefore some restrictions must be made when the above results are applied to actual problems. In the field, longshore bars and rip currents are frequently observed. Shadrin and Bruun considered such complicated situations and proposed formulae to evaluate the longshore current mean velocity under such conditions. Here the results of Shadrin will be briefly explained.

Figure 4.3.8 shows several nearshore current patterns induced by waves

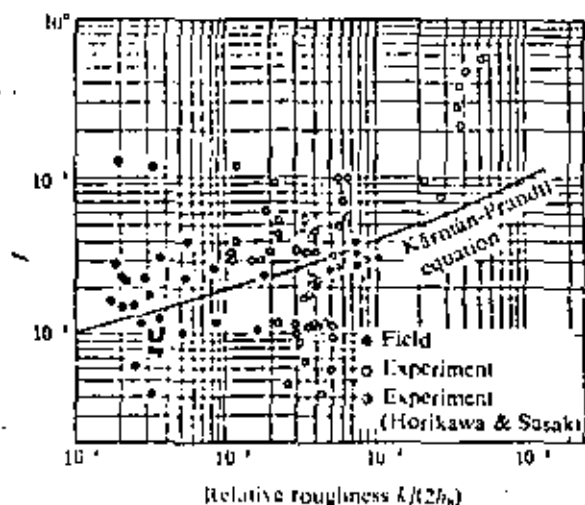


Fig. 4.3.7 Relationship between friction coefficient and relative roughness (after Horikawa and Susaki, 1968).

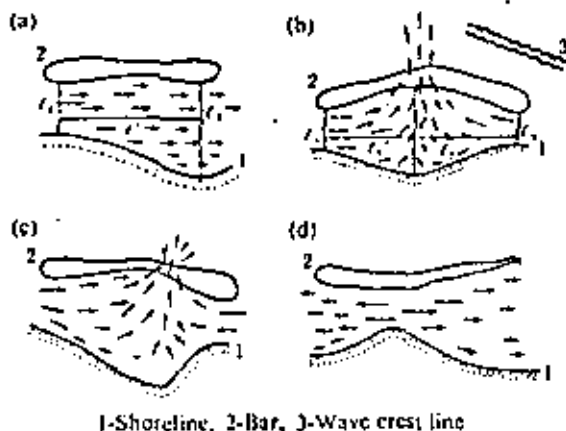


Fig. 4.3.8 Schematic illustration of longshore current development (after Shadrin, 1961).

arriving almost perpendicular to a coastal area with a lunate bar. In such a case, the mean sea level rise inside the surf zone varies according to the alongshore location; hence a gradient current is induced. Equation (7) in Table 4.3.1 gives the mean velocity of such a current by using the dimensions  $l_1$  and  $l_2$  shown in Fig. 4.3.8. When the incoming wave height is

small, a rip current will be seen at the location where the distance from the shoreline to the lunate bar is largest as shown in (b) and (c) of Fig. 4.3.8. With increasing incoming wave height, the rip current velocity component perpendicular to the shoreline decreases in magnitude and finally disappears. When the incoming waves increase in height to about 1 m, the bottom profiles are changed due to sediment movement, and the lunate bar moves parallel to the shoreline. At this stage the current described above will disappear and a current expressed by equation (9) in Table 4.3.1 may appear. As the wave height increases further, the current described in Putnam, Munk and Traylor's treatment will dominate.

Considering the above processes, Shadrin finally proposed the following equation:

$$v = \frac{a}{2} \left[ \sqrt{\frac{1 + 4c_p \sin \alpha_p}{a}} - 1 \right] \pm \sqrt{1.11 \frac{H_b}{T} \sqrt{D} H_b \left( 1 - \frac{l_1}{l_2} \right)} \quad (4.3.8)$$

Figure 4.3.9 shows the results of Shadrin's observations, which were conducted on the Anapa coast facing the Black Sea.

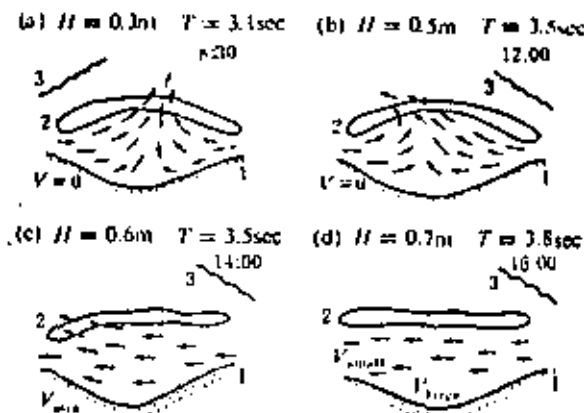


Fig. 4.3.9 Longshore current field observation on the Anapa coast, Sept. 17, 1957 (after Shadrin, 1961).

#### 4-3-2 Longshore Current Velocity Distribution

In the foregoing, only the mean velocity of the longshore current was treated. In order to establish a relationship between the longshore current and coastal sediment phenomena, especially the longshore sediment transport rate, it is necessary to know the horizontal and vertical longshore current velocity distributions in the nearshore area. Since 1968, extensive

analyses have been carried out on the horizontal distribution, the main results of which will be introduced below. But the vertical longshore current velocity distribution is still a problem to be solved in the future.

#### i) Wave Set-down and Wave Set-up

Integrating the continuity equation with respect to  $z$  from the bottom ( $z = -h$ ) to the free surface ( $z = \zeta$ ), and taking the average as done in Section 4-2 with  $\rho$  assumed spatially homogeneous, an equation for the conservation of total mass is obtained:

$$\frac{\partial}{\partial t} [\rho (h + \bar{\zeta})] + \frac{\partial}{\partial x} \bar{M}_x = 0 \quad (4.3.9)$$

Let us consider a steady wave train approaching perpendicular to a shoreline with a gently sloping beach, and suppose that the water depth, and therefore the mean properties of the wave field, are functions of  $x$  only. Then Eq. (4.3.9) reduces to  $d\bar{M}_x/dx = 0$ , or  $\bar{M}_x = \text{constant}$ . There is no mass flux through the beach; therefore,

$$\bar{M}_x = \hat{M}_x + M_x = \rho (h + \bar{\zeta}) U_x + M_x = 0 \quad (4.3.10)$$

thus

$$U_x = -\frac{M_x}{\rho (h + \bar{\zeta})} \quad (4.3.11)$$

The above result indicates that a mean reverse drift is established to balance the mass transport due to waves. Using the above results, we can deduce the following equations from Eq. (4.2.8):

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{dx} S_{xx} &= T_x + R_x \\ \frac{d}{dx} S_{xy} &= T_y + R_y \end{aligned} \right\} \quad (4.3.12)$$

In the present case, when the waves propagate in the direction of positive  $x$ , Eq. (4.2.11) can be used to evaluate the radiation stress components. Because  $S_{xy} = 0$ , the second equation of Eqs. (4.3.12) indicates that

$$R_y = -T_y = \rho g (h + \bar{\zeta}) \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial y} = 0 \quad (4.3.13)$$

In the first of Eqs. (4.3.12), let us assume that the frictional term  $R_x$  is negligible; then we have

$$\frac{d}{dx} S_{xx} = -\rho g (h + \bar{\zeta}) \frac{d\bar{\zeta}}{dx} \quad (4.3.14)$$

Outside the surf zone,  $\bar{\zeta}$  can be neglected compared with the still water depth  $h$ ; hence Eq. (4.3.14) can be written in the following form:

$$\frac{d}{dx} S_{xx} \approx -\rho g h \frac{d\bar{\zeta}}{dx} \quad (4.3.15)$$

Integrating the above equation with the condition  $\bar{\zeta} \rightarrow 0$  as  $h \rightarrow \infty$ , we obtain

$$\bar{\zeta} = -\frac{H^2}{8} \frac{k}{\sinh 2kh} \quad (4.3.16)$$

That is to say, the mean sea level falls below the still water level. This is called wave set-down.

Inside the surf zone, the wave height  $H$  is expressed empirically by,

$$H = \gamma (h + \bar{\zeta}) \quad (4.3.17)$$

where  $\gamma$  is a constant. The radiation stress component  $S_{xx}$  is equal to  $3\bar{E}/2$ , because  $c_g/c = u = 1$  in shallow water. Introducing Eq. (4.3.17) into Eq. (4.3.14), the fundamental equation is

$$\frac{d}{dx} \left[ \frac{3}{16} \rho g \gamma^2 (h + \bar{\zeta})^2 \right] = -\rho g (h + \bar{\zeta}) \frac{d\bar{\zeta}}{dx} \quad (4.3.18)$$

The solution of Eq. (4.3.18) is given by

$$\left. \begin{aligned} \bar{\zeta} &= K (h_b - h) + \bar{\zeta}_b \\ K &= [1 + (8/3\gamma^2)]^{-1} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.19)$$

and  $\bar{\zeta}_b$  is the wave set-down at the breaking point. Equations (4.3.19) indicate that the mean sea level rises with constant slope toward shore. This phenomena is called wave set-up.

Figure 2.5.27 gives the comparison between the theoretical results and the data obtained from a laboratory experiment and verifies the above theoretical treatment.

## ii) Longshore Current Velocity Distribution

First of all, we will take the simplest case, where the bottom slope is uniform and the bottom contour is parallel to a straight shoreline, and the wave-induced current motion steady. The  $x$  and  $y$  axes are taken similarly as in i); hence Eqs. (4. 3. 12) can be applied as the basic equations. But in the present case, the radiation stress components should be expressed by Eq. (4. 2. 12) because the waves are arriving obliquely to shore. The upper equation of Eqs. (4. 3. 12) is used to determine wave set-down and wave set-up. The lower equation of Eqs. (4. 3. 12) can be rewritten as

$$\frac{d}{dx} S_{xy} = R_y \quad (4. 3. 20)$$

because

$$T_y = -\rho g (h + \zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial y} = 0$$

In order to solve Eq. (4. 3. 20), we have to determine  $S_{xy}$  and  $R_y$ .

According to Eq. (4. 2. 12), the radiation stress component  $S_{xy}$  is given by

$$S_{xy} = \frac{\bar{E}}{2} \frac{c_g}{c} \sin 2\alpha = \bar{E} \frac{c_g}{c} \sin \alpha \cos \alpha \quad (4. 3. 21)$$

*Outside the surf zone:* Here conservation of energy flux between two wave rays can be assumed; thus

$$\bar{E} c_g \cos \alpha = \text{constant} = \bar{E}_b c_{gb} \cos \alpha_b \quad (4. 3. 22)$$

Snell's law gives

$$\frac{\sin \alpha}{c} = \frac{\sin \alpha_b}{c_b} \quad (4. 3. 23)$$

and with Eqs. (4. 3. 22) and (4. 3. 23), Eq. (4. 3. 21) is rewritten as

$$S_{xy} = \bar{E} c_g \cos \alpha \frac{\sin \alpha}{c} = \bar{E}_b c_{gb} \cos \alpha_b \frac{\sin \alpha_b}{c_b} = \text{constant}$$

Therefore the following important relationship is found:

$$R_y = \frac{d}{dx} S_{xy} = 0 \quad (4. 3. 24)$$

*Inside the surf zone:* The wave height  $H$  is given by Eq. (4. 3. 17); hence Eq. (4. 3. 21) is rewritten as

$$S_{xy} = \frac{1}{8} \rho g r^2 (h + \zeta)^2 \frac{c_g}{c} \sin \alpha \cos \alpha \quad (4. 3. 25)$$

The angle  $\alpha$  inside the surf zone is normally very small; hence either of the following expressions can be taken as an approximate one:

$$S_{xy} \approx \frac{1}{8} \rho g r^2 (h + \zeta)^2 \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (4. 3. 26a)$$

$$S_{xy} \approx \frac{1}{8} \rho g r^2 (h + \zeta)^2 \sqrt{g(h + \zeta)} \frac{\sin \alpha}{c} \quad (4. 3. 26b)$$

The upper equation was introduced by Bowen under the assumptions  $\alpha \approx \alpha_b$  and  $c_g = c$ , while the lower equation was introduced by Longuet-Higgins under the assumptions  $\cos \alpha \approx 1$  and  $c_g = \sqrt{g(h + \zeta)}$ . Therefore Eq. (4. 3. 20) can be rewritten as:

$$R_y = \frac{1}{4} \rho g r^2 (h + \zeta) \sin \alpha_b \cos \alpha_b \frac{d}{dx} (h + \zeta) \quad (4. 3. 27a)$$

(Bowen)

$$R_y = \frac{5}{16} \rho g^{3/2} r^2 (h + \zeta)^{3/2} \frac{\sin \alpha}{c} \frac{d}{dx} (h + \zeta) \quad (4. 3. 27b)$$

(Longuet-Higgins)

The next task is to determine the expression for the frictional term  $R_y$ . Considering Eq. (4. 2. 9), and neglecting the frictional stress at the surface,  $\bar{\tau}_{\mu}$ , we can construct the next equation as a general one,

$$R_y = \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon_{\mu} \frac{\partial v}{\partial x} \right) - \bar{\tau}_{by} \quad (4. 3. 28)$$

where  $v$  is the longshore current velocity and  $\epsilon_{\mu}$  is the momentum exchange coefficient. The first and second terms on the right-hand side are called the lateral friction and bottom friction, respectively.

*Lateral frictional term:* Bowen, and Longuet-Higgins gave the expressions,

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon_v \frac{\partial v}{\partial x} \right) = \begin{cases} \rho (h + \zeta) A_h \frac{d^2 v}{dx^2} & \text{(Bowen)} \\ \frac{\partial}{\partial x} \left[ \mu_v (h + \zeta) \frac{\partial v}{\partial x} \right] & \text{(Longuet-Higgins)} \end{cases} \quad (4.3.29)$$

$$\mu_v = N \rho x \sqrt{g (h + \zeta)}, \quad 0 < N < 0.016$$

(Longuet-Higgins)

where  $A_h$  and  $N$  are constants, and  $x$  is the distance measured in the offshore direction from the real shoreline.

*Bottom frictional term:* Bowen, and Longuet-Higgins took the expressions,

$$\bar{\epsilon}_{bv} = \begin{cases} \rho C v & \text{(Bowen)} \\ \rho f_w \frac{|u_{orb}|}{2} v = \frac{1}{\pi} \rho f_w u_{max} v & \text{(Longuet-Higgins)} \end{cases} \quad (4.3.30)$$

where  $C$  and  $f_w$  are both friction coefficients,  $|u_{orb}|$  the absolute time average, and  $u_{max}$  the amplitude of the orbital velocity at the bottom induced by wave action.

In order to simplify the expression, we will take the  $x$ ,  $y$ , and  $z$  axes in addition to  $x$ ,  $y$ , and  $z$  axes as shown in Fig. 4.3.10, and redefine the wave direction angle  $\alpha$  and longshore current velocity  $v$ . Wave set-down is

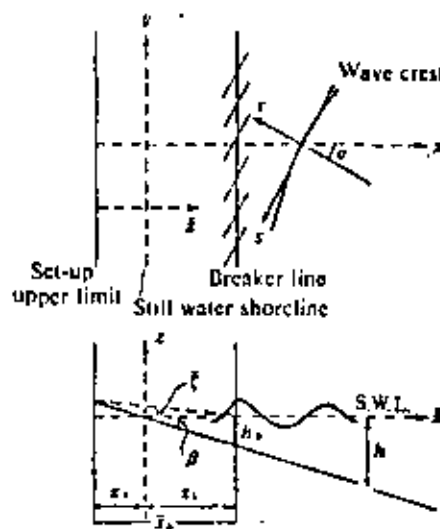


Fig. 4.3.10 Definition sketch (after Bowen, 1969).

neglected because of its small magnitude. The results of Bowen, and Longuet-Higgins will be briefly summarized.

### (1) Bowen's Result

The fundamental equations are:

*Outside the surf zone:*

$$A_h \frac{d^2 v}{dx^2} - \frac{Cv}{xs} = 0$$

*Inside the surf zone:*

$$A_h \frac{d^2 v}{dx^2} - \frac{Cv}{ms} = -\frac{1}{4} g T^2 m \sin \alpha_0 \cos \alpha_0$$

(4.3.31)

Here,  $s = \tan \beta$  is the sea bottom slope, and  $m = (\zeta + h)/x = (1 - K)x$ . Solving the above equations under the boundary conditions  $v \rightarrow 0$  as  $x \rightarrow \infty$ , and  $v = 0$  at  $x = 0$ , the following velocity distribution is obtained:

*Outside the surf zone:*

$$v(x) = P \lambda (x)^{1/2} K_1 [\lambda (x)^{1/2}]$$

$$\lambda^2 = \frac{4C}{A_h s}$$

*Inside the surf zone:*

$$v(x) = Q A (x)^{1/2} I_1 [A (x)^{1/2}] + B A^2 x$$

$$A^2 = \frac{4C}{A_h m}, \quad B = \frac{m^2 g T^2}{4C A^2} \sin \alpha_0 \cos \alpha_0$$

(4.3.32)

where  $K_1$  and  $I_1$  are the modified Bessel functions of 1st order, and the integration constants  $P$  and  $Q$  are determined by the condition that  $v(x)$  and  $dv(x)/dx$  be continuous at the breaker line  $x_b = x_s + x_r$ .

Let

$$\theta = \frac{4C h_b}{A_h s^2} = \lambda^2 x_b = A^2 x_b (1 - K)^2 \quad (4.3.33)$$

The velocity distribution  $v$  is a function of  $\theta$  and  $x/x_b$ . Figure 4.3.11 shows the comparison between a family of curves calculated analytically using  $\theta$  values of 4, 9, and 16, and the experimental data of Galvin and Eagleson. The agreement is fairly good. However, the longshore current velocity magnitude is expressed in units of  $B$ . To find the actual velocity distribution profile, the appropriate values of  $A_h$  and  $C$  must be determined. It



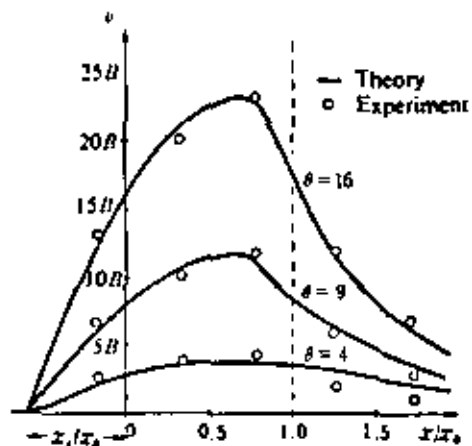


Fig. 4.3.11 Comparison between the theoretical curves and laboratory data of the longshore current distribution (after Bowen, 1969).

should be observed that Bowen applied a linear expression for the bottom friction; hence the present result may be most favorable for a current of relatively small magnitude.

(2) Longuet-Higgins' Result

The fundamental equations are:

Outside the surf zone:

$$N\rho g^{1/2} s^{3/2} \frac{d}{dx} \left\{ x^{3/2} \frac{dv}{dx} \right\} - \frac{1}{2\pi} \rho f_w r g^{1/2} s^{1/2} x^{1/2} v = 0$$

Inside the surf zone:

$$\left. \begin{aligned} N\rho g^{1/2} s^{3/2} \frac{d}{dx} \left\{ x^{3/2} \frac{dv}{dx} \right\} - \frac{1}{2\pi} \rho f_w r g^{1/2} m^{1/2} x^{1/2} v \\ = -\frac{5}{16} \rho g^{3/2} r^2 m^{5/2} \frac{\sin \alpha}{\sqrt{g(h+\zeta)}} x^{3/2} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.34)$$

where the following approximation was introduced:

$$v_{max} = \frac{\pi H}{T \sinh \{2\pi(h+\zeta)/L\}} \approx \frac{Hc}{2(h+\zeta)} \approx \frac{rg^{1/2}(h+\zeta)^{1/2}}{2} \quad (4.3.35)$$

Longuet-Higgins assumed  $m = (1-K)r \approx r$  and arrived at the equations,

$$P \frac{d}{dx} \left\{ x^{3/2} \frac{dv}{dx} \right\} - q x^{1/2} v = \begin{cases} -r x^{3/2} & 0 < x < x_b \\ 0 & x_b < x < \infty \end{cases} \quad (4.3.36)$$

where

$$\left. \begin{aligned} p &= N\rho g^{1/2} s^{3/2} \\ q &= \frac{1}{2\pi} \rho f_w r g^{1/2} s^{1/2} \\ r &= \frac{5}{16} \rho g^{3/2} r^2 s^{3/2} \left( \frac{\sin \alpha}{\sqrt{g(h+\zeta)}} \right)_b \end{aligned} \right\} \quad (4.3.37)$$

If we first neglect the lateral friction term, the following simple solution is obtained:

$$\left. \begin{aligned} v &= \begin{cases} \frac{r}{q} x & 0 < x < x_b \\ 0 & x_b < x < \infty \end{cases} \\ \frac{r}{q} &= \left( \frac{5\pi T}{8f_w} \right) (gh_b) \frac{r}{x_b} \left( \frac{\sin \alpha_b}{c_b} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4.3.38)$$

Here, at  $x = x_b$ , the longshore velocity  $v_b$  is given by

$$v_b = \left( \frac{5\pi T}{8f_w} \right) (gh_b) r \left( \frac{\sin \alpha_b}{c_b} \right) \quad (4.3.39)$$

Next, we will introduce the non-dimensional variables defined by  $X = x/x_b$ , and  $V = v/v_b$ , and rewrite Eqs. (4.3.33) and (4.3.34) as follows,

$$P \frac{d}{dX} \left\{ X^{3/2} \frac{dV}{dX} \right\} - X^{1/2} V = \begin{cases} -X^{3/2} & 0 < X < 1 \\ 0 & 1 < X < \infty \end{cases} \quad (4.3.40)$$

where  $P = 2\pi s N / (r f_w)$  is a non-dimensional parameter representing the relative importance of horizontal mixing and lateral friction. The solution of the above equation is

(a)  $P \neq 2/5$ :

$$V = \begin{cases} B_1 X^{P_1} + A X & 0 < X < 1 \\ B_2 X^{P_2} & 1 < X < \infty \end{cases} \quad (4.3.41)$$

where

$$p_1 = -\frac{3}{4} + \left(\frac{9}{16} + \frac{1}{P}\right)^{1/2}, \quad p_2 = -\frac{3}{4} - \left(\frac{9}{16} + \frac{1}{P}\right)^{1/2}$$

$$A = \left(1 - \frac{5}{2}P\right)^{-1}, \quad B_1 = \frac{p_2 - 1}{p_1 - p_2} A = [P(1 - p_1)(p_1 - p_2)]^{-1}$$

$$\text{and } B_2 = \frac{p_1 - 1}{p_1 - p_2} A = [P(1 - p_2)(p_1 - p_2)]^{-1}$$

(b)  $P = 2/5$ :

$$V = \begin{cases} \frac{10}{49}X - \frac{5}{7}X \ln X & 0 < X < 1 \\ \frac{10}{49}X^{-5/2} & 1 < X < \infty \end{cases} \quad (4.3.42)$$

The constants multiplying  $X$  and  $X^{-5/2}$  are determined by requiring continuity of  $V$  and  $dV/dX$  at the breaker line ( $X = 1$ ).

It is quite remarkable that even when the parameter  $P$  varies between 0 and 0.4, the maximum value of the non-dimensional velocity is only reduced to about 1/4. This result indicates that bottom friction plays a more important role than lateral friction in the longshore current velocity distribution.

Figure 4.3.12 demonstrates the comparison between the above theoretical results and the laboratory data of Galvin and Eagleson, and suggests that  $P$  could be taken between 0.1 and 0.4.

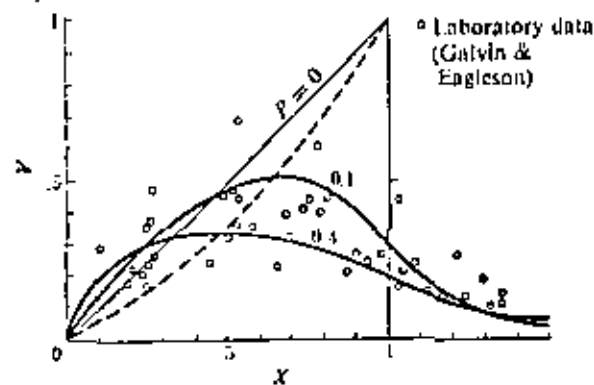


Fig. 4.3.12 Non-dimensional longshore current velocity distribution. The broken line shows the location of maximum velocity (after Longuet-Higgins, 1970).

### (3) Thornton's Result

Thornton treated the same problem under more natural sea bottom conditions, as shown in Fig. 4.3.13. Basically his fundamental equation is the same as that of Longuet-Higgins, except for the lateral friction term. Thornton used the following expression for  $R_y$ :

$$\left. \begin{aligned} R_y &= \rho(h + \zeta) \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon_v \frac{\partial v}{\partial x} \right) - \rho \frac{f_w}{2\pi} \frac{g}{c} H v \\ \epsilon_v &= \frac{H^2 g T}{8\pi^2 h} \cos^2 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (4.3.43)$$

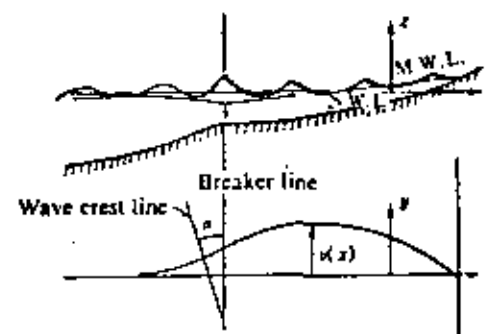


Fig. 4.3.13 Schematic diagram of the longshore current velocity distribution (after Thornton, 1971).

It should be noted that the  $\epsilon_v$  here is not the same as the  $\epsilon_v$  defined in Eq. (4.3.28). In order to determine the wave motion friction factor,  $f_w$ , Thornton used the formula due to Jonsson,

$$\frac{1}{4\sqrt{f_w}} + \log_{10} \frac{1}{4\sqrt{f_w}} = -0.08 + \log_{10} \frac{a_b}{k} \quad (4.3.44)$$

where  $a_b$  and  $k$  are the wave particle excursion amplitude at the bottom and Nikuradse's roughness parameter, respectively. Figure 4.3.14 is Jonsson's revised wave friction factor diagram.

Using Eqs. (4.3.43), Thornton introduced the following basic equation,

$$\left. \begin{aligned} \rho D \frac{d}{dx} \left( \epsilon_v \frac{dv}{dx} \right) - \rho \frac{f_w}{2\pi} \frac{g}{c} H v \\ = \begin{cases} -AD^{3/2} \left( 1 - 0.7 \frac{D}{D_0} \sin^2 \alpha_b \right) \frac{dD}{dx} & 0 < x < x_b \\ 0 & x_b < x < \infty \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.45)$$

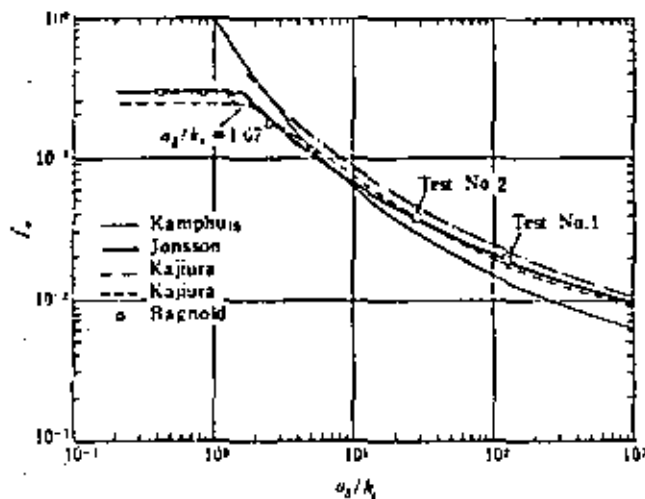


Fig. 4.3.14 Wave friction factors in the rough turbulent range(after Jonsson, 1976).

where  $D = h + \xi$  and  $A = (S/16) \rho g r^2 \sin \alpha_b / \sqrt{D_b}$ . He used the expression  $-(\rho f_w / 2\pi) r \sqrt{gD} (1 + \tau) v$  for the second term on the left-hand side of Eq. (4.3.45) in the surf zone. The boundary conditions imposed on the formulation outside the surf zone are that the velocity approach zero far away from the shoreline ( $x \rightarrow \infty, D \rightarrow \infty$ ) and that the velocities and velocity gradients inside and outside the surf zone match at the breaker line.

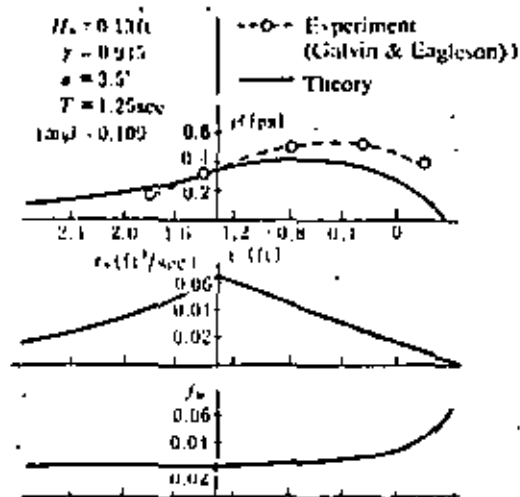


Fig. 4.3.15 Longshore current velocity distribution—theory and experimental data (after Thornton, 1971).

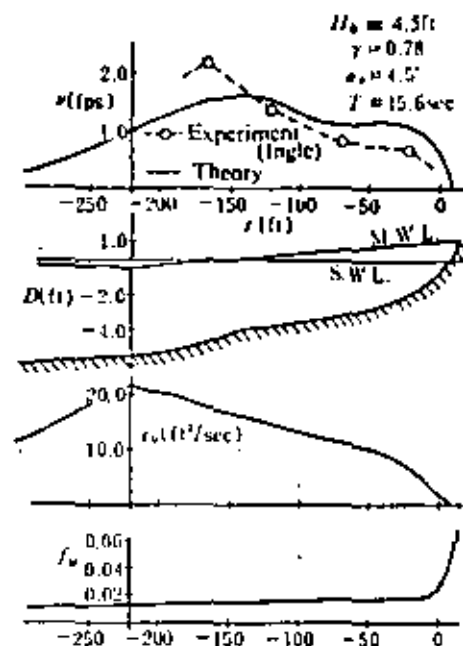


Fig. 4.3.16 Longshore current velocity distribution—theory and field observation results (after Thornton, 1971).

He carried out numerical computations based on the above treatment in order to compare the laboratory and field data. The results are shown in Figs. 4.3.15 and 4.3.16, in which the distributions of  $v_w$  and  $f_w$  are also given. The agreement is fairly good. Further work is necessary for application of the present treatment to a beach with a bar.

#### 4-4 Rip Currents

##### 4-4-1 Characteristics of Rip Currents

In the foregoing treatment of longshore currents, the bottom topography alongshore variation and wave characteristics were ignored except in Eagleson's analysis. In the field, the breaking wave height is not uniform along the coast; and hence the amount of sea water transported through the breaker line is not uniform. The water from the surf zone returns offshore with high velocity through narrow channels. This kind of current is called a rip current.

The following is a summary of field observations carried out on various coasts:

- (1) Rip currents are generated when regular swell is incident almost perpendicular to the shoreline.

(2) Rip currents are normally generated on beaches with a relatively gentle slope.

(3) The speed of a rip current and the distance between its root and its head are related to the incident wave height as well as to the convergence or divergence of wave energy due to wave refraction.

(4) Each train of incident waves forms its own characteristic longshore current and rip current pattern.

(5) When incoming wave heights are large, the number of rip currents in a unit of longshore distance is small, but the rip current speed is high. When the wave heights are small, however, the number of rip currents is large, but their speed is low.

(6) Rip currents seem to have small correlation with wind speed, but greater correlation with wind direction.

(7) It is difficult to find a clear correlation between rip currents and tides. However, at low tide, the rip channel depth gains importance; therefore rip current locations seem to be influenced by the tide.

(8) The rip current is completely different from the so-called undertow. Generally speaking, the longshore wave height distribution is not uniform, hence an undertow is rarely generated, and the main part of the sea water transported shoreward through the breaker line returns offshore through rip channels.

(9) There are few actual rip current velocity observations, but those made indicate that the speed at the root is greater than 1 m/sec, reaching 2 m/sec under rough sea conditions.

(10) According to Inman, Tait and Nordstrom, about 50 percent of the longshore current flow is discharged offshore through rip channels if the longshore current speed exceeds 50cm/sec. This is under the condition  $\alpha_0 = 0$ .

(11) Rip current spacing was reported to be 30 m to 100 m (Inman and Bagnold), 400 m on the average (Shepard and Inman), less than 500 m (Larras), etc. In Japan, there have been spacings reported of 200 m to 300 m on the Niigata coast, 80 m to 150 m on the Showan coast, and about 300 m on the Kujukuri coast.

(12) Rip current velocities vary with time. This variation is caused by the sea level fluctuation induced by long-period waves, such as surf beat. Therefore, the water mass inside the surf zone flows out through rip channels when a train of small waves arrives, and the flow becomes slow or stops when a high wave train arrives; thus a kind of pulsation may be observed.

#### 4-4-2 A Rip Current Model

The basic equations describing nearshore currents are

$$\frac{\partial}{\partial t} [\rho D] + \frac{\partial}{\partial x} \tilde{M}_x = 0 \quad (4.4.1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \tilde{M}_x + \frac{\partial}{\partial x} [\tilde{U}_x \tilde{M}_x + S_{xx}] = T_x + R_x \quad (4.4.2)$$

If we use the horizontal velocity components  $u$  and  $v$  in place of  $\tilde{U}_x$  and  $\tilde{U}_y$ , we can write  $\tilde{M}_x = \rho D u$  and  $\tilde{M}_y = \rho D v$ , where  $D = h + \zeta$  (see Fig. 4.4.1). Introduction of these expressions into Eqs. (4.4.1) and (4.4.2), yields the following equations:

$$\frac{\partial}{\partial t} [\rho D] + \frac{\partial}{\partial x} [\rho D u] + \frac{\partial}{\partial y} [\rho D v] = 0 \quad (4.4.3)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} [\rho D u] + \frac{\partial}{\partial x} [\rho D u^2] + \frac{\partial}{\partial y} [\rho D u v] + \frac{\partial}{\partial x} S_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} S_{xy} &= T_x + R_x \\ \frac{\partial}{\partial t} [\rho D v] + \frac{\partial}{\partial x} [\rho D u v] + \frac{\partial}{\partial y} [\rho D v^2] + \frac{\partial}{\partial x} S_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} S_{yy} &= T_y + R_y \end{aligned} \right\} \quad (4.4.4)$$

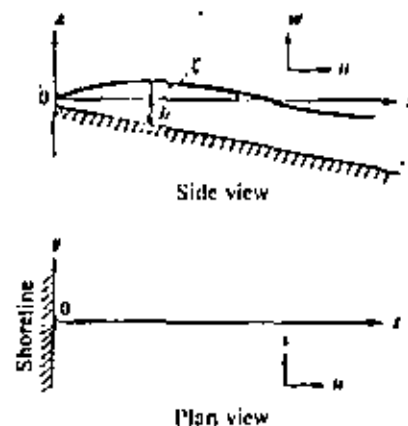


Fig. 4.4.1 Illustration diagram for rip currents (after Arthur, 1962).

Now let us consider the steady state. The above equations reduce to

$$\frac{\partial}{\partial x} [D u] + \frac{\partial}{\partial y} [D v] = 0 \quad (4.4.5)$$

$$\left. \begin{aligned} u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} &= \frac{1}{\rho D} T_x + \frac{1}{\rho D} R_x - \frac{1}{\rho D} \left( \frac{\partial}{\partial x} S_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} S_{xy} \right) \\ v \frac{\partial v}{\partial x} + u \frac{\partial v}{\partial y} &= \frac{1}{\rho D} T_y + \frac{1}{\rho D} R_y - \frac{1}{\rho D} \left( \frac{\partial}{\partial x} S_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} S_{yy} \right) \end{aligned} \right\} (4.4.6)$$

where  $\rho = \text{constant}$ . In order to identically satisfy Eq. (4.4.5), a scalar function  $\psi$  is introduced, defined by

$$\left. \begin{aligned} uD &= -\frac{\partial \psi}{\partial y} \\ vD &= \frac{\partial \psi}{\partial x} \end{aligned} \right\} (4.4.7)$$

The scalar function  $\psi$  first appeared in the work of Arthur, and is called the transport stream function.

Remembering that  $(1/\rho D)T_x = -g \partial \zeta / \partial x$  and  $(1/\rho D)T_y = -g \partial \zeta / \partial y$ , we cross-differentiate the first and second equations in Eq. (4.4.7) with respect to  $y$  and  $x$ , respectively, subtract the second equation from the first, and write the result using the vorticity component  $\omega = \partial v / \partial x - \partial u / \partial y$ ,

$$\begin{aligned} -D \left[ u \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\omega}{D} \right) + v \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\omega}{D} \right) \right] &= \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{R_x}{\rho D} \right] - \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{R_y}{\rho D} \right] \\ &\quad (a) \qquad \qquad \qquad (b) \\ -\frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{1}{\rho D} \left( \frac{\partial}{\partial x} S_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} S_{xy} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{1}{\rho D} \left( \frac{\partial}{\partial x} S_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} S_{yy} \right) \right] & \end{aligned} \quad (4.4.8)$$

where (a), (b), and (c) are the nonlinear, frictional, and forcing terms, respectively.

Arthur assumed the nonlinear terms in Eq. (4.4.8) to be essential in controlling rip current phenomena; he therefore neglected the other terms and obtained the equation,

$$\frac{D}{Dt} \left[ \frac{\omega}{h + \zeta} \right] = 0 \quad (4.4.9)$$

where  $D/Dt = u \partial / \partial x + v \partial / \partial y$ . Equation (4.4.9) indicates that the quantity  $\omega / (h + \zeta)$  is conserved along a constant transport streamline. That is to say, the vertical component of vorticity increases with an increase in actual water depth.

Assuming that  $\zeta \ll h$ , the definition of  $\psi$  becomes

$$\left. \begin{aligned} u &= -\frac{1}{h} \frac{\partial \psi}{\partial y} \\ v &= \frac{1}{h} \frac{\partial \psi}{\partial x} \end{aligned} \right\} (4.4.10)$$

Substituting Eqs. (4.4.10) into Eq. (4.4.9) and using the condition  $\zeta \ll h$ , we arrive at the equation

$$\frac{1}{h} \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{1}{h} \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{1}{h} \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) \right] = F(\psi) \quad (4.4.11)$$

Let us first consider the case shown in Fig. 4.4.2(a); here the flow runs in an offshore direction along a straight boundary. In this case it is possible to assume  $|\partial v / \partial x| \ll |\partial u / \partial y|$ ; hence Eq. (4.4.11) reduces to

$$\frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{1}{h} \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) = F(\psi) \quad (4.4.12)$$

In order to determine the solution at a fixed point  $x$ , let  $h dy = dy'$ , so that Eq. (4.4.12) becomes

$$\frac{d^2 \psi}{dy'^2} = F(\psi) \quad (4.4.13)$$

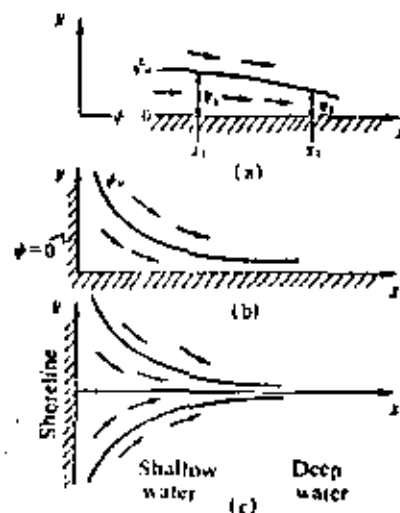


Fig. 4.4.2 Rip current model (after Arthur, 1962).

Therefore  $d\psi/dy' = -u = f_1(\psi)$ , and  $y' = f_2(\psi)$  are obtained. From these results, it can be concluded that  $u$  and  $y'$  are constant on a line of constant  $\psi$ .

Now let us take  $y_1$  and  $y_2$  as the horizontal distances from the fixed boundary  $\psi = 0$  to the line  $\psi = \psi_a$  at  $x = x_1$  and  $x = x_2$ . Then

$$\int_0^{y_1} h(x_1, y) dy = \int_0^{y_2} h(x_2, y) dy \quad (4.4.14)$$

Equation (4.4.14) can be rewritten using the mean water depths over the integration range,  $\bar{h}(x_1)$  and  $\bar{h}(x_2)$ , to obtain

$$y_1 \bar{h}(x_1; y_1 \geq y \geq 0) = y_2 \bar{h}(x_2; y_2 \geq y \geq 0) \quad (4.4.15)$$

Therefore, the distance  $y_1$  decreases as the water depth increases. The above condition can be applied to the case represented in Fig. 4.4.2(b), where two boundaries are crossing perpendicularly. Then, taking the mirror image, a rip current model can be established as shown in Fig. 4.4.2(c).

#### 4-5 Nearshore Current System

##### 4-5-1 Outline of the Nearshore Current System

The nearshore current consists of the mass transport induced by wave action, the longshore current and rip currents, and the system forms a circulation pattern as shown in Fig. 4.1.5. Shepard and Inman named the whole pattern of various currents the nearshore current system, as mentioned in Section 4-1-3. The region isolated by two adjacent rip currents forms a unit cell, illustrated in Fig. 4.1.5. The nearshore current system can therefore be considered as consisting of multiple cells. The above situation holds under the condition that the waves arrive almost perpendicular to the shoreline. When the incident wave angle increases, the closed cell disappears and forms a meandering current or a longshore current, as illustrated in Fig. 4.5.1.

##### 4-5-2 Nearshore Current System Model

We will first consider an idealized nearshore current pattern—that is, the closed cell. Bowen postulated that these current cells are induced by certain particular physical processes.

It has been explained that waves arriving perpendicular to the shoreline induce wave set-down outside the surf zone and wave set-up inside the surf zone. We will now assume that for some reason the incoming wave heights are not uniform in the longshore direction. This assumption

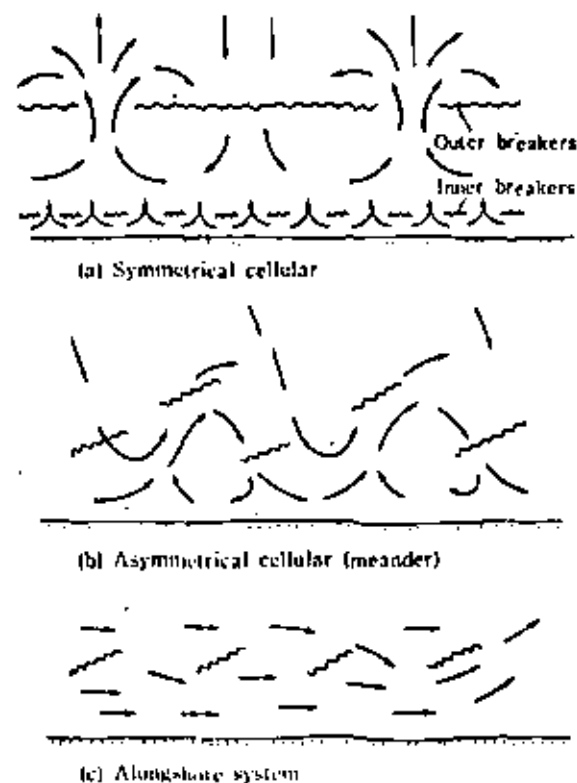


Fig. 4.5.1 Nearshore current types (after Harris, 1969).

seems to be rather realistic. Let us take two lines, A and B, perpendicular to the shoreline, where the wave height on Line A is relatively high, and the wave height on Line B is relatively low. Wave set-down outside the surf zone on Line A is larger than that on Line B; hence the mean sea level along Line B is higher than that along Line A. Therefore, there exists a transverse surface slope, and the pressure gradient may induce a current from Line B to Line A. In the surf zone, the wave set-up on Line A is higher than that on Line B; therefore a flow can be generated from Line A to Line B. This physical situation might be the mechanism for generating circulation cells in the nearshore area. Figure 4.5.2 shows laboratory results which clearly indicate the differences in nearshore phenomena such as the wave height variation, wave set-down, and wave set-up under different incoming wave conditions. Based on this concept, Bowen formulated an analytical model for the nearshore current system. This will now be explained briefly.

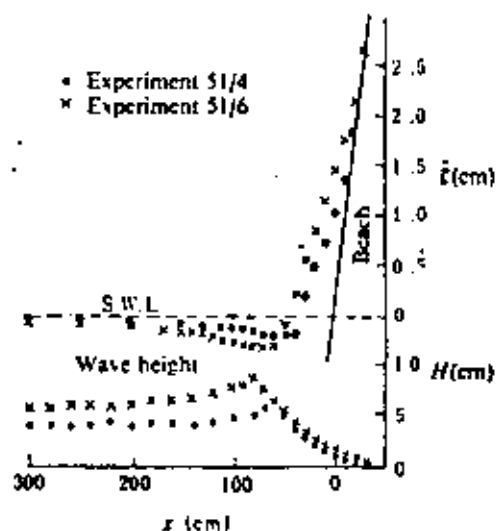


Fig. 4.5.2 Experimental result on the mean sea level and wave height change (after Bowen, Inman and Simmons, 1968).

We can begin the discussion with Eq. (4.4.8), which was introduced in Section 4.4-2. In order to proceed, it is necessary to discuss the importance of the non-linear, frictional, and forcing terms. As stated in the previous section, Arthur based his rip current model on the assumption that the non-linear terms play the most important role in the formation of rip currents. Bowen, in addition to retaining the non-linear terms, attempted to evaluate the importance of the frictional terms, which consist of lateral friction and bottom friction.

Before entering into a detailed discussion, we will examine the difference in the momentum balance inside and outside the surf zone. Taking the  $x$  and  $y$  axes perpendicular and parallel to the shoreline, the momentum equations can be written as

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \bar{M}_x + \frac{\partial}{\partial x} [\bar{U}_x \bar{M}_x + S_{xx}] + \frac{\partial}{\partial y} [\bar{U}_x \bar{M}_y + S_{xy}] &= T_x + R_x \\ \frac{\partial}{\partial t} \bar{M}_y + \frac{\partial}{\partial x} [\bar{U}_y \bar{M}_x + S_{yx}] + \frac{\partial}{\partial y} [\bar{U}_y \bar{M}_y + S_{yy}] &= T_y + R_y \end{aligned} \right\} (4.5.1)$$

We will assume that the phenomenon is steady and that the waves are arriving perpendicular to shore. Therefore, Eqs. (4.5.1) simplify to

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} S_{xx} &= T_x + R_x \\ \frac{\partial}{\partial y} [\bar{U}_y \bar{M}_y + S_{yy}] &= T_y + R_y \end{aligned} \right\} (4.5.2)$$

Considering the region outside the surf zone, wave set-down can be determined from the first equation of Eqs. (4.5.2) under the condition  $R_x = 0$ .

$$\zeta = -\frac{1}{8} \frac{kH^2}{\sinh 2kh} \quad (4.5.3)$$

In the present case we will assume that the water depth  $h$  is a function of  $x$  only; hence the wave number  $k$  is also a function of  $x$ . From Eq. (4.5.3), we obtain

$$\frac{\partial \zeta}{\partial y} = -\frac{1}{4} \frac{kH}{\sinh 2kh} \frac{\partial H}{\partial y} \quad (4.5.4)$$

Noting that

$$\left. \begin{aligned} T_y &= -\rho g (h + \zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial y} \approx -\rho g h \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ S_{yy} &= E \left( \frac{c_g}{c} - \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{8} \rho g H^2 \frac{kh}{\sinh 2kh} \end{aligned} \right\} (4.5.5)$$

and substituting these relationships into the second of Eqs. (4.5.2), there results

$$\frac{\partial}{\partial y} [\bar{U}_y \bar{M}_y] = -\frac{\partial}{\partial y} S_{yy} + T_y + R_y = R_y \quad (4.5.6)$$

This means that the gradient of the radiation stress  $\partial S_{yy}/\partial y$  is balanced by the induced pressure field, and that the gradient of the net momentum flux is nearly zero because  $R_y$  is negligibly small outside the surf zone. Finally, it is concluded that there are no net forces outside the surf zone that might produce circulation patterns.

Inside the surf zone, the situation is completely different. With

$$S_{yy} = \frac{1}{2} \bar{E} = \frac{1}{16} \rho g H^2 = \frac{1}{16} \rho g T^2 (h + \zeta)^2 \quad (4.5.7)$$

we arrive at the following equation:

$$\frac{\partial}{\partial y} (D_v \bar{M}_y) = -\rho g (h + \bar{\zeta}) \left[ 1 + \frac{1}{8} \gamma^2 \right] \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial y} + R_y \quad (4.5.8)$$

This shows that in this region the two terms  $-\partial S_{vy}/\partial y$  and  $T_y$  have the same sign; hence they do not cancel each other.

Now we will return to Eq. (4.4.8), and consider the forcing term first. We will assume that the forcing term is zero outside the surf zone because the wave set-down induced by this term there is comparatively small. Inside the surf zone, the forcing term is evaluated by using the assumption  $H = \gamma(h + \bar{\zeta})$ .

$$\begin{aligned} \text{forcing term} &= -\frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{1}{\rho(h + \bar{\zeta})} \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{1}{\rho(h + \bar{\zeta})} \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right] \\ &= -\frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{3gH}{8(h + \bar{\zeta})} \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{gH}{8(h + \bar{\zeta})} \frac{\partial H}{\partial y} \right] \\ &= -\frac{1}{4} g \gamma \frac{\partial^2 H}{\partial x \partial y} \end{aligned} \quad (4.5.9)$$

In order to proceed smoothly with the following computation, we will take new axes  $x$  and  $y$  in the offshore and alongshore directions respectively with the origin of the real shoreline as shown in Fig. 4.3.10, and consider that the wave height distribution has an alongshore periodic pattern expressed by

$$H = \gamma m x (1 + \epsilon \cos \lambda y) \quad (4.5.10)$$

where  $m = (1 - K) \tan \beta$ ,  $\lambda$  the alongshore wave number, and  $\epsilon \ll 1$ . By using the above assumptions, the forcing term can be calculated to be

$$\text{forcing term} = \frac{1}{4} g \gamma^2 m \epsilon \lambda \sin \lambda y \quad (4.5.11)$$

The frictional terms are considered next. According to Bowen, these can be expressed as follows:

(1) Lateral friction

$$\left. \begin{aligned} R_{ix} &= \rho (h + \bar{\zeta}) A_H \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\ R_{iy} &= \rho (h + \bar{\zeta}) A_H \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4.5.12)$$

where  $A_H$  is the horizontal momentum exchange coefficient.

(2) Bottom friction

$$\left. \begin{aligned} R_{bx} &= -\rho f u \\ R_{by} &= -\rho f v \end{aligned} \right\} \quad (4.5.13)$$

where  $f$  is a bottom friction coefficient in a linear expression.

At first Bowen took the bottom frictional and forcing terms as factors controlling the present problem, and established the following equation,

$$f \left[ \frac{\omega}{h + \bar{\zeta}} - \frac{mv}{(h + \bar{\zeta})^2} \right] = B \sin \lambda y \quad (4.5.14)$$

where  $B = -(1/4) g \gamma^2 m \epsilon \lambda$  inside the surf zone and  $B = 0$  outside the surf zone. In terms of the transport stream function  $\psi$ , Eq. (4.5.14) becomes

$$\frac{1}{(h + \bar{\zeta})^2} \left[ \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right] - \frac{2m}{(h + \bar{\zeta})^2} \frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{B}{f} \sin \lambda y \quad (4.5.15)$$

The boundary conditions are (1)  $\psi = 0$  at  $x = 0$ ; (2)  $\psi$  be finite as  $x \rightarrow \infty$ ; and (3)  $\psi$  and  $\partial \psi / \partial x$  be continuous at the breakerline. Figure 4.5.3 is a typical solution, for the conditions  $Bm^2/f\lambda^4 = -1.6$ ,  $\lambda x_b = \pi/2$ , and  $\lambda(x_b - x_s) = 2\pi/5$ , where  $x_s$  is the distance from the actual shoreline to that at still water.

If the lateral frictional terms are taken instead of the bottom friction, Eq. (4.5.14) should be replaced by

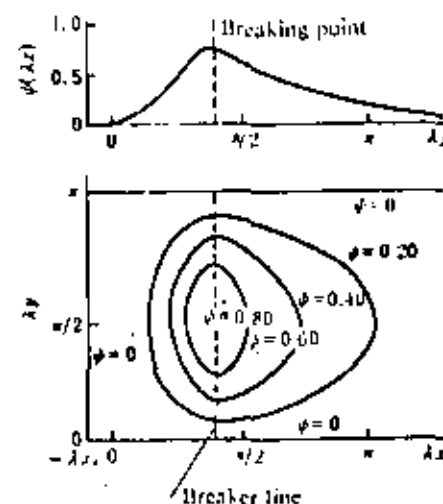


Fig. 4.5.3 Linear solution using bottom friction (after Bowen, 1969).



$$A_{II} \left[ \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right] = B \sin \lambda y \quad (4.5.16)$$

where

$$B = \begin{cases} \frac{1}{4} \rho r^2 m c \lambda & \text{(inside the surf zone)} \\ 0 & \text{(outside the surf zone)} \end{cases} \quad (4.5.17)$$

Equation (4.5.16) is a linear but fourth-order equation for  $\psi$ , hence an analytical treatment is rather complicated. In order to evaluate the effects of the non-linear terms, numerical methods must be applied. The complete non-linear equation containing the lateral friction terms is

$$\frac{\partial \psi}{\partial y} \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\omega}{(h + \zeta)} \right] - \frac{\partial \psi}{\partial x} \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\omega}{(h + \zeta)} \right] + A_{II} \left( \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right) = B \sin \lambda y \quad (4.5.18)$$

where  $B$  is the same as in Eqs. (4.5.17). With the aid of a scale velocity  $U$  and a scale length  $L$ , non-dimensional terms can be defined as  $x' = x/L$ ,  $y' = y/L$ ,  $D' = D/L = (h + \zeta)/L$ ,  $\omega' = \omega L/U$ ,  $\lambda = 2\pi/L$ , and  $\psi' = \psi/UL^2$ . Then Eq. (4.5.18) can be written:

$$\frac{U^2}{L^2 B} \left[ \frac{\partial \psi'}{\partial y'} \frac{\partial}{\partial x'} \left[ \frac{\omega'}{D'} \right] - \frac{\partial \psi'}{\partial x'} \frac{\partial}{\partial y'} \left[ \frac{\omega'}{D'} \right] \right] + \frac{A_{II} U}{BL^3} \left[ \frac{\partial^2 \psi'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 \psi'}{\partial y'^2} \right] = \sin 2\pi y' \quad (4.5.19)$$

which defines two important parameters, the friction coefficient  $W_f = A_{II} U/BL^3$ , and the effective Reynolds number  $R_e = UL/A_{II}$ .

Taking  $W_f = 8 \times 10^{-8}$  and using particular values of the Reynolds number, Bowen obtained the numerical results shown in Figs. 4.5.4. The resulting rip current flow pattern seems to be more realistic than that given by Fig. 4.5.3. However, the important feature of Bowen's treatment was that it paved the way for numerical calculation of the nearshore current system.

Noda was the first to carry out numerical calculations for nearshore currents using realistic bottom contours and arbitrary incoming wave conditions. Bottom friction was included in his model, but non-linear terms were neglected. In order to evaluate the frictional terms, he applied a quadratic resistance law with a constant friction coefficient. Sasaki used

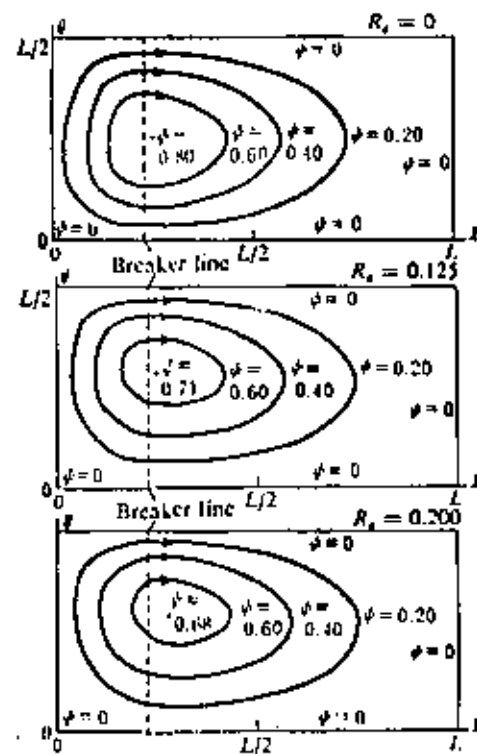


Fig. 4.5.4 Solution using eddy viscosity (after Bowen, 1969).

the same model as Noda, with a variable friction coefficient, based on Jonsson's diagram for oscillatory flow, and calculated values at each mesh point.

It is necessary to emphasize the importance of the interaction between waves and wave-induced currents, the breaking criteria, and the time-dependent phenomena of nearshore currents.

One of the most interesting problems in this field is the generation mechanism of rip currents. Bowen assumed a longshore wave height perturbation, which gives the spatial distribution of the radiation stress component, and hence the driving forces. The next question is why such a wave height variation appears. Bowen considered the influence of edge waves, especially of standing edge waves, as the main cause. Sonu, on the other hand, stressed the importance of the bottom topography in the nearshore area, which causes the convergence and divergence of wave energy due to the refraction of incoming waves. This opinion is supported by the fairly good agreement between numerical calculation under appropriate

assumptions and the actual data obtained in the field. However, this raises the question regarding the mechanism by which such rhythmic sea bed topography is generated.

Hino treated the rip current generation mechanism from a completely different standpoint. His basic idea is that if waves are arriving perpendicular to a straight and parallel beach, the wave set-down and set-up should be uniform along the shoreline. Such a uniform wave set-up would be unstable to an infinitesimal disturbance, just as a slender rod compressed axially buckles when a critical compressive stress is exceeded. If waves are arriving obliquely, the same mechanism as that for sand-wave formation in open channels will operate to form sand-bars caused by the longshore current.

Based on the above ideas, Hino began his discussion with the following equations:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} [(h + \zeta)u] + \frac{\partial}{\partial x} [(h + \zeta)u^2] + \frac{\partial}{\partial y} [(h + \zeta)uv] + \\ \frac{\partial}{\partial x} S_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} S_{xy} = -g(h + \zeta) \frac{\partial}{\partial x} \zeta - C_u \\ \frac{\partial}{\partial t} [(h + \zeta)v] + \frac{\partial}{\partial x} [(h + \zeta)uv] + \frac{\partial}{\partial y} [(h + \zeta)v^2] + \\ \frac{\partial}{\partial x} S_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} S_{yy} = -g(h + \zeta) \frac{\partial}{\partial y} \zeta - C_v \end{aligned} \right\} \quad (4.5.20)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (h + \zeta) + \frac{\partial}{\partial x} [(h + \zeta)u] + \frac{\partial}{\partial y} [(h + \zeta)v] = 0 \quad (4.5.21)$$

and

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (C_x u) + \frac{\partial}{\partial y} (C_x v) \quad (4.5.22)$$

Equations (4.5.20) are the momentum equations including a linearized bottom friction term, and Eqs. (4.5.21) and (4.5.22) are the conservation equations for fluid mass and bottom material, respectively. Here Hino assumed that  $C_x$  is constant and that the waves are arriving obliquely to the shoreline. Introducing small perturbations on the steady state, he kept the first-order terms which give the linearized equation for the perturbation variables. A detailed treatment will not be reproduced here. The important conclusion is that the optimum spacing for rip currents and beach cusps is about four times the distance from the shoreline to the breaker-line.

Sasaki presented a diagram in which he summarized various field data on rip spacing. He combined the previous theories such as Bowen's edge wave theory and Hino's hydrodynamic instability theory with his proposed infragravity hypothesis. The result is shown in Fig. 4.5.5, where  $I_r$  is the Iribarren number for surf similarity defined by the following equation,

$$I_r = \tan \beta / \sqrt{H_0/L_0} \quad (4.5.23)$$

in which  $\tan \beta$  is the bottom slope in the nearshore region.

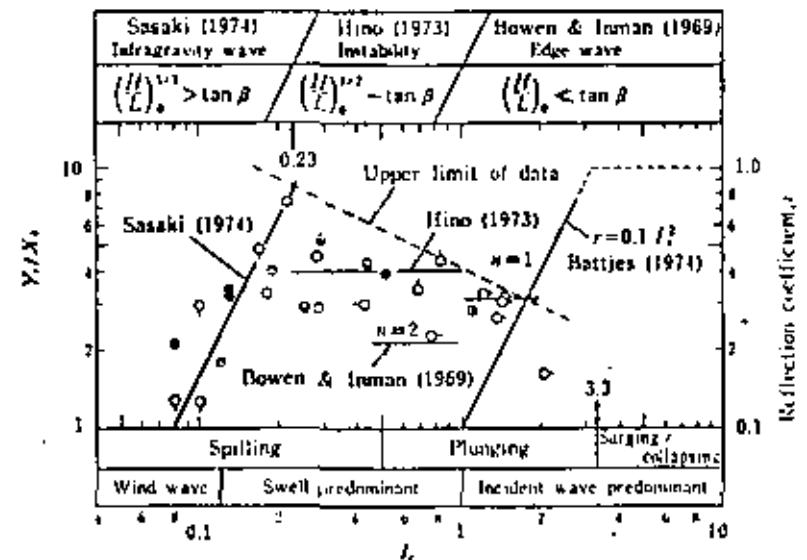


Fig. 4.5.5 Relationship between  $Y_r/X_b$  and  $I_r$ , where  $Y_r$  is rip spacing,  $X_b$  breaker zone width, and  $I_r$  the Iribarren number ( $\alpha$  is the edge wave modal number) (after Sasaki, 1974, 1975).

#### 4-5-3 Some Observations of the Nearshore Current System

Sonu was the first to make detailed field observations after the pioneering large scale observations carried out by Shepard and Inman on the La Jolla coast, California in 1950. Sonu obtained a clear picture of the nearshore current system, and developed a new system for taking pictures from the air, thereby collecting valuable data. Figure 4.5.6 is one example of the analyzed results in which the transport stream function as well as the bottom contour lines are given. The University of Tokyo Coastal Engineering research group has applied two systems; one is the balloon-borne camera system (BACS), and the other is the synchronized helicopter system (SYTHELS), the details of which will be introduced in Chapter 6.

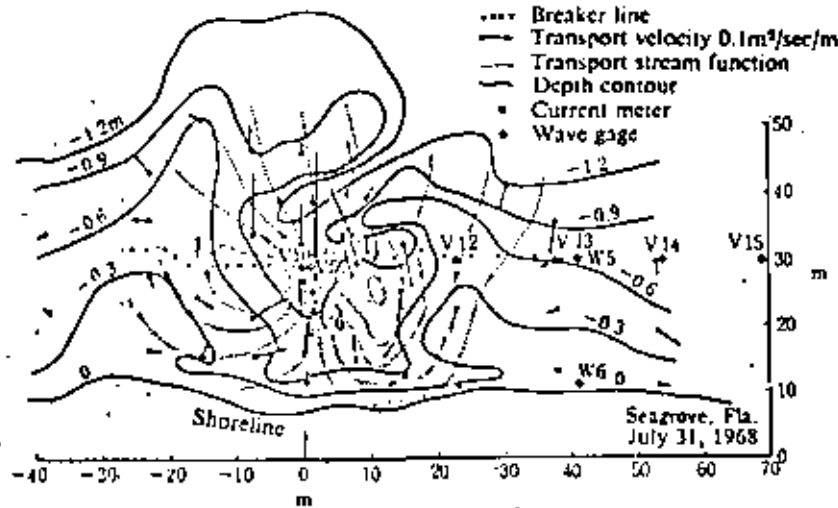


Fig. 4.5.6 Distribution of current velocity, and transport stream lines at the interval of  $0.4 \text{ m}^3/\text{sec}$  under the waves of  $H_s = 0.395 \text{ m}$ ,  $T_p = 5.0 \text{ sec}$ , and  $u_b = 0$  (after Sonu, 1972).

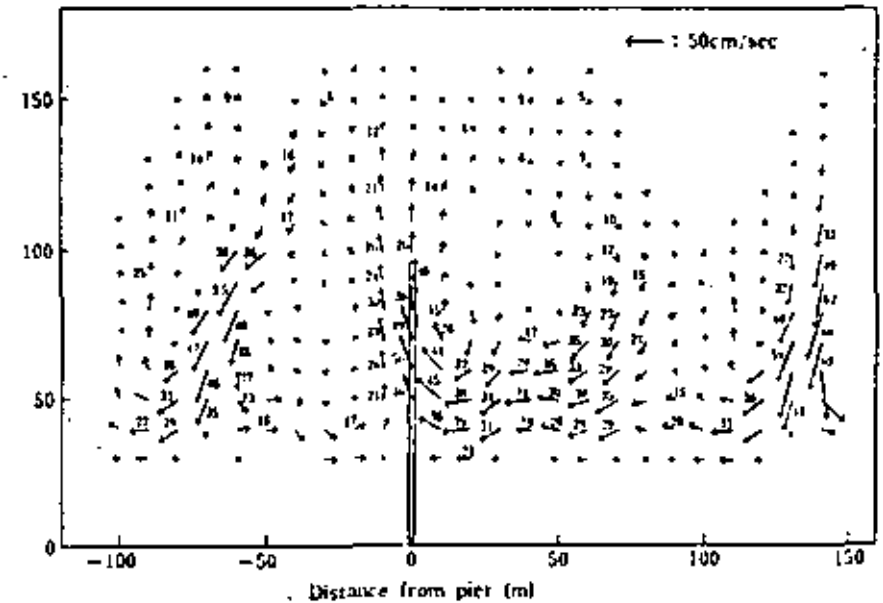


Fig. 4.5.8 Nearshore current simulation (after Sasaki, 1974, 1975).

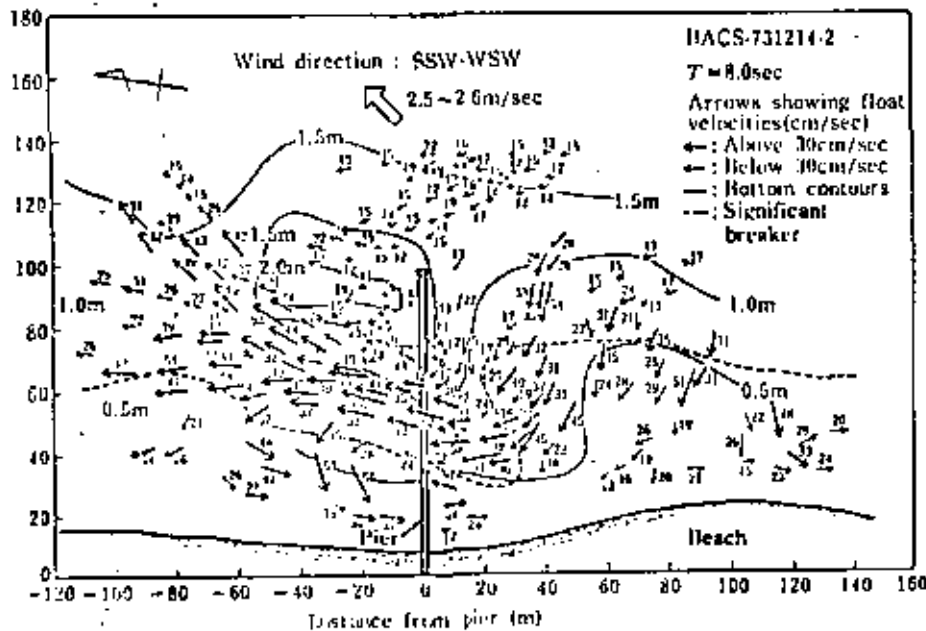


Fig. 4.5.7 Nearshore current velocity field (after Sasaki, 1974, 1975).

The former system has been extended to stereo (STEREO BACS). Figure 4.5.7 is one example of the observations and Fig. 4.5.8 is the numerically computed result under the corresponding wave and bottom contour conditions. Comparing these figures, we can say that the numerical simulation in the surf zone is satisfactory for engineering purposes, if the roughness length and bottom contours are known.

## Chapter 5

### Coastal Sediment

#### 5-1 Introduction

Littoral drift is defined as the sedimentary material moving in the littoral zone under the influence of waves and currents. The movement associated with littoral drift is called littoral transport. D. W. Johnson, Steers, Valentine, Zenkovich, and others have systematically studied coastal processes. The dynamics of nearshore sediment movement has been studied by researchers in the field of coastal engineering only during the last few decades. From the engineering point of view, coastal sediment phenomena are closely related to important practical problems such as siltation of harbor basins and beach erosion. It was not so long ago that most coastal works were carried out by trial and error due to our lack of knowledge of the mechanics of coastal sedimentation processes. Coastal engineering study has been intensive since 1950 and voluminous data have been accumulated on coastal sediment transport through field and laboratory investigations. Although the data are helpful in our attempts to understand coastal processes, the phenomena are complex and most is still understood only in a qualitative sense. Therefore more effort is required in the study of the mechanism of coastal sediment movement in order to draw a clearer picture of coastal processes.

In this chapter an outline of coastal sediment processes will be given. It includes sediment transported by waves and currents as well as wind blown sand.

#### 5-2 Coastal Processes

##### 5-2-1 Coastal Topography

Coastal geomorphologists have treated the various phenomena appearing in coastal processes, and have advanced numerous classifications of coastal topography. Classifications have been presented by D. W. Johnson, Shepard, Cotton, and Valentin. Among them, Shepard devised a detailed classification based on factors which have a strong

influence on the formation of coastal topography, including external forces. From the engineering viewpoint, it is important that engineers understand the long-term variation of coastal topography in the area of interest and the appropriate classifications of the coastal topography. The short-term processes of a given coast are superimposed on the long-term changes.

In the treatment of coastal sediment transport, it is quite common, for the sake of simplicity, to consider separately sediment movement perpendicular to the shoreline and that parallel to it. Needless to say, the two kinds of sediment movement are closely related to each other. But the sediment movement perpendicular to the shoreline is considered to be the more significant one for the short-term variation of coastal processes, while that parallel to the shoreline is the more significant for the long-term variation of the coast. Recently, serious attention has been given to changes in coastal geometry; and it has been emphasized that not only the coastline but also the entire three dimensional sea bottom configuration in the nearshore area should be considered.

### 5-2-2 Beach Profile

Figure 5.2.1 displays a typical beach profile and its related nomenclature. Now let us consider a model beach with a uniform slope constructed at one end of a wave flume using natural sand, and let waves with definite characteristics be generated from the other end of the flume for many hours. During the progress of the above experiment, the beach profile will reach a steady state condition, that is, the beach profile in the flume will approach a particular one, which was named the "equilibrium beach profile" by J. W. Johnson. After Johnson, a number of flume

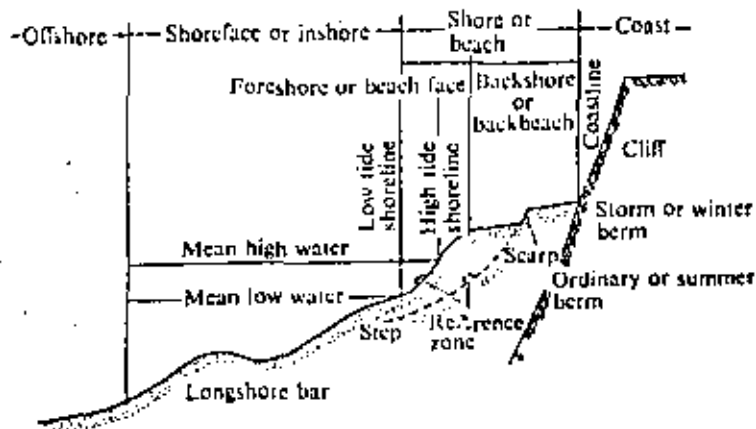


Fig. 5.2.1 Beach profile and related terms (after Wiigel, 1953).

experiments have been repeated using various materials of differing grain sizes and specific gravities under various initial beach slopes and wave conditions. As a result of these experiments, it was recognized that there are two typical types of beach profile; the first is the longshore bar (or simply, bar) type, and the second is the step type. These different beach profiles are also found in the field. Figure 5.2.2 shows typical beach profiles on the Tokai coast, Ibaragi Prefecture, Japan, obtained by hydrographic surveys. Here a bar is defined as a submerged or emerged embankment of unconsolidated material such as sand and gravel, which is built on to the beach profile in shallow water by wave and current action.

Johnson named the bar type a winter beach or stormy beach, and the step type a summer beach or ordinary beach, and classified them by the wave steepness parameter in deep water,  $H_0/L_0$ . It is widely known that the bar type beach profile is produced by waves with relatively large wave steepness, while the step type beach profile is produced by waves with relatively small wave steepness. Johnson defined the stormy beach (bar type) as erosional and the ordinary beach (step type) as depositional, and indicated that the critical wave steepness in deep water for natural sand was  $H_0/L_0 = 0.025$  to  $0.030$ . Following Johnson's treatment, Rector found that the ratio of grain size of bed material (for example medium diameter  $d_{50}$ ) to wave size (for example wave length  $L_0$  or wave height  $H_0$ ) was also an important factor in determining the beach profile. Saville continued the development by using the prototype flume at the Beach Erosion Board (presently the Coastal Engineering Research Center), U.S. Army Corps of Engineers, and pointed out the importance of scale effects on the beach profile. Thus the value of the critical wave steepness in deep water proposed by Johnson was recognized not to be a general

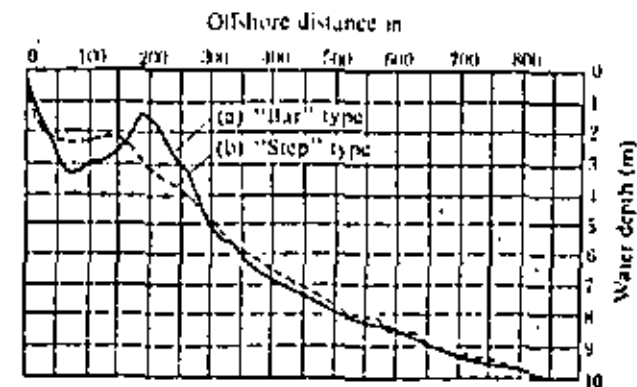


Fig. 5.2.2 Beach profiles (Tokai coast).

one. Iwagaki and Noda analyzed numerous data including their own experimental data, and presented the diagram shown in Fig. 5. 2. 3. From this figure, it is easily realized that Johnson's criterion holds good only in a certain limited range. Nayak proposed another diagram including the effect of specific gravity of sediment materials, as shown in Fig. 5. 2. 4.

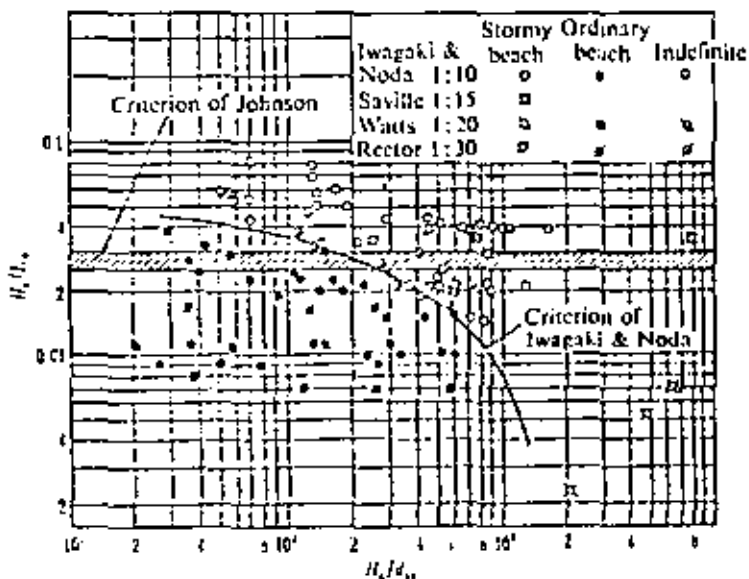


Fig. 5. 2. 3 Criterion of longshore bar formation (after Iwagaki and Noda, 1963).

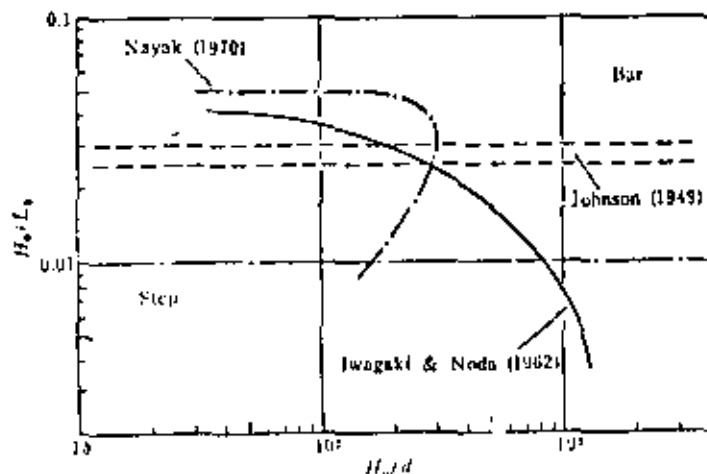


Fig. 5. 2. 4 Criteria for bar and step generation (after Sunamura and Horikawa, 1974).

Sunamura and Horikawa classified beach profiles from a different point of view. Figure 5. 2. 5 is the result of their investigations.

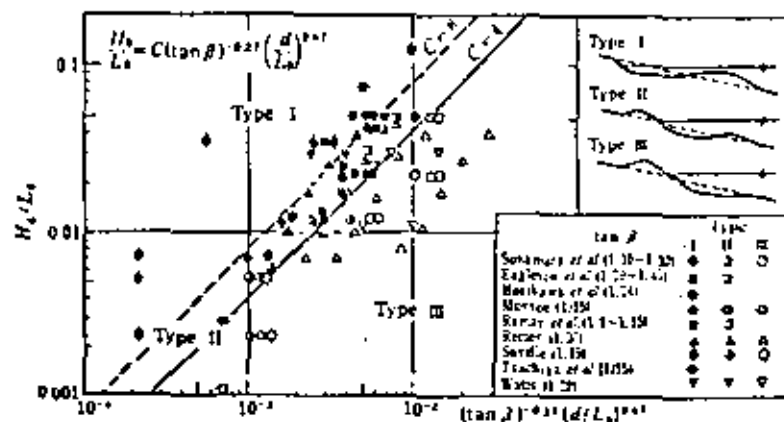


Fig. 5. 2. 5 Classified laboratory beach profiles (after Sunamura and Horikawa, 1974).

### 5-2-3 Longshore Bar and Coastal Changes

A longshore bar is a bar running roughly parallel to the shoreline. The size of longshore bars has been of interest to coastal researchers for many years from both the scientific and engineering perspectives. Selected results are shown in Fig. 5. 2. 6. The plotted data were obtained from hydrographic surveys on the Tokai and Niigata coasts. For reference, two straight lines by Shepard and Keulegan, respectively, are drawn in the same

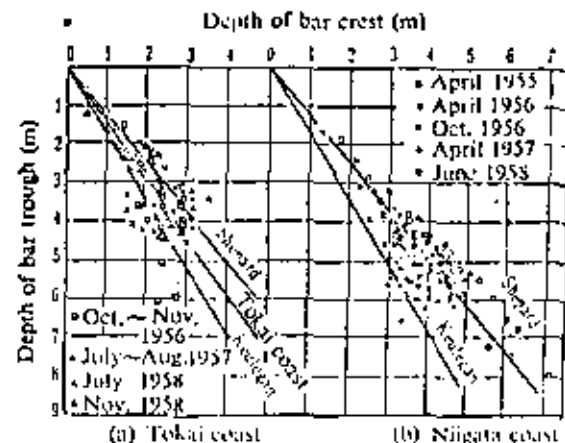


Fig. 5. 2. 6 Longshore bar size (after Homma, Horikawa and Sonu, 1959).

diagrams. The Shepard line is based on several thousand data points from various coasts in California, and the Keulegan line is based on his flume test data. Bar height (difference in height between bar crest and bar trough) is in general a function of water depth. From this fact, it is easily realized that the bar size correlates with the breaker magnitude. That is to say, longshore bar size is an important parameter for studying beach change, and thus coastal sediment phenomena.

It is still debated whether in reality there is an equilibrium beach profile in the field where the tide and waves are continuously changing. Nevertheless, the concept of equilibrium beach profile is quite useful in understanding processes of coastal change and in investigating the mechanisms of erosion and deposition in the coastal region. In the foregoing we discussed two-dimensional beach profiles only. We will now look at the beach topography in its full spatial scale in three dimensions. Figure 5.2.7 shows the bottom topography on the Niigata west coast; (a) shows the plan-view and (b) the cross-section, respectively. Series A indicates a bar type beach profile, while series B indicates a step type beach profile. From this example, the reader can see that these two different types of beach profile exist simultaneously in the field. The spacing of the two types was approximately 200 m in this case. The above fact suggests that we cannot easily judge the beach profile along a single survey line. What is the reason that both beach types have been observed to occur simultaneously?

Mogi investigated micro-topography in the coastal area using a number of hydrographic charts, and pointed out the existence of a close relationship among longshore bars, cusps, and shoreline form. Hom-ma

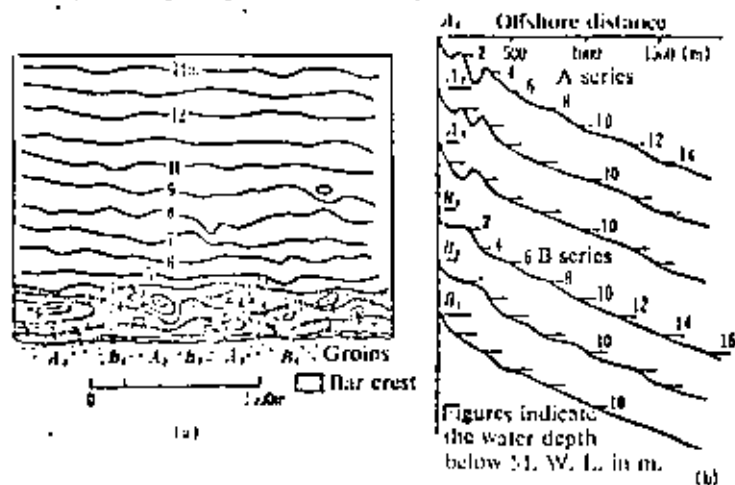


Fig. 5.2.7 An example of beach topography (Niigata west coast) (after Homma and Sonu, 1963).

and Sonu did extensive studies on the shapes of longshore bars and on bottom contours based on data taken from aerial photographs and hydrographic charts. They suggested that the shape of the longshore bar is lunate and that it is closely related to the micro-topography in the surf zone and beyond the breakers. They proposed an explanation of why the above two types of beach profile existed simultaneously. Now let us consider a beach where the depth contours are irregular due to some reason. The incoming waves are refracted by the bottom configuration, hence an alongshore wave height variation will be observed. That is to say, the equivalent deep water wave steepness calculated by using the local wave height at a certain water depth changes along the shoreline. By this reason different types of beach profile may be produced. The above discussion was made under a simplified consideration. Because of the complexity of actual phenomena, it is very difficult to differentiate between the cause and the result. Bowen and Inman proposed another hypothesis, stating that the interaction between standing edge waves and incoming waves is the natural agent for producing lunate bars and multi bars in the nearshore area. Their explanation is still in the hypothesis stage, but seems to promise future progress in our understanding of nearshore dynamics. As shown in Fig. 5.2.8, the longshore bar is not fixed at a certain location, but changes size depending upon the magnitude of the

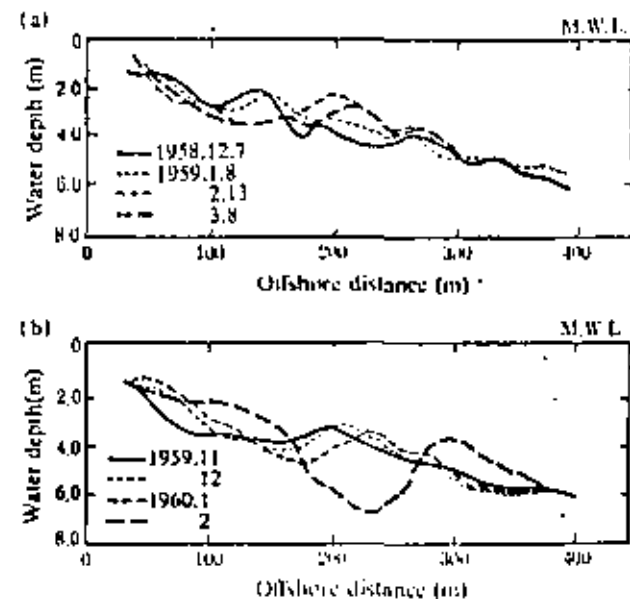


Fig. 5.2.8 Bottom profile changes (Niigata west coast).

27

incoming waves. Bruun, and Hom-ma and Sonu reported that longshore sediment transport on a large scale appears in the vicinity of longshore bars. Such sediment movement concentrated in the breaking zone should be studied further because of its strong connection with the maintenance and function of coastal structures.

In order to simplify the complexity of coastal phenomena, we can investigate the beach profile variation by taking an average in the longshore direction. Figure 5.2.9 shows the result of investigations carried out on the Tokai coast. The vertical axis indicates the absolute mean value of the vertical displacement of the sea bottom calculated by using beach profiles along more than 10 lines defined at a certain interval perpendicular to the shoreline on the hydrographic charts of July 1958 and November 1958. It is clear that the variation in the sea bottom profile appears mainly in the vicinity of a longshore bar. The action of large waves is stronger than that of small waves; that is, the small longshore bar produced by small waves is easily eroded by large waves and disappears, and another new bar is produced a little offshore from the previous one. This resultant bar is not changed abruptly unless other large waves arrive; it remains until the trough is completely buried with sand particles transported shoreward from the bar crest by waves. These processes explain why longshore bars are located at different distances from the shoreline at various times.

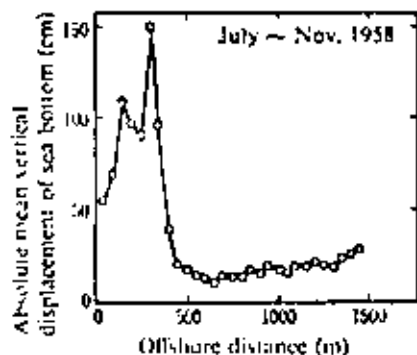


Fig. 5.2.9 Distribution of sea bottom vertical displacements (Tokai coast) (after Hom-ma, Horikawa and Sonu, 1959).

Figures 5.2.10 shows the seasonal variations in foreshore profiles on the Tokai coast. The first part of this figure indicates that the average value of the forward and backward distances of the shoreline is about 10 m, but the maximum distance of shoreline change reaches about 30 m at a particular location. On the other hand, the mean absolute value of

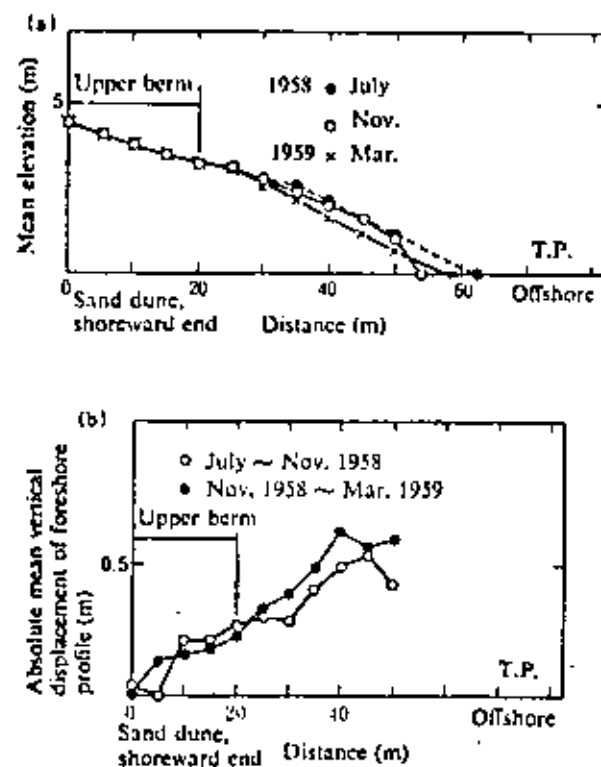


Fig. 5.2.10 Foreshore changes (Tokai coast) (after Hom-ma, Horikawa and Sonu, 1959).

vertical change given in the second part of the same figure takes its maximum at the shoreline. The variation in the foreshore profile explained above is repeated in an approximately one-year cycle. But extreme changes are occasionally caused by abnormally large waves generated by unusual weather such as typhoons, and the profiles thus produced do not easily return to normal.

In the foregoing discussion, we considered only sandy beaches. However, fairly long stretches of coast consist of cliffs, from which a great amount of sand is supplied to the nearshore area; the coastal cliff is one of the important sources of coastal sediment. Investigations of coastal cliff erosion have been carried out for many years mainly by coastal geomorphologists, and also by coastal engineers in recent years. Horikawa and Sumamura did extensive studies on this subject using aerial photography. Figure 5.2.11 and Table 5.2.1 summarize results on coastal cliff erosion along the coast of the Japanese islands. Figure 5.2.12 is an

27



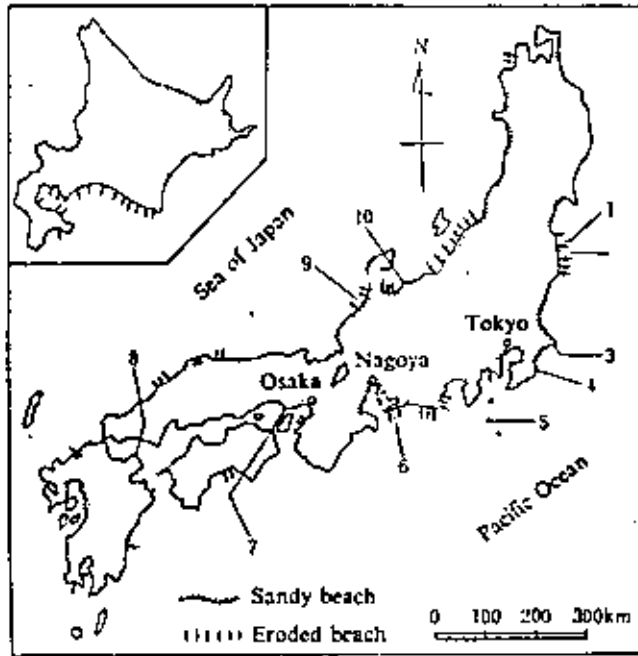


Fig. 5. 2. 11 Severely eroded beach location map (see Table 5. 2. 1) (after Sunamura, 1973).

Table 5. 2. 1 Coastal cliff erosion rates and geological composition. Location numbers correspond to those in Fig. 5.2.11 (after Sunamura, 1973).

Location	Geological composition	Annual erosion	Author
(1) Haranomachi coast	Sandstone, mudstone	0.3-0.7m/year	Yamanouchi (1964)
(2) Oshima coast	Sandstone, mudstone	0.5m/year (Mean)	Horikawa & Sunamura (1970)
(3) Byobugaura coast	Primarily mudstone	0.4-1.1m/year	Kawasaki (1954)
(4) Takomisaki coast	Mudstone	0.7m/year (Mean)	Horikawa & Sunamura (1970)
(5) Habuseura coast, Nijima	Volcanic ash	0.9m/year (Mean)	Horikawa & Sunamura (1971)
(6) South coast of Atsumi Peninsula	Diluvial deposits	5.5m/year (Mean)	Yajima (1965)
(7) Aizashi coast	Diluvial deposits	0.6m/year (Maximum)	Yamanouchi (1964)
(8) North coast of Kunisaki Peninsula	Unconsolidated volcanic breccia	0.1m/year (Mean)	Yoshikawa (1951)
(9) West coast of Kanazawa	Clay	1.0-1.5m/year	Noda (1971)
(10) Toyama coast	Alluvial fan deposits	2.2m/year (Mean)	Komukai (1951)
		1-2m/year	Kanazaki (1961)
		0.5-1.0m/year	Yoshikawa (1952)

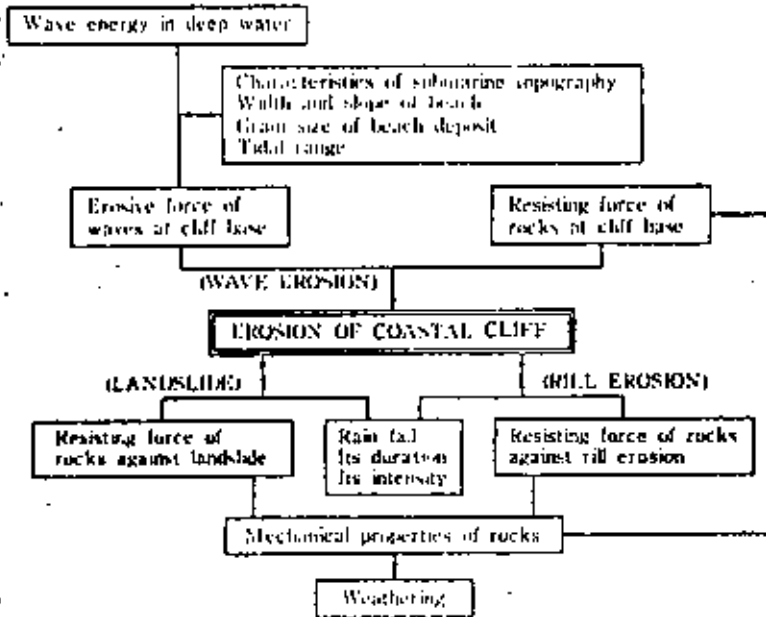


Fig. 5. 2. 12 Factors affecting coastal cliff erosion (after Sunamura, 1973)

illustrated diagram showing various elements related to coastal cliff erosion; the correlation among coastal cliff recession, base rock strength, and wave magnitude was confirmed by Horikawa and Sunamura. Using these results, it is possible to evaluate the future coastal cliff recession and the yearly amount of debris falling from cliffs at particular locations.

### 5-3 Coastal Sediment

#### 5-3-1 Characteristics of Coastal Sediment

Beach materials consist of (1) the sand and gravel transported by rivers, (2) the sand composing dunes located in the vicinity of the beach, and (3) the debris from nearby coastal cliffs. These materials are sorted repeatedly by the action of waves and currents, and then remain in place. Therefore, coastal sediment properties are an important clue in determining the true mechanism of coastal sediment movement due to external forces. From the engineering perspective, the predominant direction of littoral drift is one of the important elements to be determined and is frequently predicted with success by investigating the longshore variation of sediment characteristics.

The sediment physical properties which must be known in order to investigate coastal change and littoral drift are distribution of grain size, shape, roundness, mineral composition, porosity, permeability, etc. Among them, grain size distribution and mineral composition are generally more important.

Grain size distribution is studied by sieve analysis of sampled material. It has been investigated by Hagnold, Krumbein, and others, and is known to be expressible through a log-normal distribution function.

$$p(d) = \frac{1}{\sigma_{\log d} \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{(\log d - \overline{\log d})^2}{2(\sigma_{\log d})^2} \right] \quad (5.3.1)$$

where  $p(d)$  is the probability density for grain size  $d$ ,  $\sigma_{\log d}$  the standard deviation of  $\log d$ , and  $\overline{\log d}$  the mean value of  $\log d$ . That is to say, the distribution of  $d$  itself is not a normal distribution, but the distribution of  $\log d$  can be described by a normal distribution curve. Based on the above result, Krumbein defined a new variable  $\phi$  by

$$\phi = -\log_2 d \quad (5.3.2)$$

where  $d$  is in mm. Table 5.3.1 gives the tabulated relation between the quantity  $\phi$  and  $d$  in mm. The median grain size  $Md_\phi$ , mean grain size  $M\phi$ , and standard deviation  $\sigma_\phi$  based on the  $\phi$  value are given by

$$\left. \begin{aligned} Md_\phi &= \phi_{50} \\ M\phi &= \frac{1}{2}(\phi_{84} + \phi_{16}) \\ \sigma_\phi &= \frac{1}{2}(\phi_{84} - \phi_{16}) \end{aligned} \right\} \quad (5.3.3)$$

where  $\phi_{16}$ ,  $\phi_{50}$ , and  $\phi_{84}$  are the values of  $\phi$  corresponding to the intersections of the 16th, 50th, and 84th percentiles respectively with the cumulative grain size curve.

The sorting coefficient  $S_\phi$  introduced by Trask is

$$S_\phi = \sqrt{d_{75}d_{25}} \quad (5.3.4)$$

and is frequently used to express the degree of sorting, where  $d_{25}$  and  $d_{75}$  are the values of  $d$  corresponding to the intersections of the 25th and 75th percentiles on the cumulative grain size curve. By using the  $\phi$  scale, Eq. (5.3.4) can be rewritten as

$$\log_2 S_\phi = 0.675 \sigma_\phi \quad (5.3.5)$$

Table 5.3.1 Correlation between  $\phi$  and grain size  $d$  in mm.

$\phi$	-3.0	-2.5	-2.0	-1.5	-1.0	-0.5	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$d$	8.00	5.66	4.00	2.83	2.00	1.41	1.00	0.707	0.500	0.345	0.250	0.177	0.125

A completely uniform grain size is equivalent to  $S_\phi = 1.0$ , and for well-sorted coastal sand  $S_\phi = 1.25$ . In addition to the above, the sorting measures defined by the following equations are also used:

$$\left. \begin{aligned} Qd_\phi &= \frac{1}{2}(\phi_{75} - \phi_{25}) && \text{(Krumbein)} \\ Pd_\phi &= \frac{1}{2}(\phi_{90} - \phi_{10}) && \text{(Griffiths)} \\ Sk_\phi &= \{(\phi_{25} + \phi_{75}) - 2Md_\phi\} / 2 \end{aligned} \right\} \quad (5.3.6)$$

The former two are a kind of sorting coefficient. Both of them are basically

comparable to  $\sigma_g$  and  $S_g$ , and express the degree of grain size uniformity. The last one is a skewness parameter, which indicates the degree of asymmetry of grain size distribution on the  $\phi$  scale.

The observation of how the bed material grains are distributed along a beach profile is quite interesting for the purpose of understanding the influence of waves and currents on sediment movement. Figure 5.3.1 shows the spatial grain size distribution along beach profiles reported by Bascom on the basis of data on the U.S. Pacific Ocean coasts. He selected a point in the foreshore mid-tide zone as the place where the wave action on the bed material is active, and used the mean grain size at this location point as the reference. According to the diagram, there are two peaks in grain size along the beach; the first is located at the final breaking

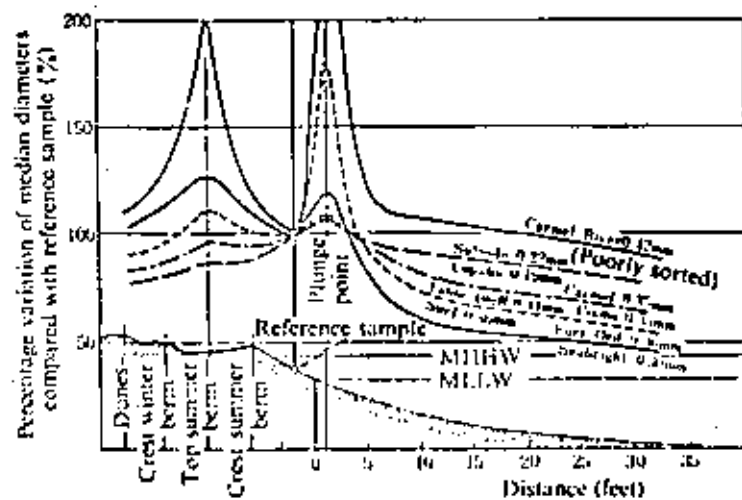


Fig. 5.3.1 Size distribution across a beach (after Bascom, 1951).

point, and the second at about the mid-point of the foreshore. The magnitude of these peaks is larger with increase in the size and sorting coefficient of grains there. Figure 5.3.2 indicates that the median grain size at the reference point increases abruptly on a beach profile whose slope is greater than 1/10. The factors which influence the foreshore slope are the sea surface fluctuation mainly due to tides, waves and other effects, in addition to the grain size of the beach material. It is at present fairly difficult to establish a general relationship among these factors. But Bascom has presented the concept of minimum possible foreshore slope as shown in Fig. 5.3.3.

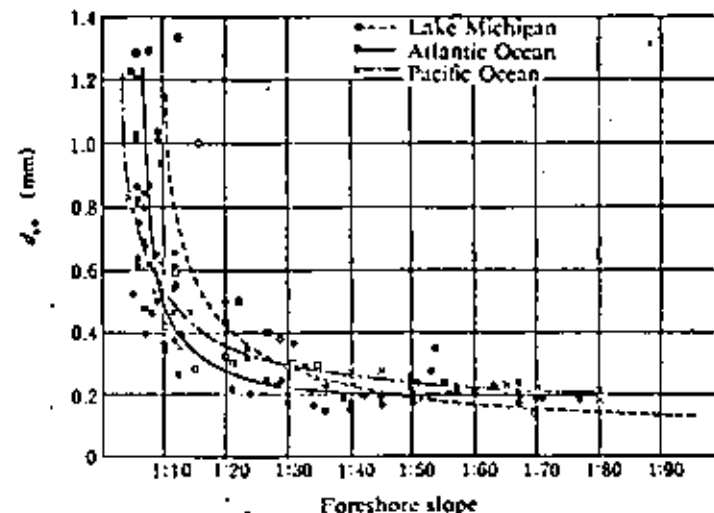


Fig. 5.3.2 Relationship between median sand-grain diameter and foreshore slope (after Coastal Engineering Research Center, 1966).

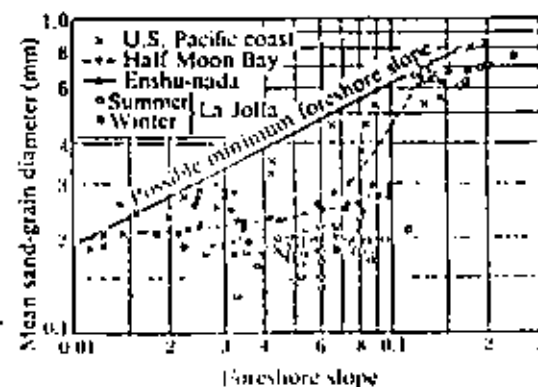


Fig. 5.3.3 Possible minimum foreshore slope proposed by Bascom, 1951 (after Iwagaki, 1954).

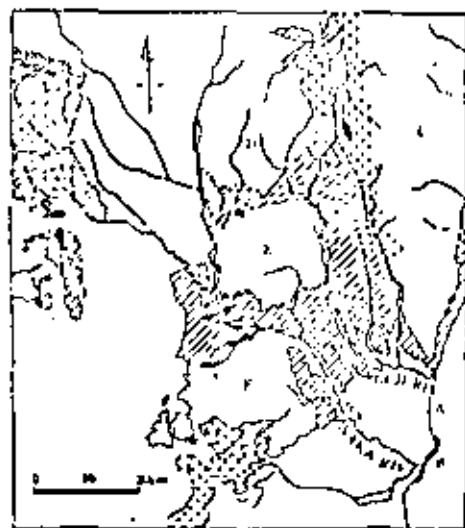
### 5-3-2 Mineral Composition and Spatial Distribution of Gravel

As was explained in the previous section, we sometimes must predict the predominant direction of littoral transport in order to determine the source of littoral drift. For that purpose, coastal topography data and information on the depositional sediment state in the vicinity of coastal structures such as breakwaters, jetties, and groins are taken as valuable

indices for this judgment. In addition, the techniques discussed below are measures for prediction purposes.

We carried out field observations on the Tokai coast in order to investigate the coastal processes of occurring there. The features of this coast are shown in Fig. 5.3.4. The coast is bounded by the Kuji River on the north and the Naka River on the south. The purpose of our investigation was to determine which river was the main source of sediment in the coastline region. Nasu and his group of marine geologists joined us to accomplish this work. They finally confirmed the Kuji River as the main source by comparing the heavy mineral composition of the beach material with that of the bed material of both rivers. That procedure was useful in the present case because a specified heavy mineral was contained in the bed material of the Kuji River. A particular heavy mineral can in general be used as a tracer material for littoral transport.

Let us take another example to explain how we determined the predominant direction of coastal sediment transport on the Shonan coast facing Sagami Bay. We conducted field observations on that coast in order to discover the reasons why beach erosion had been occurring at the Kamakura and Katase beaches. Gravel distribution was investigated along the northern coast of Sagami Bay. Aramaki analyzed gravel samples on the assumption that quartz diorite and pyroxene andesite are



- A. Tokai coast. B. Oarai-Nakaminato-Isozaki coast.  
 C. Abukuma plateau - Tama mountain range. D. Yamizu mountains. E. Torinoko mountains. F. Kenuku mountains. G. Tsukuba mountains. H. Takahara volcano
1. Chichibu paleozoic formations
  2. Granite - Gneiss - Crystalline schist (Abukuma plateau, Granite - Diorite - Granodiorite (Tsukuba mountains))
  3. Upper Cretaceous formations - Oarai group (Oarai-Isozaki coast)
  4. Neogene
  5. Ligandite - Quartz porphyry
  6. Intermediate-basic hypabyssal rocks and effusive rocks
  7. Tertiary volcanic rocks (Takahara volcano)
  8. Tertiary (claystone and alluvium), except Abukuma plateau

Fig. 5.3.4 Generalized geology of the Tokai coast hinterland, with special reference to watersheds of the Kuji and Naka Rivers (after Nasu, 1962).

representative rocks of the Sagami River and the Sakawa River, respectively. The result is shown in Fig. 5.3.5, which shows the volume of maximum size gravel found at each station relative to that sampled at the mouth of the Sakawa River. According to this result, the gravel size decreased smoothly with distance from the Sakawa River as far as Point Teruga-saki at Oiso, where it fell abruptly. Beyond the Katase Gully no such gravel was found. Based on the above result, we concluded that the predominant direction of sediment movement is from the west (the Sakawa River) to the east (Katase and Kamakura beaches), and that the Katase and Kamakura sites were completely separated from the sediment source.

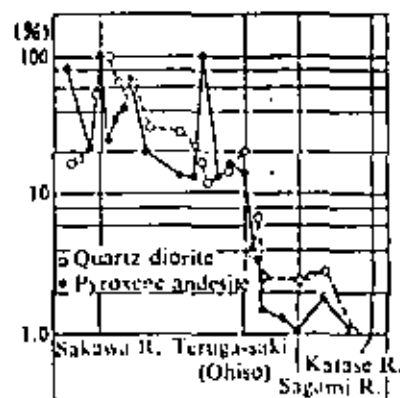


Fig. 5.3.5 Maximum volume ratio of representative gravels along the Sagami Bay coast (after Homma, Horiikawa and Soma, 1960).

Kamel and Johnson used the thorium contained in natural sand as a tracer to determine the predominant direction of coastal sediment movement along Point Reyes beach north of San Francisco.

#### 5-4 Wave-induced Sediment Transport

##### 5-4-1 Modes of Sediment Transport

Coastal sediment particles are transported by the influence of waves and nearshore currents in the onshore or offshore directions, or parallel to the shoreline. There are two modes of sediment transport: suspended sediment movement and bed load movement. The pattern of coastal sediment movement is different in the offshore, inshore, and foreshore regions.

##### b) Offshore Region

Incoming waves enter the shallow water region and reach a certain water

depth; then bed material sand particles there begin oscillatory motion due to wave action. In a slightly more shallow area, the waves produce a net motion of sand particles in the onshore or offshore direction. The interesting feature in this region is the generation of sand ripples, which seem to have a strong influence on sediment movement.

Suppose we place sand on a flat bed in a wave flume and carefully observe the phenomena appearing under the influence of wave action. According to the above observations, it will be found that as the wave height and period increase, the flow in the vicinity of the sand bed changes from laminar to turbulent, and sand ripples appear on the bottom. The sand ripples grow gradually and reach a certain shape which is determined by the water depth, wave height, wave period, and grain size and specific gravity of the bed material. When a wave crest reaches the location of a sand ripple, the bed particles move along the bottom surface in the direction of wave propagation as bed load material; hence the sand ripples advance in the same direction. When a wave trough approaches, the vortex formed behind the sand ripple is lifted upward with the suspended sediment, transported in the opposite direction to wave propagation, disperses, and finally drops to the bottom. Figure 5.4.1 illustrates these processes. Therefore the difference between the amount of sediment transported as bed load in the direction of wave propagation and that transported as suspended sediment in the opposite direction determines the direction and amount of net transport. Based on their laboratory data, Sh. Sato and Tanaka classified net transport into three regions depending on wave period as onshore transport, offshore transport, and again onshore transport, by increasing wave period. However, Russell and Dyke stressed the existence of only two regions depending on wave period.

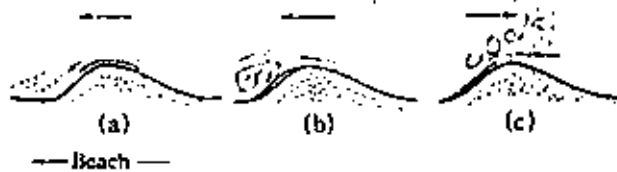


Fig. 5.4.1 Sand movement in the vicinity of a sand ripple (after Scott, 1954).

Longuet-Higgins treated theoretically the vertical distribution of mass transport due to wave action in a closed channel. He considered the existence of laminar boundary layers at the free surface and at the bottom, and solved the basic equations. The result of his treatment is shown in Fig. 5.4.2, from which the following tendencies are observed: When the relative water depth,  $h/L$ , is small, the mass moves onshore in the upper

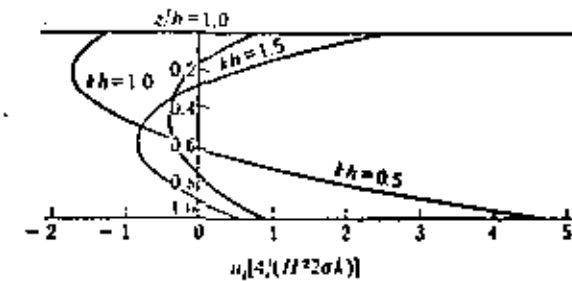


Fig. 5.4.2 Vertical distribution of non-dimensional mass transport velocity in a closed channel (after Longuet-Higgins, 1953, by permission of the Royal Society).

layer, while it moves offshore in the lower layer. When the relative water depth is great, in the upper and lower layers the mass moves inshore, while in the middle layer it moves offshore. Such mass transport patterns seem to be important in the transport of suspended sediment.

#### ii) Inshore Region

The inshore region is the place where distinguishable sediment movement appears, and where longshore bars are generated by breaking waves. In this region, breaking wave action predominates to intensify the turbulent intensity of fluid motion, thus putting a large amount of sediment in suspension. The suspended sediment in this region is easily transported parallel to the shoreline by longshore currents, or offshore by rip currents.

#### iii) Foreshore Region

The lower and upper limits of the foreshore region are defined by the shoreline at mean low tide and the uprush limit of the breaking waves. In this region, either suspended movement or bed load movement is dominant, depending upon the breaking wave characteristics. That is to say, spilling, surging, and collapsing breakers produce a predominant movement of the bed load, while plunging breakers induce movement of the suspended load. For waves approaching the shoreline obliquely, sediment particles move foreshore by taking a zigzag path, and finally move parallel to the shoreline. This kind of sediment movement is called beach drift.

#### 5-4-2 Critical Water Depth for the Inception of Sediment Movement

The water depth at which sediment particles feel the influence of wave motion is said to be 1.50 m to 300 m. For engineering applications, know-

ledge of the water depth where sediment particles move significant distances due to wave action is important for determining the initiation point for the beach profile change of the offshore region.

Numerous research efforts have been conducted during the last three decades concerning the critical water depth for the inception of sediment movement. Se. Sato and Kishi defined a criterion for sediment movement. They correlated the grain size of sediment particles,  $d$ , with one half of the maximum horizontal velocity of the fluid particles in the vicinity of the sea bottom,  $U_m$ , via the equation,

$$\sqrt{\frac{d}{25}} = U_m = \frac{\pi H}{2T \sinh \frac{2\pi h_t}{L}} \quad (5.4.1)$$

where  $H$  and  $L$  are the wave height and length at the critical water depth  $h_t$ , and  $T$  is the wave period. The units of  $U_m$  and  $d$  are m/sec and mm respectively. On the other hand, Kurihara, Shinohara *et al.* treated the problem based on almost the same concept, and introduced the following equation using the amplitude of fluid horizontal velocity in the vicinity of the sea bottom,  $\bar{U}$ , instead of  $U_m$ ,

$$\frac{\bar{U}}{\sqrt{sgd}} = X_c = \frac{\pi H_0}{T \sqrt{sgd}} \left[ \tanh \frac{2\pi h_t}{L} \left( 1 + \frac{4\pi h_t}{L} \right) \right]^{-1/2} \frac{1}{\sinh(2\pi h_t/L)} \quad (5.4.2)$$

where  $s$  is the specific gravity of the sediment in water, and  $X_c = 1.53$  to 2.38 when  $d$ ,  $H_0$  (deep water wave height),  $h_t$ , and  $L$  are expressed in the same units of length.

Ishihara and Sawaragi assumed that sediment particles move under the condition of laminar boundary layer flow, and obtained the following relationship to express the critical water depth for the initial movement of sediment particles by using an empirical formula for the critical shear velocity:

$$\frac{H_0}{L_0} = 0.171 \left( \frac{d}{L_0} \right)^{1/3} \left( \sinh \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left( \frac{H_0}{H} \right) \quad (5.4.3)$$

Sh. Sato and Tanaka proposed two formulae based on their laboratory and field data obtained using radioactive glass sand as a tracer. The first one gives the critical water depth for surface layer movement, which is defined as the state where almost all sand particles in the first layer move due to wave action. This equation is

$$\frac{H_0}{L_0} = 0.565 \left( \frac{d}{L_0} \right)^{1/3} \left( \sinh \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left( \frac{H_0}{H} \right) \quad (5.4.4)$$

The second gives the critical water depth for completely active movement or significant movement of sediment particles judging from the movement of radioactive glass sand particles:

$$\frac{H_0}{L_0} = 1.35 \left( \frac{d}{L_0} \right)^{1/3} \left( \sinh \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left( \frac{H_0}{H} \right) \quad (5.4.5)$$

All of these equations can be expressed in the following common form,

$$\frac{H_0}{L_0} = \alpha \left( \frac{d}{L_0} \right)^n \left( \sinh \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left( \frac{H_0}{H} \right) \quad (5.4.6)$$

where the coefficient  $\alpha$  and exponent  $n$  are summarized in Table 5.4.1. The various formulae noted above are compared in Fig. 5.4.3.

Table 5.4.1 Comparison of various formulae for determining the critical water depth of sand movement inception.

	Sato & Kishi	Kurihara, Shinohara <i>et al.</i>	Ishihara & Sawaragi	Sato & Tanaka	
$n$	1/2	1/2	1/4	1/3	
$\alpha$	10.2	1.56 ~ 2.44	0.171	0.565	1.35
Movement	General movement	Initial movement	Initial movement	Surface layer movement	Completely active movement

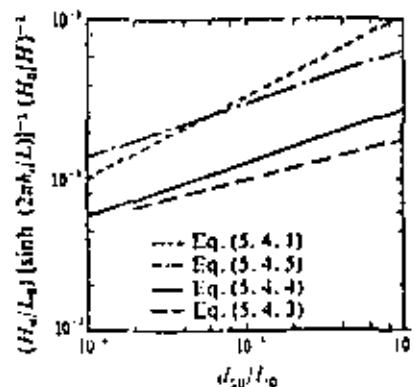


Fig. 5.4.3 Comparison of various expressions for sediment movement inception.

The reasons why different values of  $\alpha$  and  $n$  are taken in each formula are that different criteria were used for the inception of motion, and the relationships which were established using data obtained under certain limited conditions were extended beyond those limitations. In addition, there are two points open to question, namely that: (1) the boundary layer was assumed to be laminar, and (2) the frictional resistance law for steady flow was assumed to be applicable to the present time-dependent phenomena. In order to eliminate the above defects, further treatments have been carried out. Noda and Ito, Noda, and Sawaragi re-examined the results of previous work, while Horikawa and Watanabe treated the problem in a general manner. In order to extend the discussion we will outline the theory of the boundary layer developed along the sea bottom by the influence of progressive wave motion.

Regarding the laminar boundary layer, by basing his treatment on the Navier-Stokes equations of motion, Longuet-Higgins derived the following expression for the horizontal velocity component  $u$  in the boundary layer,

$$u = \hat{U} \left[ \cos(\sigma t - kx) - e^{-z/\delta_l} \cos\left(\sigma t - kx - \frac{z}{\delta_l}\right) \right] \quad (5.4.7)$$

$$\hat{U} = \frac{\pi H}{T \sinh kh}, \quad k = \frac{2\pi}{L}, \quad \sigma = \frac{2\pi}{T}, \quad \delta_l = \left(\frac{2\nu}{\sigma}\right)^{1/2}$$

where  $\nu$  is the kinematic viscosity,  $H$  the wave height,  $L$  the wave length,  $T$  the wave period,  $h$  the water depth,  $x$  the horizontal axis,  $z$  the vertical axis taken upward from the sea bottom, and  $t$  the time.

We will now discuss the theory of Kajiura who treated theoretically the turbulent boundary layer produced on the sea bottom by waves. He used the following notation:  $u$  is the horizontal velocity component,  $U$  the horizontal fluid velocity just outside the boundary layer,  $\tau$  the frictional stress,  $\rho$  the fluid density,  $u^*$  the shear velocity ( $\tau/\rho = u_b^* u^*$ ),  $\delta^* = \text{Amplitude} \int_0^{\delta^*} (U - u) dz / \hat{U}$  the displacement thickness, and  $K_z$  the momentum exchange coefficient (so-called eddy viscosity)

$$K_z \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\tau}{\rho} \quad (5.4.8)$$

The quantities varying with angular frequency  $\sigma$  are expressed by complex variables, and the amplitudes of these quantities are denoted by a circumflex. The quantity  $u_b^*$  is the shear velocity at the bottom.

As for steady flow, the boundary layer is divided into three layers, and the value of  $K_z$  for each layer is taken as shown below, where the numerical constants  $N (= 12)$ ,  $\kappa (= 0.4)$ , and  $K (= 0.02)$  are introduced.

For a hydrodynamically smooth bottom,

$$K_z = \begin{cases} \nu, & 0 \leq z \leq D_l \quad (\text{inner layer}) \\ \kappa \hat{u}_b^* z, & D_l < z \leq d \quad (\text{overlap layer}) \\ K \hat{U} \delta^*, & d < z \quad (\text{outer layer}) \end{cases} \quad (5.4.9)$$

where  $D_l$  is the thickness of the viscous layer, given through the relation  $\hat{u}_b^* D_l / \nu = N$ . The upper height limit of the overlap layer  $d$  is determined by the condition  $\kappa \hat{u}_b^* d = K \hat{U} \delta^*$ .

For a hydrodynamically rough bottom,

$$K_z = \begin{cases} \alpha \kappa \hat{u}_b^* D_r, & 0 \leq z \leq D_r \quad (\text{inner layer}) \\ \kappa \hat{u}_b^* z, & D_r < z \leq d \quad (\text{overlap layer}) \\ \kappa \hat{u}_b^* d, & d < z \quad (\text{outer layer}) \end{cases} \quad (5.4.10)$$

where the relations  $D_r = 15z_0$  and  $1/\alpha = \ln(D_r/z_0) = 2.708$  are assumed. In the above,  $z_0$  is a roughness length and is assumed to be related to the Nikuradse equivalent roughness  $D$  by  $D = 30z_0$ .

In a case where the thickness of the boundary layer is small compared with the wave length, and the effect of nonlinear terms except turbulence can be neglected, the equation of motion in the boundary layer is approximated by

$$\frac{\partial}{\partial t} (U - u) = -\frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\tau}{\rho} \right) \quad (5.4.11)$$

Combining Eq. (5.4.8) with Eq. (5.4.11), the following basic equation is obtained:

$$\frac{\partial^2 u^*}{\partial z^2} - \frac{i\sigma}{K_z} u^* = 0 \quad (5.4.12)$$

Now let us substitute Eqs. (5.4.9) or Eqs. (5.4.10) into Eq. (5.4.12) and integrate with respect to  $z$  considering the continuity conditions on  $u$  and  $\partial u / \partial z$  at each boundary of two neighboring layers. As a result of these processes, we can determine the vertical distribution of shear velocity within a boundary layer, from which the distribution of the horizontal velocity component  $u$  is obtained. Kajiura defined a complex friction coefficient  $C$  by

$$\tau_{bp} = C\hat{O}U \quad (5.4.13)$$

and showed that the amplitude  $\hat{C}$  and phase lag  $\theta$  of  $C$  are expressible as functions of  $R = \hat{O}\delta/\nu$  (where  $\delta = \sqrt{\nu/\omega} = \delta_1/\sqrt{2}$ ) and  $\hat{O}/\sigma z_0$ , respectively. Figures 5.4.4 and 5.4.5 give the result of Kajjura's computations.

In analogy to steady flow, we assume that the transitional range from smooth to rough surface conditions in oscillatory flow is defined by

$$0.4 \leq D/D_1 \leq 5 \quad (5.4.14)$$

and that the transitional range from laminar to turbulent is defined by

$$0.4 \leq \delta^*/D_1 \leq 5 \quad (5.4.15)$$

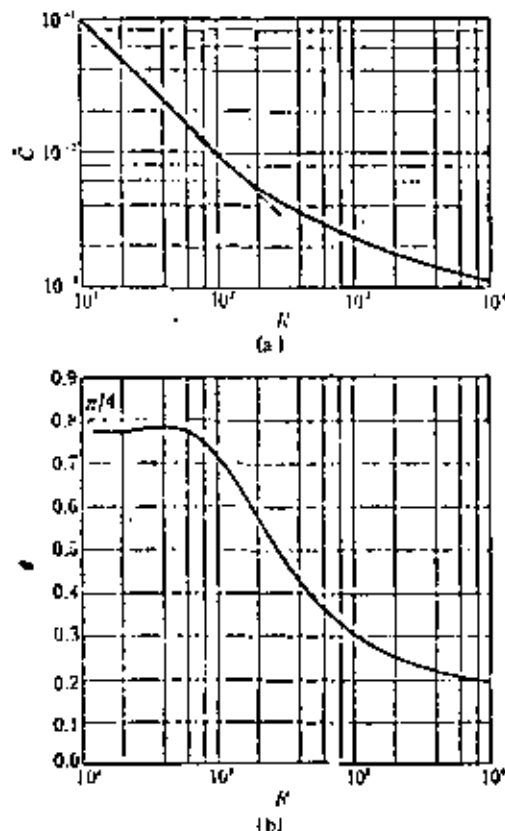


Fig. 5.4.4 Theoretical curves for  $\hat{C}$  and  $\theta$  for a smooth bottom (after Kajjura, 1968).

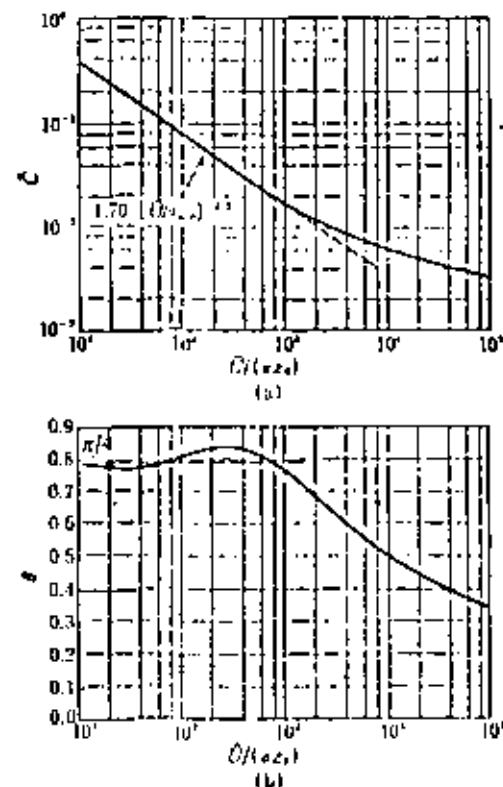


Fig. 5.4.5 Theoretical curves of  $\hat{C}$  and  $\theta$  for a rough bottom (after Kajjura, 1968).

Rewriting Eqs. (5.4.14) and (5.4.15), the transitional region from laminar to turbulent for a smooth bottom is

$$25 \leq R \leq 650 \quad (5.4.16)$$

while that for a rough bottom is given by

$$10^2 \leq M \leq 10^3 \quad (5.4.17)$$

where  $M = \hat{O}D/\nu$ .

In order to determine the critical condition for the onset of sediment movement under wave action, we will formulate the equation for the equilibrium of forces acting on an individual sediment particle residing on the sea bottom. This equation is



$$R_H = (W - R_V) \tan \varphi \quad (5.4.18)$$

where  $R_H$ ,  $R_V$  are the horizontal and vertical force components,  $W$  the particle weight in water, and  $\varphi$  the critical static friction angle of a grain in water. The value of  $W$  is evaluated with

$$W = \frac{4}{3} \pi \left( \frac{d}{2} \right)^3 (\rho' - \rho) g \quad (5.4.19)$$

where  $d$  and  $\rho'$  are the grain diameter and density respectively,  $\rho$  the fluid density, and  $g$  the acceleration of gravity. If the force induced by the horizontal component of acceleration due to fluid motion is negligible, the horizontal force  $R_H$  consists only of the friction force, and therefore

$$R_H = K \frac{\pi}{4} d^2 t_b = \rho K \frac{\pi}{4} d^2 \hat{C} \hat{U}^2 \quad (5.4.20)$$

where  $K$  is a coefficient taking different values depending upon the shape of the sediment particle and the type of movement.

In the vicinity of the sea bottom, the force acting on a particle due to the vertical motion of waves is negligibly small.

Considering the above,

$$(\rho' - \rho) \frac{\pi}{6} g d^3 \tan \varphi = \rho K \frac{\pi}{4} d^2 \hat{C} \hat{U}^2 \quad (5.4.21)$$

and solving for  $\hat{C}$  gives

$$\left. \begin{aligned} \hat{C} &= \frac{2}{3K} \frac{s g d \tan \varphi}{\hat{U}^2} \\ s &= \frac{\rho'}{\rho} - 1 \end{aligned} \right\} \quad (5.4.22)$$

where the friction coefficient amplitude,  $\hat{C}$ , is considered to be a function of  $\hat{U}d/\nu$  and  $\hat{U}\delta_b/\nu$ . Therefore we put

$$\hat{C} = a \left( \frac{\hat{U}d}{\nu} \right)^p \left( \frac{\hat{U}\delta_b}{\nu} \right)^q \quad (5.4.23)$$

in which  $a$  is a coefficient,  $p$  and  $q$  are exponents,  $\delta_b = (2\nu/\sigma)^{1/2}$ , and  $\sigma = 2\pi/T$ . Equation (5.4.23) can be rewritten as

$$\hat{C} = a \left( \frac{\hat{U}d}{\nu} \right)^p \left[ \hat{U} \left( \frac{2}{\nu\sigma} \right)^{1/2} \right]^q \quad (5.4.24)$$

When the bottom is rough in the hydrodynamical sense and the boundary layer is fully turbulent, the effect of molecular viscosity  $\nu$  in the friction coefficient can be neglected. Therefore the condition  $p = -q/2$  should be taken in the present case. Thus the final expression is

$$\hat{C} = a \left( \frac{2\hat{U}}{\sigma d} \right)^{q/2} \quad (5.4.25)$$

Substitution of Eq. (5.4.25) into Eq. (5.4.22) yields

$$\left. \begin{aligned} \frac{H_g}{L_g} &= \alpha \left( \frac{d}{L_g} \right)^n \left( \sinh \frac{2\pi h}{L} \right) \left( \frac{H_g}{H} \right) \\ n &= \left( \frac{2+q}{4+q} \right), \quad \alpha = \left( \frac{4s \tan \varphi}{3\pi a K} \right)^{2/(4+q)} \end{aligned} \right\} \quad (5.4.26)$$

which is identical to Eq. (5.4.6). Therefore Eq. (5.4.26) is a general form expressing the critical water depth for the inception of sediment movement under rough turbulent flow conditions. It means that the values of  $\alpha$  and  $n$  are not constants in the strict sense, differing from the results summarized in Table 5.4.1.

When the boundary layer is laminar, the fluid molecular viscosity should have considerable influence on the shear stress along the sea bottom as compared with the bottom roughness. Therefore the condition  $p \ll q$  can be applied to Eqs. (5.4.26), yielding

$$\hat{C} = a \left( \frac{\hat{U}\delta_b}{\nu} \right)^q \quad (5.4.27)$$

Substituting Eq. (5.4.27) into Eqs. (5.4.22) gives a new relationship for the critical water depth under the laminar flow condition.

In order to determine the actual functional forms for the present treatment, we have to clarify the following matters: (1) the relationships among  $x_0$ ,  $d$ , and features of sand ripples appearing on the sea bottom, such as their size and shape, (2) the definition of sediment movement, (3) the criterion between laminar and turbulent flow, and (4) the criterion between hydrodynamically smooth and rough surface conditions.

Following the definitions given by Manohar, we will consider two different criteria designated "initial movement" and "general movement." Initial movement corresponds to the state where some of the sediment particles protruding from the sea bed are in motion. General movement corresponds to the state where most of the first layer sediment particles are in motion. We will tentatively adopt the demarcations given below for

boundary layer flow conditions. These are based on the laboratory experiments conducted by Li and Manohar using an oscillating board,

(1) Hydrodynamically smooth  $d/\delta_1 < 0.153$  (5.4.28)

Laminar flow:  $A < 566B$  (5.4.29)

Turbulent flow:  $A > 566B$  (5.4.30)

(2) Hydrodynamically rough  $d/\delta_1 > 0.153$  (5.4.31)

Laminar flow:  $A < 104B$  (5.4.32)

Turbulent flow:  $A > 104B$  (5.4.33)

where  $A = (H_0/L_0)(\sinh 2\pi h/L)^{-1}(H/H_0)$  and  $B = (d/L_0)(d/\delta_1)^{-1}$ .

In Figs. 5.4.6 and 5.4.7 the main results for general movement obtained by Horikawa and Watanabe are shown. The plotted data in these diagrams are for natural sand. Rance and Warren conducted extensive laboratory experiments using gravel and other materials. Their data are plotted in Fig. 5.4.8 and compared with the curve proposed by Horikawa and Watanabe in Fig. 5.4.7. The agreement seems to be satisfactory for our purposes. From this fact, it is clear that the solid curves given in Figs. 5.4.6 and 5.4.7 can be used for bed material, including not only sand but also gravel. Figure 5.4.9 shows the diagrammatical relationship among the

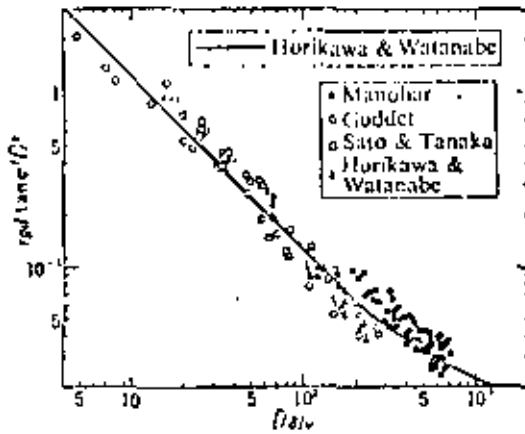


Fig. 5.4.6 Criteria for general movement for laminar flow and turbulent flow with a smooth surface (after Horikawa and Watanabe, 1967).

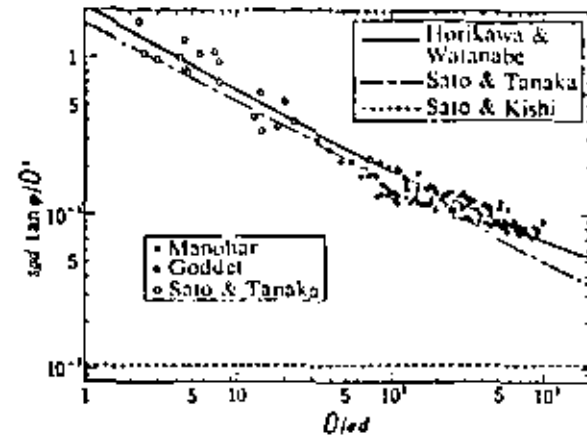


Fig. 5.4.7 Criteria for general movement for turbulent flow with a rough surface (after Horikawa and Watanabe, 1967).

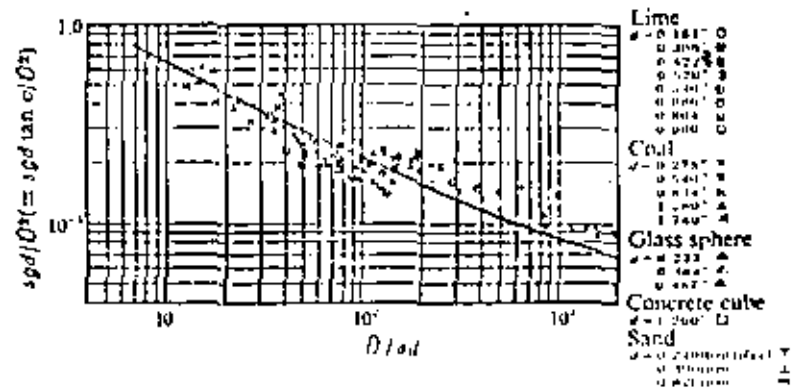


Fig. 5.4.8 Comparison of the solid curve in Fig. 5.4.7 with the Rance and Warren experimental data (after Horikawa and Watanabe, 1969).

three factors  $(H_0/L_0) [\sinh (2\pi h/L)]^{-1} (H/H_0)^{-1}$ ,  $d/L_0$ , and  $L_0/\delta_1$ , which was calculated under the specific conditions of  $\rho'/\rho = 2.65$  and  $\tan \phi = 1$ .

It was already explained that Sh. Sato and Tanaka proposed their relationships for surface layer movement and completely active movement on the basis of field observations using radioactive glass sand. The surface layer movement defined here corresponds to the state where the first layer of particles of the sea bed move collectively in the direction of wave propagation. Completely active movement corresponds to such great movement of bed material as to produce a water depth variation. Figure 5.4.10 gives the diagrams for determining the respective depths.

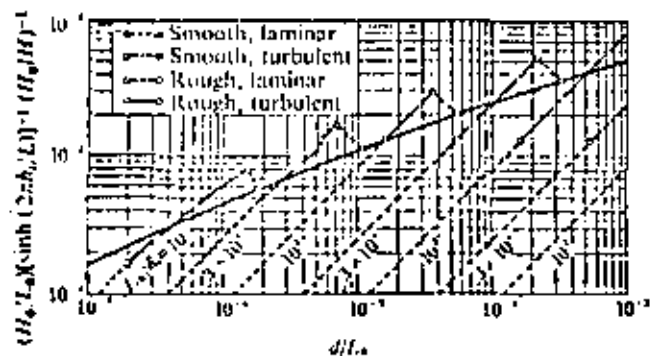
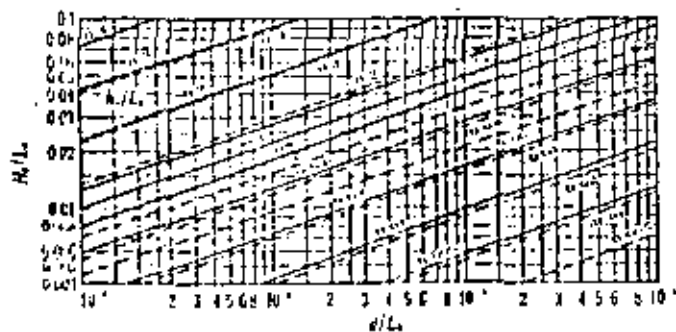


Fig. 5.4.9 Diagram to determine the critical water depth for general movement (after Horikawa and Watanabe, 1967).



— Completely active movement    - - - Surface layer movement

Fig. 5.4.10 Diagram to determine the critical water depths for completely active movement and surface layer movement (after Sato, 1966).

5-4-3 Characteristics of Wave-generated Sand Ripples

It has been known for many years that sand ripples are generated on the sea bed under the influence of waves. Bagnold was probably the first to systematically study the process of ripple formation. He carried out his experiments by using an oscillating board swung on an arc. Sediment particles of various sizes and specific gravities were spread over the board, and the board was swung in a still body of water. The experimental procedure originated by Bagnold was continued by workers at the University of California, Berkeley. Manohar obtained voluminous data on sand ripples using this kind of apparatus and investigated fully the processes of generation, development, and disappearance of sand ripples. Scott observed the characteristics of ripples generated on a sloping sand bed under the influence of waves in a wave flume. Inman measured the size of

wave-generated ripples on the southern California coast, U. S. A. Here, the general results obtained by Homma and Horikawa will be introduced briefly.

The shape of wave-generated ripples is symmetrical and completely different from that of ripples generated by unidirectional currents. Therefore the shape of a wave-generated ripple can be simply expressed by its height  $\eta$  and length  $\lambda$ . The factors which are related to ripple formation are the horizontal fluid velocity amplitude in the vicinity of the sea bottom  $\hat{U}$ , the total amplitude of particle horizontal displacement in the vicinity of the sea bottom  $d_0$ , median grain size  $Md$ , falling speed of sediment particles  $w_0$ , and fluid kinematic viscosity  $\nu$ . Including the vortex formed behind a ripple (on the basis of dimensional analysis), Homma and Horikawa found the functional relations as shown in Figs. 5.4.11 and 5.4.12. These relations are

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 \left( \frac{\eta}{\lambda}, \frac{\eta}{d_0} \right) &= 0 \\ \varphi_2 \left( \frac{d_0}{\lambda}, \frac{\hat{U} d_0}{\nu}, \frac{w_0 M d}{\nu} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.4.34)$$

where  $\hat{U} = \pi H / (T \sinh(2\pi h/L))$  and  $d_0 = H / \sinh(2\pi h/L)$ . In Fig. 5.4.12, the data for relatively large grain sizes are seen to be limited, but those for fine sand ( $300\mu m > Md > 100\mu m$ ) are sufficient to determine the ripple size ( $\lambda$  and  $\eta$ ) by using the values of the wave characteristics, water depth, and water temperature. A subsequent study by Horikawa and Watanabe

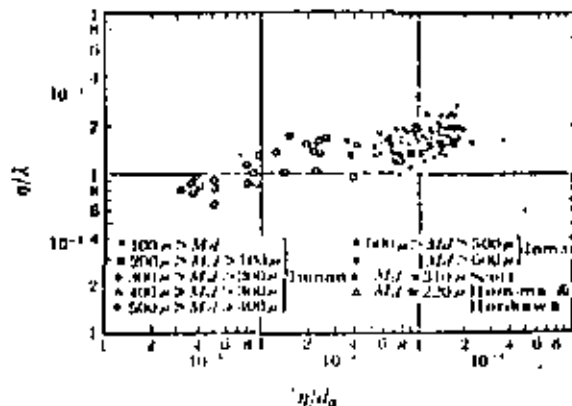


Fig. 5.4.11 Wave-generated sand ripple size (II) (after Homma and Horikawa, 1963).

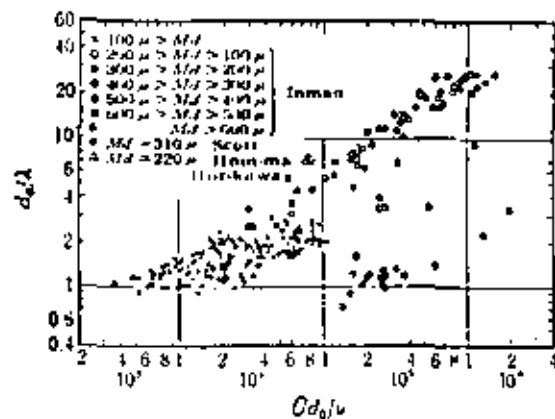


Fig. 5.4.12 Wave-generated sand ripple size (II) (after Homma and Horikawa, 1963).

confirmed that the relationships expressed by Eqs. (5.4.34) were also applicable to materials different from natural sand.

#### 5-4-4 Suspended Sediment

Fine sand and silt discharged as suspended material by rivers, especially during flooding, are transported to the deeper regions far from shore. Such phenomena are clearly evident in aerial photographs. In addition, it is frequently observed that the color of nearshore water inside and just outside the surf zone is brown from fine sediment particles suspended under the influence of waves. In that case the boundary between the turbid water and offshore clear water is distinguishable to the naked eye. Vincent has noted the following phenomena: (1) the boundary between clear and turbid water normally appears at the decaying stage of wind waves; thus (2) density currents are induced toward offshore; and (3) beyond the turbid zone, there are shoreward currents induced as wind-driven currents and mass transport due to incoming waves. At this stage, the boundary between clear and turbid water moves offshore under the influence of density currents, and the suspended materials including silt gradually fall to the sea bottom or diffuse into the surrounding water.

In order to obtain samples of suspended sediment, researchers at Hokkaido University have developed a bamboo-type sampler which has been widely used in Japan to collect a large quantity of data on suspended sediment. As an example, the data obtained at the Tokai coast will be discussed. The data show that the sizes of grains trapped at the elevations of 0.5m and 2.0m above the sea bottom are about 180 $\mu$ m and 90 $\mu$ m respectively.

We understand that such a vertical variation in grain size must be determined through the relation between the turbulent intensity of the surrounding fluid and the fall velocity of the sediment particles. Very fine sand of diameter less than 125 $\mu$ m is easily suspended and is trapped by the sampler, for example up to an elevation of 1.5m above sea bottom in water 5 to 6m deep. By comparison, fine sand (125 $\mu$ m to 150 $\mu$ m) can normally not be trapped beyond an elevation of 1 m above sea bottom in water 10m deep, but can be suspended up to a certain height in water 8m deep. The wave conditions during the period of the above investigations were mild, with  $H_{1/3} = 0.5$ m and  $T_{1/3} = 8$  sec at the water depth of 10m. Therefore the statements given here are for the suspended sediment characteristics under calm wave conditions. However, data obtained under the influence of typhoons indicate that the trapped amount of suspended sediment reached an average of 10 to 20 times that in calm conditions, and the median diameter of trapped grains was 180 $\mu$ m to 300 $\mu$ m. Based on the above results, it is concluded that suspended sediments are mainly silt or silty sand under normal weather, and medium and fine sands are in suspension under the influence of heavy waves. These suspended materials are transported collectively as a cloud.

Figure 5.4.13 gives one example of suspended sediment amounts varying with water depth. The data cited here were obtained in the vicinity of the Tomakomai coast, Hokkaido. Typical patterns of the vertical distribution of trapped sediment are given in Fig. 5.4.14. Type 1 is that seen on natural coasts in general. Type 2 appears in places such as near the corners of coastal structures protruding offshore from the shoreline. In such a location the fluid is normally strongly disturbed by the interactions among incoming, reflected, and diffracted waves. Type 3 appears in the relatively calm regions sheltered from waves by, for example, breakwaters. Type 4 is a special case which rarely appears in the field. In this case the

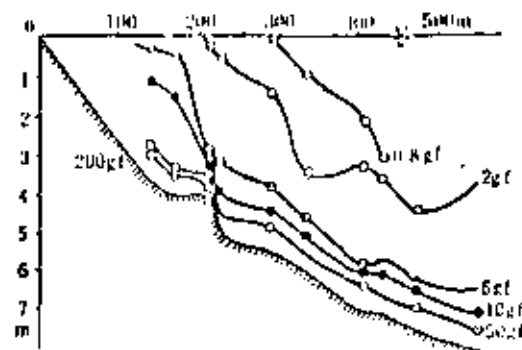


Fig. 5.4.13 Distribution of trapped suspended sediment (after Fukushima, 1965).

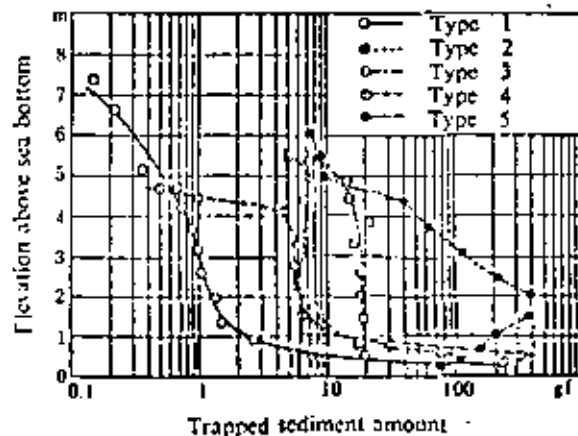


Fig. 5.4.14 Vertical distribution patterns of suspended sediment (after Fukushima, 1965).

trapped amount of sediment decreases abruptly near the free surface. Type 5 is quite different from other types and appears in the vicinity of river mouths. In this case the vertical distribution curve of trapped sediment has its maximum in the middle layer.

Let us consider Type 1, which is commonly seen on natural beaches. In order to directly observe the phenomena of sediment motion, we will put natural sand into a wave flume to produce a movable horizontal bed, and generate wave trains in the flume. When the horizontal fluid velocity due to wave action in the vicinity of the bottom layer is strong enough to initiate sediment particle motion, the particles start their back and forth motion, and soon afterward sand ripples form. In the initial stage, the fluid turbulence is confined within a thin layer near the bottom. But in the stage of ripple formation, the influence area of fluid turbulence is gradually extended. Then the vortex formed behind a ripple is transported upward by the action of wave motion, and strong fluid turbulence reaches a certain elevation above the bottom and maintains a finite suspended sediment concentration.

Let us take the  $x$ ,  $y$ , and  $z$  axes respectively in the direction of wave propagation, perpendicular to the  $x$  axis in a horizontal plane and vertically upward from the still water level. The fundamental equation for the suspended sediment concentration  $m$  is

$$\frac{\partial m}{\partial t} = w_s \frac{\partial m}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \epsilon_x \frac{\partial m}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \epsilon_y \frac{\partial m}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \epsilon_z \frac{\partial m}{\partial z} \right) \quad (5.4.35)$$

where  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_z$  are the diffusion coefficients in the  $x$ ,  $y$ ,  $z$  directions respectively, and  $w_s$  is the suspended sediment particle falling speed.

In order to make the conditions simple, we shall take a uniform water depth  $h$ , and assume that  $\epsilon_x$  and  $\epsilon_y$  are negligibly small. Then Eq. (5.4.35) reduces to

$$\frac{\partial m}{\partial t} = w_s \frac{\partial m}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left( \epsilon_z \frac{\partial m}{\partial z} \right) \quad (5.4.36)$$

To solve the above equation, the functional form of the diffusion coefficient  $\epsilon_z$  must be determined. It must be acceptable from the engineering requirement that  $\epsilon_z$  equal the momentum exchange coefficient  $K_z$ . By analogy to the classical theory of turbulence, Homma and Horikawa assumed the expression for  $\epsilon_z$  to be

$$\epsilon_z = \beta b^3 \left| \frac{\partial u}{\partial z} \right| \quad (5.4.37)$$

where  $\beta$  is a constant, and  $b$  and  $u$  are the radius in the  $z$  direction and the water particle horizontal velocity component under the influence of wave motion. As a first approximation we will apply small amplitude wave theory, and hence express  $\zeta$  (water surface elevation),  $b$ , and  $u$  by the following equations,

$$\left. \begin{aligned} \zeta &= \frac{H}{2} \sin(kx - \sigma t) \\ b &= \frac{H}{2} \frac{\sinh k(z+h)}{\sinh kh} \\ u &= \frac{\pi H \cosh k(z+h)}{T} \frac{\sin(kx - \sigma t)}{\sinh kh} \end{aligned} \right\} \quad (5.4.38)$$

where  $k = 2\pi/L$ ,  $\sigma = 2\pi/T$ ,  $H$ ,  $L$ , and  $T$  are the wave number, angular frequency, wave height, wave length, and wave period, respectively. Laboratory data show that the sediment concentration has two peaks over one wave cycle. Therefore  $m$  is assumed to be of the form

$$m = \bar{m}(z) [1 + \zeta \sin 2(kx - \sigma t)] \quad (5.4.39)$$

Substituting Eqs. (5.4.37), (5.4.38), and (5.4.39) into Eq. (5.4.36) and taking the average over one wave cycle, we find

$$w_0 \frac{d\bar{m}}{dz} + \frac{d}{dz} \left[ \frac{\beta H^3 k \sinh^3 k(h+z)}{3T} \frac{d\bar{m}}{dz} \right] = 0 \quad (5.4.40)$$

Integration of Eq. (5.4.40) with respect to  $z$  under the conditions  $\bar{m} = \bar{m}_a$  at  $z = -a$  and  $d\bar{m}/dz = 0$  at  $z = 0$  yields

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{m}}{\bar{m}_a} &= \exp \left[ -\alpha \left( \frac{w_0}{c} \right) \left( \frac{L}{h} \right)^2 \left( \frac{h}{L} \right) f(n, kh) \sinh^3 kh \right] \\ f(n, kh) &= \int_{n_a}^n (\sinh knh)^{-3} \cosh t_1 = \frac{1}{2kh} \left[ \frac{\cosh kn_a h}{\sinh^2 kn_a h} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\cosh knh}{\sinh^2 knh} + \ln \left| \frac{\tanh(kn_a h/2)}{\tanh(knh/2)} \right| \right] \end{aligned} \right\} (5.4.41)$$

where  $\alpha = 3/\beta$ ,  $n = (h+z)/h$ ,  $n_a = (h-a)/h$ , and  $c$  is the wave celerity.

In order to determine the vertical distribution of the suspended sediment concentration, the quantities  $\alpha$  and  $\bar{m}_a$  should be evaluated in a suitable manner. Figure 5.4.15 gives a suggested curve for  $\alpha$  on the basis of field and laboratory data. Figure 5.4.16 shows two curves for evaluating  $\bar{m}_a$  at the relative elevation  $n_a = 0.1$ ; one is for the laboratory and the other is for the field. In these diagrams,  $\bar{U}$  is the horizontal velocity amplitude just outside the boundary layer, and is given by  $\bar{U} \approx \pi H / (T \sinh kh)$ . For conversion of the sediment concentration  $\bar{m}_a$  into the trapped rate of sediment  $q_a$  and vice versa, Fig. 5.4.17 presents numerous data collected in the field as well as in the laboratory. Figures 5.4.18 and 5.4.19 show two examples of comparisons between the data and the calculations based on the processes explained above. The agreement seems to be fairly good for engineering calculations except near the free surface.

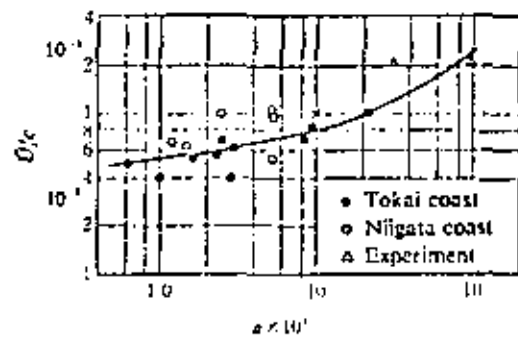


Fig. 5.4.15 Empirical curve of  $\alpha$  (after Homma and Horikawa, 1963).

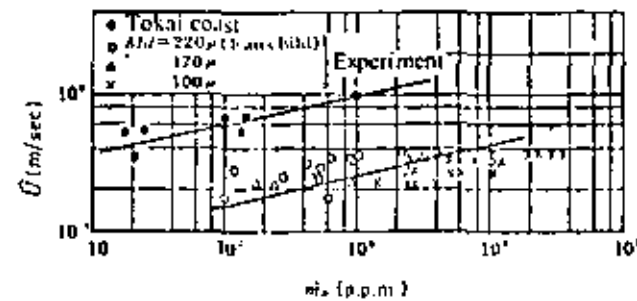


Fig. 5.4.16 Curves for  $\bar{m}_a$  determined under the condition  $n_a = 0.10$  (after Homma and Horikawa, 1963).

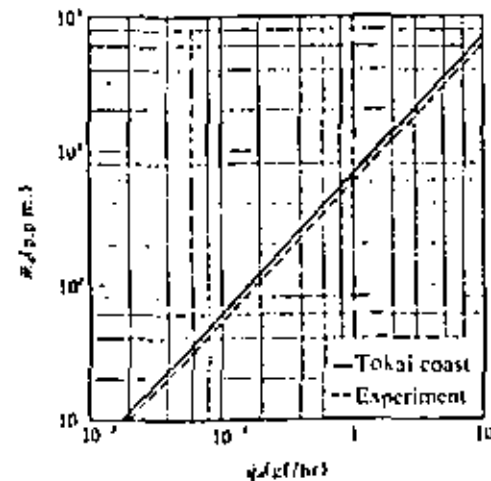


Fig. 5.4.17 Correlation between  $\bar{m}_a$  and  $q_a$  (after Homma and Horikawa, 1963).

The assumption made on  $v_z$  in the foregoing treatment is not satisfactory in the strict sense. Kishi *et al.* used the following expression on the basis of the theoretical treatment by Kajjura,

$$v_z = \kappa u_b^* (z + z_0) \quad (5.4.42)$$

and deduced the relationship

$$\ln \frac{\bar{m}}{\bar{m}_a} = - \frac{30g}{\kappa A u_b^*} \ln (z + z_0) \quad (5.4.43)$$

where  $\kappa$  is Kármán's constant and  $z_0$  the roughness length. The values of

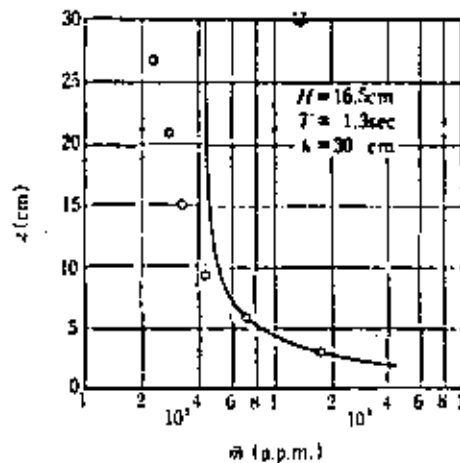


Fig. 5.4.18 Comparison between the calculated curve and the experimental data (after Hom-ma and Horikawa, 1963).

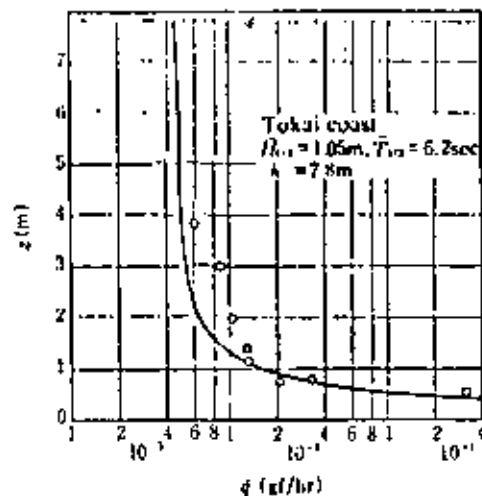


Fig. 5.4.19 Comparison between the calculated curve and the field observation data (after Hom-ma and Horikawa, 1963).

$z_0 = 2\text{cm}$  and  $A \approx 0.5$  were determined empirically. On the other hand, Horikawa and Watanabe took the expression  $K_z = \alpha k \hat{u}_b^* D_r$ , which was given by Kajiwara as the momentum exchange coefficient of the inner layer in the case of a rough surface (see Eqs. (5.4.10)). Thus they obtained

$$\bar{m} = \bar{m}_0 \exp [(w_0/K_z) z] \quad (5.4.44)$$

where  $\bar{m}_0$  is the value of  $\bar{m}$  at  $z = 0$ . However, Eqs. (5.4.43) and (5.4.44) are applicable for evaluating the sediment concentration only in the near vicinity of the sea bed. In order to establish a more generalized and adequate formula which can be applied to the whole sea water depth, the detailed mechanism of oscillatory fluid motion must be known. Figure 5.4.20 gives vertical distributions of the diffusion coefficient obtained by the following procedure: Substitution of Eq. (5.4.39) into Eq. (5.4.36), assuming  $e_z$  is a function of  $z$  only and taking the time average, gives

$$w_0 \frac{d\bar{m}}{dz} + \frac{d}{dz} (e_z \frac{d\bar{m}}{dz}) = 0 \quad (5.4.45)$$

Then insertion of  $\bar{m}$  and  $w_0$  from field data allows a determination of the diffusion coefficient  $e_z$ . In this diagram,  $e_z$  is based on the medium diameter of the bed material, while  $e_z'$  is based on that of the trapped sediment at each elevation.

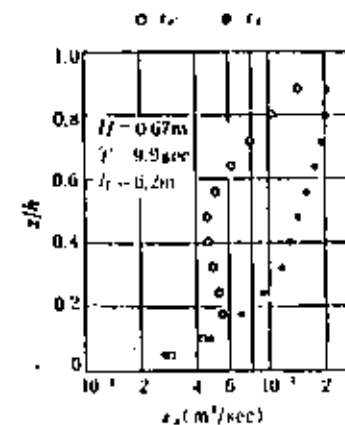


Fig. 5.4.20 Diffusion coefficient vertical distribution (after Hom-ma, Horikawa, Kosaka and Watanabe, 1966).

#### 5-4-5 Longshore Transport Rate

In order to predict future coastal topography, the littoral transport rate must be determined, which means the rate of transport of sedimentary material parallel or perpendicular to the shore in the littoral zone. However, our present knowledge of coastal sediment movement is still not

advanced enough to establish an appropriate formula for the littoral transport rate.

During the last two decades many approaches have been attempted to determine the longshore transport rate. An outline of the main results will be given here. To deduce the longshore transport rate, one of the following procedures is usually applied: (1) The amount of deposition upstream of a coastal structure such as a jetty or a breakwater, or of siltation inside a harbor basin is measured; or (2) The amounts of the same kinds of sediment in a model basin are measured. However, there are numerous problems to be solved, including the accuracy of the hydrographic survey, the limited extent of the surveyed area, the accuracy of the wave energy evaluation, and the influence of grain size on the transport rate.

Saville conducted extensive laboratory experiments using a model basin, and obtained the results shown in Fig. 5.4.21. According to his data, certain distinguishable features are observed. When a wave train with relatively small wave steepness in deep water approaches shore, the beach drift moving in the vicinity of and parallel to the shoreline occupies the main part of the longshore transport. On the other hand, when a wave train with relatively large wave steepness in deep water approaches shore and produces longshore bars, longshore transport mainly occurs in the vicinity of the breaker line. In addition to the above, the maximum rate of longshore transport was observed when  $H_0/h_{L0} = 0.025$ , and the rate

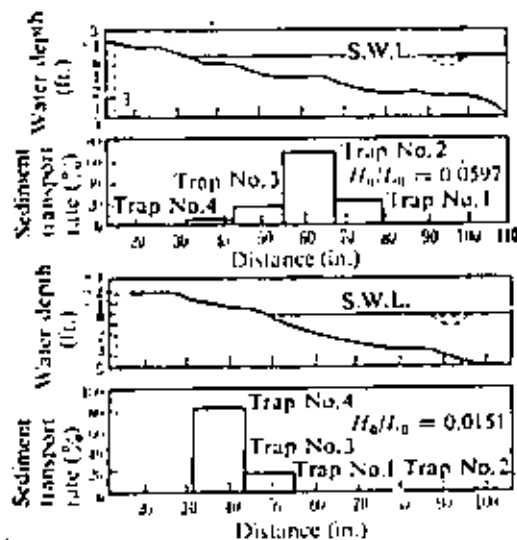


Fig. 5.4.21 Experimental results of the longshore transport rate (after Saville, 1950).

increases with an increase in wave energy. The angle between the shoreline and the crestline in deep water,  $\alpha_0$ , producing the maximum rate was reported at differing values by many researchers, as follows:  $\alpha_0 = 30^\circ$  by Shay and Johnson,  $\alpha_0 = 40^\circ$  by Johnson, and Iwagaki and Sawaragi, and  $\alpha_0 = 53^\circ$  by Sauvage and Vincent. However, the reader should be very cautious in applying these laboratory data to field phenomena due to scale effects.

The longshore current velocity should bear a close relationship with the longshore transport rate, but the exact relation between them has not yet been established. On the other hand, many attempts have been made to correlate directly the wave energy flux in the alongshore direction,  $E_L$ , with the rate of longshore transport,  $Q_L$ . Caldwell tested the expression

$$Q_L = \alpha E_L^s \quad (5.4.46)$$

By using data obtained at Anaheim Bay, California, and South Lake Worth Inlet, Florida (U.S.A.), Sauvage compiled the available data and presented a diagram as shown in Fig. 5.4.22, in which  $s$  is the specific

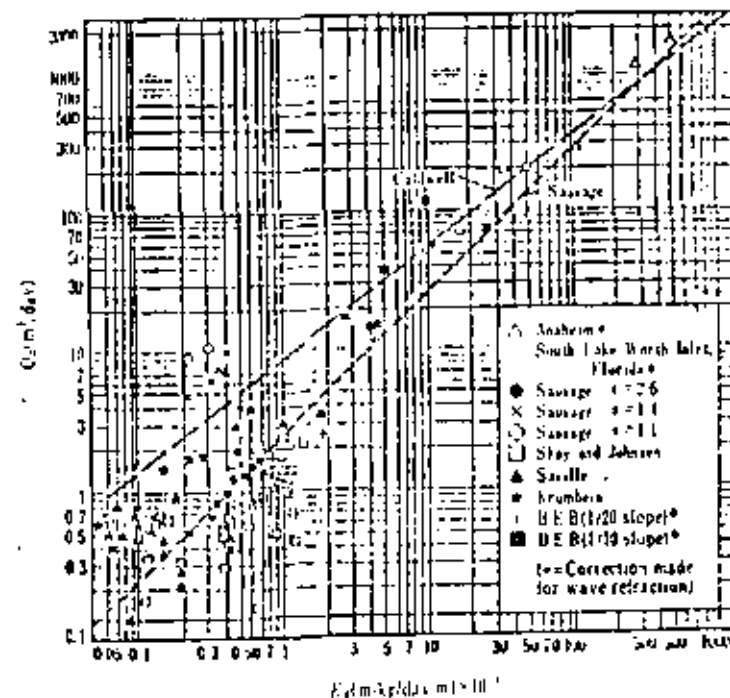


Fig. 5.4.22 Correlation between the longshore wave energy flux  $E_L$  and the longshore sediment transport rate  $Q_L$  (based on Sauvage's diagram, 1912) (after *Hydraulic Engineering*, JSCF, 1971).



gravity of the bed material. In Table 5.4.2 representative formulae reported so far are summarized. A comparison of these listed formulae is made in Fig. 5.4.23. The reader should be cautioned that only that of Manohar's includes the influence of grain size on the transport rate.

Iwagaki and Sawaragi used the Kalinske and Brown type sediment transport formula and the longshore current velocity formula, derived by Putnam, Munk and Traylor through energy considerations, to evaluate the rate of longshore transport. In the process of the derivation, they assumed that the breaker height  $H_b$  was approximately equal to the equivalent wave height in deep water,  $H_b^*$ . Their result is

$$\frac{Q_s}{V} = 31.7 \left( \frac{E_x}{\rho} \right)^{3/2} \quad (5.4.47)$$

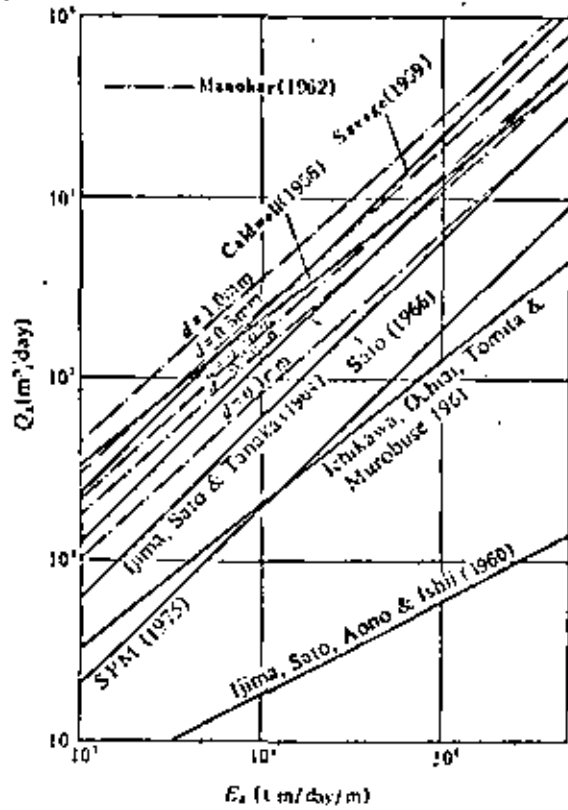


Fig. 5.4.23 Comparison of various longshore sediment transport formulae (based on Horikawa and Sunamura, 1972).

Table 5.4.2 Principal longshore transport rate formulae (based on Horikawa and Sunamura, 1972).

Researcher	Original formula	Converted formula $\frac{Q_s}{E_x}$ ( $\frac{m^2}{day}$ ) $\frac{Q_s}{E_x}$ ( $\frac{ft-lb}{day-ft}$ )	Basis of formulation
Caldwell (1936)	$Q_s = 210E_x^{0.4}$ $Q_s$ (yard <sup>2</sup> /day) $E_x$ ( $10^3$ -ft-lb/day/ft)	$Q_s = 1.21E_x^{0.4}$	South Lake Worth Inlet, Florida (Sediment size = 0.3 ~ 0.7mm, largest wave height = 0.7m, largest wave period = 18sec)
Savage (1959)	$Q_s = 1.3 \times 10^{-1} E_x$ $Q_s$ (yard <sup>2</sup> /day) $E_x$ (ft-lb/day/ft)	$Q_s = 0.217E_x$	Various field and laboratory results.
Iijima, Sato, Aono, Ishii (1960)	$Q_s = 0.62E_x^{0.44}$ $Q_s$ (m <sup>2</sup> /month) $E_x$ (ft-m, month/ft)	$Q_s = 0.130E_x^{0.44}$	Fukue coast, Atsumi peninsula, Japan (Sediment size = 1 ~ 2mm, wave height < 1m, wave period = 2 ~ 4sec. Sediment transport is marked in the region shallower than a water depth of 2m.)
Ichikawa, Ochiai, Tomita, Murobuse (1961)	$Q_s = 0.372E_x^{0.6}$ $Q_s$ (m <sup>2</sup> /half year) $E_x$ (ft-m/half year/m)	$Q_s = 0.131E_x^{0.6}$	Tagnoura, Suruga Bay, Japan (Sediment size = 5 ~ 46mm, submarine slope = 1:5 ~ 1:10. Sediment transport is notable in the region shallower than a water depth of 13m.)
Manohar (1962)	$Q_s = 0.885 E_x^{0.6} d^{0.15}$ $\times \left( \frac{\rho - \rho_s}{\rho} \right)^{0.15}$ $E_x$ (ft-lb/day/ft) $Q_s$ (m <sup>2</sup> ) $E_x$ (ft-m/m) $Q_s$ (ft <sup>2</sup> ) $E_x$ (ft-m/m) $Q_s$ (ft-lb/day) $E_x$ (ft-lb sec/ft)	$Q_s = 0.786 E_x^{0.6} d^{0.15}$ $d$ (mm) $Q_s = 0.060E_x$ $Q_s = 0.120E_x$ $Q_s = 0.0188 E_x$	Various field and laboratory results.
Iijima, Sato, Tanaka (1964)			Kashima coast, Japan (Sediment size inside surf zone = 0.15 ~ 0.2mm, wave height < 4m)
Sato (1966)			By doubling the coefficient in the above formula.
Shore Protection Manual (1975)			Field data of Komar, Caldwell, and Watts.

\*  $\rho$ : density of water (slug/ft<sup>3</sup>),  $\rho_s$ : density of sediment (slug/ft<sup>3</sup>),  $d$ : size of sediment (ft).

where

$$\left. \begin{aligned} \psi &= g^{1/2} (H'_0/L_0)^{1/6} H_0^{3/2} T^{1/2} d (\sin 2\alpha_b)^{2/3} \cos \alpha_b \\ \psi &= (\rho' - \rho) g^{3/2} d H_0^{1/2} L_b (H'_0/L_0)^{1/6} (\sin 2\alpha_b)^{2/3} \\ E_x &= \frac{1}{16} \rho g (L_b H_0^2/T) \sin 2\alpha_b \end{aligned} \right\} (5.4.48)$$

The quantity  $Q_x$  is the longshore transport rate,  $H'_0$  the equivalent wave height in deep water,  $d$  the mean grain size diameter,  $\rho'$  the sediment particle density,  $\rho$  the sea water density,  $i$  the mean bottom slope in the region between breakerline and shoreline,  $H$  the wave height,  $L$  the wave length, and  $T$  the wave period. Subscript 0 means the value in deep water, and subscript  $b$  the value at the breakerline. Figure 5.4.24 shows the comparison between the proposed curve and the data obtained in the laboratory as well as in the field.

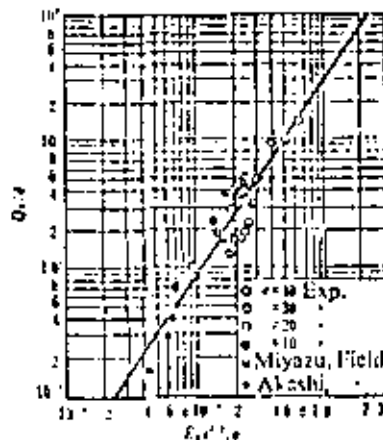


Fig. 5.4.24 Relationship between  $Q_x/\psi$  and  $E_x^{1/2}/\psi$  (after Iwagaki and Sawaragi, 1962).

### 5-4-6 Mechanism of Coastal Change

In order to treat coastal processes, we commonly separate the phenomena into two parts, the beach profile change and the alongshore change in beach topography. The beach profile change is considered to be a seasonal variation; the beach profile seems to vary in an approximately one-year cycle. On the other hand, the alongshore change in beach topography is caused mainly by the local balance of alongshore sediment transport; that is to say, nonuniformity of the longshore transport rate along the

shoreline is the principal mechanism of erosion and deposition of beach sediment. From the above position, Iwagaki formulated the following equation,

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} = \left(1 - \frac{\bar{h}}{h_l}\right) \frac{\partial h_l}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_x}{\partial x} \quad (5.4.49)$$

where  $B$  is the width of the littoral zone,  $Q_x$  the longshore transport rate,  $\bar{h}$  the mean water depth in the littoral zone,  $h_l$  the water depth which determines the offshore limit of the littoral zone,  $\lambda$  the bottom sediment porosity, and the  $x$  axis is taken in the alongshore direction. Equation (5.4.49) indicates that the coastal change has two contributions: the local variation of longshore transport,  $\partial Q_x/\partial x$ , and the time variation of  $h_l$ , i. e.,  $\partial h_l/\partial t$ , which is determined by the time history of the incoming wave characteristics. Therefore:

(1) Even on a coast where  $\partial Q_x/\partial x = 0$ , beach erosion can occur with increasing wave height. Because  $\partial h_l/\partial t > 0$  in this situation, similarly  $\partial \bar{h}/\partial t > 0$ .

(2) When  $\partial h_l/\partial t = 0$ , erosion or deposition will completely depend on the sign of  $\partial Q_x/\partial x$ . That is to say, if  $\partial Q_x/\partial x > 0$ , erosion will occur because  $\partial \bar{h}/\partial t > 0$ ; while if  $\partial Q_x/\partial x < 0$ , deposition will occur because  $\partial \bar{h}/\partial t < 0$ .

Based on these considerations, we can say that the long-term variation in coastal topography is in general generated by the local variation in the longshore transport rate. Through use of the above rules, if the rate of sediment transport along a beach can be evaluated, equilibrium, erosional, or depositional regions along the coast can be determined as demonstrated in Fig. 5.4.25. The above procedure is applicable to the prediction of

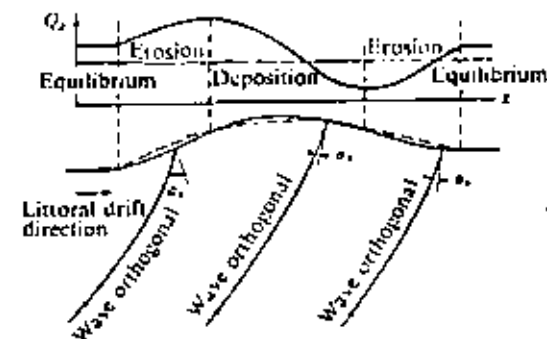


Fig. 5.4.25 Mechanism of long-term beach change (after Iwagaki, 1966).

40

shoreline change due to the placement of coastal structures. This kind of approach has been developed and applied to practical problems. The reader is advised to read the original papers in order to learn the detailed technique as well as its limit of applicability. At any rate this is a conventional approach; a more basic approach is urgently needed to make more precise the prediction of coastal change due to the existence of coastal structures.

#### 5-4-7 Similitude of Mobile Bed Models

It is very difficult in general to reproduce sediment transport in a mobile bed model similar to that in a prototype. Therefore a model study using a mobile bed is carried out in order to observe the phenomena appearing in the model and to deduce the real features in a prototype qualitatively instead of quantitatively. The fundamental reason for this situation is that the detailed mechanism of coastal sediment movement has not yet been clarified. The greater portion of the statements in this section was obtained from laboratory data; therefore the reader should be very cautious in applying the experimental results directly to the field. In the following, some investigations on the similitude of mobile bed models will be explained.

Sawaragi treated the similarity law in a two-dimensional model based on the assumption that the Duloys bed load formula in a stream was applicable to coastal sediment movement under the influence of waves and currents. The result of his treatment is that if an undistorted model is used, the similarity law is expressed by

$$\left. \begin{aligned} \lambda_d (\lambda_s)^3 &= \lambda_l \quad \text{for } \frac{u_{c2}^3 d}{\nu} < 10 \\ \lambda_d \lambda_s &= (\lambda_l)^{1/3} \quad \text{for } 10 < \frac{u_{c2}^3 d}{\nu} < 60 \end{aligned} \right\} \quad (5.4.50)$$

where  $\lambda$  is the scale ratio of model and prototype,  $d$  the grain diameter,  $s = (\rho' - \rho)/\rho$  the grain particle specific gravity in water,  $l$  the length scale,  $u_{c2}$  the critical bottom shear velocity, and  $\nu$  the kinematic viscosity of water. If natural sand is selected as the bed material in the model, substitution of  $\lambda_s = 1$  into Eqs. (4.5.50) yields  $\lambda_d = \lambda_l$  when  $u_{c2}^3 d/\nu < 10$ , and  $\lambda_d = (\lambda_l)^{1/3}$  when  $10 < u_{c2}^3 d/\nu < 60$ . That is to say, the size of the bed material to be used in the model should be selected by the above rule.

Noda treated the case of longshore sediment transport based on the Iwagaki and Sawaragi formula of Eq. (5.4.47), and obtained the following similarity law,

$$\lambda_{st} = (\lambda_s)^{3/2} (\lambda_d)^{1/2} (\lambda_l)^{-1} (\lambda_B) \quad (5.4.51)$$

where  $\lambda_{st}$  is the coastal change time scale,  $\lambda_B$  the littoral zone scale, and the remaining  $\lambda$  the same as for Eq. (5.4.50). The scale of  $\lambda_B$  should have a close connection with the critical water depth of sediment movement. If the scale of  $\lambda_{st}$  is selected by the Froude model law, (that is,  $\lambda_{st} = \lambda_l = \sqrt{\lambda_d}$ ), Eq. (5.4.51) reduces to

$$\lambda_l = \lambda_s (\lambda_d)^{1/3} (\lambda_B)^{2/3} \quad (5.4.52)$$

Recently, Kamphuis summarized his studies on similarity laws performed at Queen's University in Canada. At any rate, the common method of conducting mobile bed model studies is to repeat trial runs to obtain the best agreement of phenomena in the model with that in the prototype, and to determine the time scale for the particular model of coastal change. A typical example is shown in Fig. 5.4.26.

Let us now turn to the characteristics of sand ripples generated by the action of waves. It has been intuitively realized that the size of sand ripples generated in a wave flume is not always geometrically similar to that of ripples generated in a prototype. A demonstration will show how great

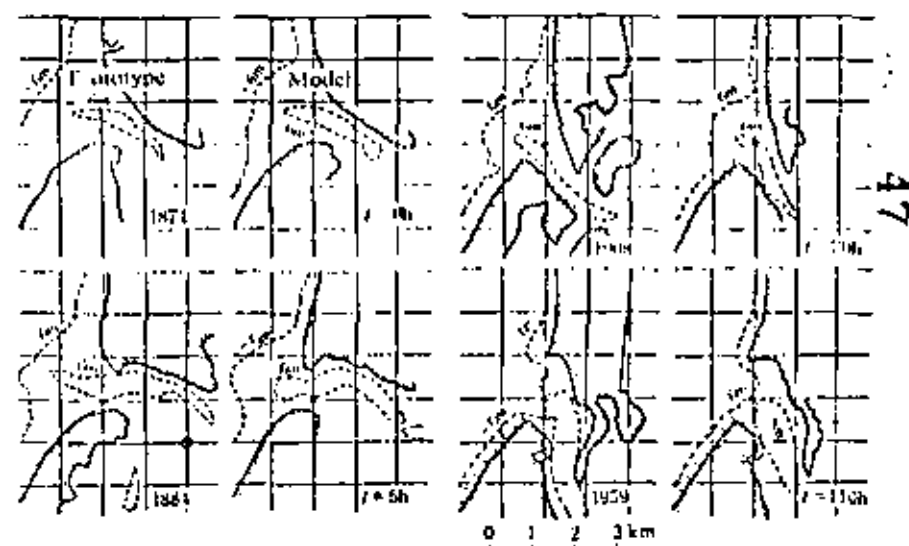


Fig. 5.4.26 Comparison between the prototype and the model of the shoreline and bottom topography change at the Thyborgh Channel in Denmark (after Reinaldi, 1961).

the differences are between model and prototype. It is assumed that the prototype conditions are: (1) the wave height and period are 2.5m and 7.0 sec respectively at a water depth  $h = 6m$ , and (2) the bed material grain size is  $d = 100\mu m$  to  $200\mu m$ . The linear scale of 1/25 is selected, and the characteristics of model waves are determined by the Froude model law as usual. In addition to the above, the natural fine sand of the prototype is used as the mobile bed material. By referring to Figs. 5.4.11 and 5.4.12, we can evaluate the sand ripple size in the prototype as well as in the model shown in Table 5.4.3, in which the friction coefficient,  $f$ , at the bottom is also given. The coefficient  $f$  was evaluated by using Eqs. (5.4.53) and (5.4.54), which were proposed by Bagnold

$$\tau = f\rho U^2 \tag{5.4.53}$$

$$\left. \begin{aligned} f &= 0.08 && \text{for } \frac{d_0}{\lambda} < 2 \\ f &= 0.072 \left(\frac{d_0}{2\lambda}\right)^{-0.75} && \text{for } \frac{d_0}{\lambda} > 2 \end{aligned} \right\} \tag{5.4.54}$$

where  $\rho$  is the fluid density,  $U$  the horizontal velocity in the vicinity of the bottom,  $d_0$  the horizontal diameter of orbital motion in the vicinity of the bottom, and  $\lambda$  the sand ripple length. It is apparent that the size of sand ripples generated in a flume is comparable to that in a prototype, and that the value of  $f$  defined by Eq. (5.4.53) in a model is extremely large in comparison with that in a prototype. This fact should be kept in mind when treating phenomena where sand ripples have strong influence.

Table 5.4.3 Sand ripple size and bottom friction coefficient.

Prototype			Model		
$\lambda$	$\eta$	$f$	$\lambda$	$\eta$	$f$
6.0cm	0.4cm	0.0051	4.3cm	0.6cm	0.056

Considering the above results, it seems to be rather reasonable to select the reference level of the suspended sediment concentration based on ripple size. Figure 5.4.27 shows one attempt at combining the laboratory and field data in a systematic manner. In this figure, the abscissa is the sediment concentration,  $\bar{m}$ , in p.p.m., the ordinate is the value  $\bar{U}\sqrt{\nu}T$  in  $cm^2/sec^2$ , and the parameter is  $z/\lambda$ . In these expressions,  $T$  is the wave period,  $\bar{U}$  the fluid horizontal velocity amplitude in the vicinity of the bed,  $\nu$  the kinematic viscosity,  $z$  the elevation above the sea bottom, and  $\lambda$  the sand ripple length.

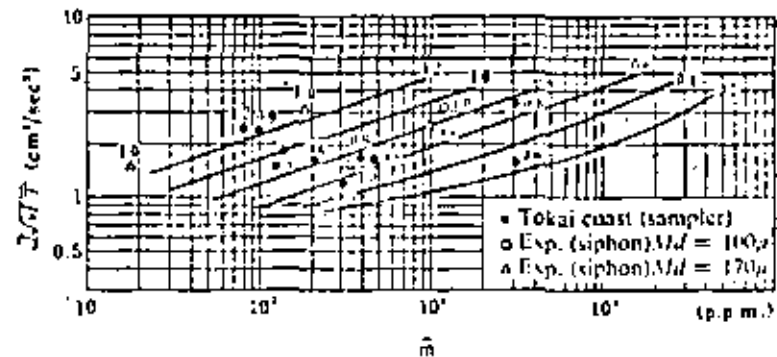


Fig. 5.4.27 Relationship between  $\bar{m}$  and  $\bar{U}\sqrt{\nu}T$  with a parameter  $z/\lambda$  (after Hom-ma, Horikawa and Kajima, 1965).

## 5-5 Wind-blown Sand

### 5-5-1 Introduction

Sand particles washed ashore by waves are transported landward or alongshore by the wind. Thus sand particles transported by wind action are piled up onshore and form sand dunes, and these particles are occasionally transported to block river mouths or to produce deposition in harbor basins. The mechanism of wind-blown sand has been treated by several research workers. Their theories can be classified into two groups, one based on diffusion theory and the other based on the assumption that the sand particles move downstream with a bouncing motion near the sand surface. The Exner theory is representative of the former, and the Bagnold treatment of the latter.

According to Bagnold, sand movement can be classified into (1) surface creep, (2) saltation, and (3) suspension. But it is quite clear through the visual observation of sand movement in a wind flume that most sand particles do not move in suspension due to the large density difference between sand particles and air. This is one of the great dissimilarities between sand movement in air and in water.

### 5-5-2 Wind Velocity above the Sand Surface

The shear stress  $\tau_0$  at the sand surface due to wind is one of the most important factors in investigating sand movement by wind action. When the shear stress (or tractive force) exceeds a certain critical value, the sand particles start to move.

The equation which is most commonly used for obtaining the wind velocity distribution is the Prandtl equation,

45

$$u = \frac{u^*}{\kappa} \ln \frac{z}{z_0} \tag{5.5.1}$$

where  $u$  is the wind velocity at an elevation  $z$  above the sand surface,  $\kappa$  the Kármán constant,  $z_0$  the roughness of the surface, and  $u^* = \sqrt{\tau_0/\rho}$  the shear velocity in which  $\rho$  is the density of air. By using the above equation with  $\kappa = 0.40$ , the velocity records at several elevations may be used to immediately determine the shear velocity and the roughness length.

Several measurements of the shear stress due to wind have been conducted in order to investigate the variation in the value of  $\kappa$ . The results show that the value of  $\kappa$  seems to vary with the surface condition as given in Table 5.5.1, but there is not sufficient evidence to establish a deviation from the value of 0.40.

Concerning the roughness length,  $z_0$ , Zingg proposed the following equation,

Table 5.5.1 Comparison of  $\kappa$  values.

Author	Surface condition	Mean value of $\kappa$
N. E. Rider	Grass covered land (field)	0.43
A. W. Zingg	Sand surface (laboratory)	0.375

$$z_0 = 0.081 \log_{10} \frac{d}{0.18} \tag{5.5.2}$$

with  $z_0$  and  $d$  (the sand grain diameter) expressed in mm. This equation covers both the results of Bagnold ( $z_0 = d/30$ ) for small grain sizes and those of White ( $z_0 = d/9$ ) for large grain sizes.

Equation (5.5.1) holds true under the condition that the wind strength is not sufficiently large to move sand particles. If the wind velocity is great enough to move sand particles, the wind velocity profile will be affected by the sand movement. The influence region penetrates into higher elevations with the increase of wind velocity due to the increase in flying heights of the sand particles. Therefore on semilog paper all the straight lines of the velocity distribution converge to a certain point, which is called the "focal point" by Bagnold, as shown in Fig. 5.5.1. Under such conditions, the wind velocity distribution equation is modified to the form

$$u = 5.75 u^* \log_{10} \frac{z}{z'} + u' \tag{5.5.3}$$

where  $z'$  and  $u'$  describe the focal point. According to experiments by Zingg, the predicted focal point is expressed by

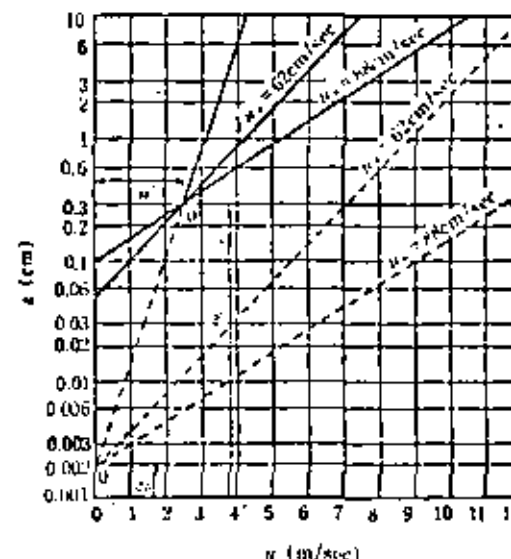


Fig. 5.5.1 Wind speed vertical distribution on a sand surface (after Bagnold, 1954).

$$\left. \begin{aligned} z' &= 10d && \text{in mm} \\ u' &= 8.94d && \text{in m/sec} \\ &= 20d && \text{in mile/hr} \end{aligned} \right\} \tag{5.5.4}$$

where  $d$  is the grain diameter measured in mm, with  $\kappa = 0.375$  specified by Zingg's measurement.

From the above results the best way to determine the shear stress or shear velocity is from a measurement of the wind velocity at some specified elevation. Here we give two examples which have been established in the field. These are

$$u^* = 0.053 u_{100} \quad (\text{Kuwata}) \tag{5.5.5}$$

$$u^* = 0.0572 u_{448.5} - 17.1 \quad (\text{Hamada, Okubo and Hase}) \tag{5.5.6}$$

with the velocity expressed in cm/sec, and  $u_{100}$  and  $u_{448.5}$  the velocities at the elevations of 100cm and 446.5cm above the sand surface. Assuming that (1) the velocity distribution is expressed by the logarithmic law, (2) Zingg's results are applicable for determining the projected focal point, and (3) the grain diameter is 0.3mm, the following relationships are obtained directly from the above equations;

(1) if  $\kappa = 0.375$ ,

49

$$u^* = 0.0647 u_{100} - 17.3 \quad (5.5.7)$$

$$u^* = 0.0514 u_{146.5} - 13.7 \quad (5.5.8)$$

(2) if  $\kappa = 0.40$ ,

$$u^* = 0.0690 u_{100} - 18.4 \quad (5.5.9)$$

$$u^* = 0.0548 u_{146.5} - 14.7 \quad (5.5.10)$$

All of these equations are shown in Figs. 5.5.2 and 5.5.3 for comparison. Viewing this result, the assumptions made here seem to be fairly reasonable.

If we consider the effect of a temperature gradient on the velocity distribution, the above treatment is seen to be principally based on a neutral atmospheric condition. But in the field the effect of a temperature gradient

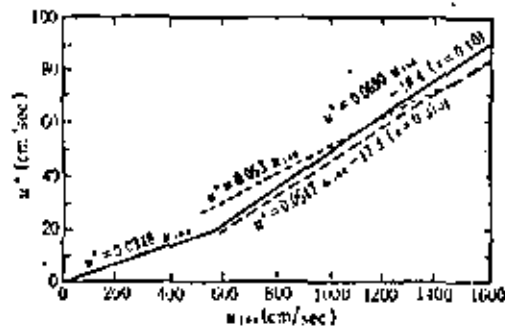


Fig. 5.5.2 Relationship between  $u^*$  and  $u_{100}$  (after Horikawa and Shen, 1960)

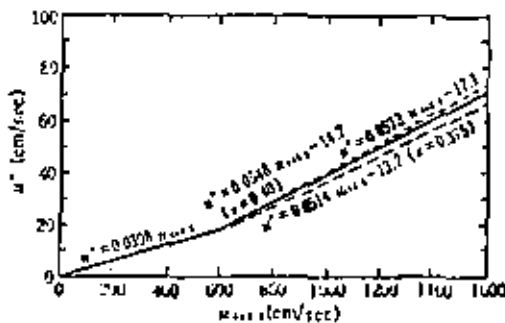


Fig. 5.5.3 Relationship between  $u^*$  and  $u_{146.5}$  (after Horikawa and Shen, 1960)

on the wind profile should be considered. The field observations at Hanford show that the wind profile is logarithmic about 93% of the time during daylight hours. At night the logarithmic formula is less applicable owing to thermal stratification of the air.

Usually the wind velocity is taken as the mean value from a 10 minute record. Woodruff and Lyles pointed out that the gustiness or fluctuation of the wind velocity affects the velocity readings, and thus the shear calculations. Therefore we must consider the effect of gustiness on the shear velocity and on the sediment transport.

### 5-5-3 Sand Movement and Transport Rate by Wind

The inception of sand movement has been studied by Bagnold, who gave the following equation for the threshold value of the shear velocity,  $u_c^*$ .

$$u_c^* = A \sqrt{\frac{\rho' - \rho}{\rho} g d} \quad (5.5.11)$$

where  $A = 0.1$  in the region  $u^* d / \nu > 3.5$ , and  $\rho'$  and  $\rho$  are the densities of sand and air,  $g$  the acceleration of gravity, and  $d$  the grain diameter. As shown in Fig. 5.5.4, the fluid threshold has a minimum value at  $d \approx 0.05$  mm. The reason for this is that the disturbing influence of turbulent eddies cannot penetrate into the viscous sublayer where the sand particles are submerged.

The most important matter of interest to engineers is the estimation of the rate of sand transport by wind. On this subject two principal formulae exist; one was introduced by Bagnold and the other by Kawamura.

Bagnold gave the following equation to evaluate the rate of sand transport per unit width per unit time,

$$q = \frac{3}{4} B \frac{\rho}{g} (u^*)^3 \quad (5.5.12)$$

where  $B$  is an "impact coefficient," and the fact that the amount of surface creep is approximately equal to a quarter of the total amount is taken into consideration. In order to include the effect of grain size, Bagnold used  $D = 0.25$  mm as the standard sand grain diameter to give

$$q = C \sqrt{\frac{d}{D}} \frac{\rho}{g} (u^*)^3 \quad (5.5.13)$$

where  $C$  is an empirical coefficient which varies with the sand uniformity as shown in Table 5.5.2. It is true that the degree of wetness of beach sand,

00

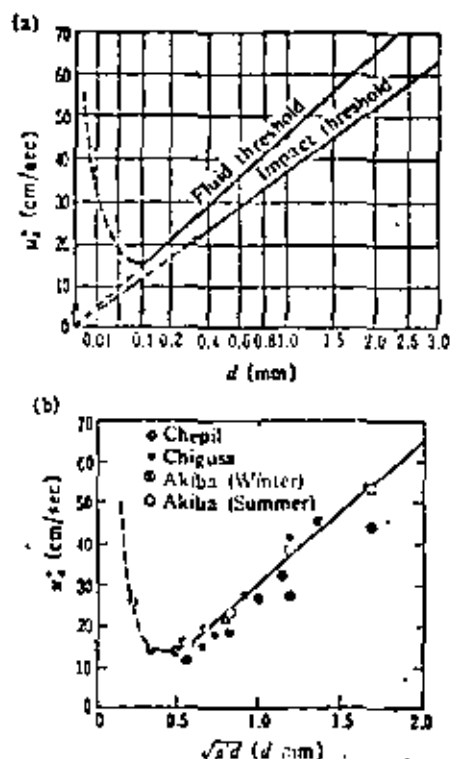


Fig. 5.5.4 Inception of sediment movement (after Bagnold, 1954, for (a); and Iwagaki, 1958, for (b)).

Table 5.5.2 Value of  $C$  (after Bagnold, 1954).

$C$	Grain size distribution
1.5	Almost uniform
1.8	Natural sand
2.8	Widely distributed sand

has a certain influence on the rate of sand transport, but it may have only a small effect under strong wind conditions. At present it is fairly difficult to evaluate the influence of wetness on wind-blown sand.

Kawamura assumed that the shear stress on the sand surface,  $\tau_s$ , consists of  $\tau_i$  caused by the impact of sand particles and  $\tau_w$  caused by the wind directly. In the equilibrium state,  $\tau_w$  must be equal to the critical shear stress  $\tau_c$ . Therefore  $\tau_s$  is expressed by

$$\tau_s = \tau_0 - \tau_c = \rho [(u^*)^2 - (u_c^*)^2] \quad (5.5.14)$$

Considering the results of experiments, Kawamura proposed the formula

$$q = K \frac{\rho}{\sigma} (u^* - u_c^*)(u^* + u_c^*)^3 \quad (5.5.15)$$

where  $K$  is a constant which should be determined by experiment. Kawamura obtained the value  $K = 2.78$  in a wind flume test. Figure 5.5.5 shows the comparison between the Kawamura and the Bagnold data, and indicates a significant difference.

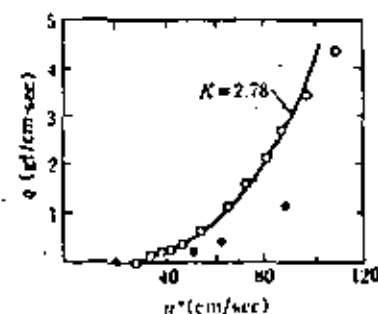


Fig. 5.5.5 Comparison between Kawamura's data (O) and Bagnold's data (●) on the transport rate of blown sand (after Horikawa and Shen, 1960).

Aside from the above discrepancy, the basic ideas of the above two formulae are almost the same, but Bagnold's equation has the disadvantage that when  $u^* = u_c^*$ ,  $q$  cannot be zero. From this point of view Kawamura's formula is more reasonable, but in the case of a strong wind, in which we are most interested, both relationships give approximately the same result.

O'Brien and Rindlaub conducted field observations at the mouth of the Columbia River, and presented the next equation based on their test results, shown in Fig. 5.5.6,

$$G = 0.036 U_s^3 \quad (U_s > 20 \text{ ft/sec}) \quad (5.5.16)$$

where  $G$  is the rate of sand transport in pounds of dry sand per day passing an imaginary line 1 foot in length drawn perpendicular to the wind direction, and  $U_s$  the wind velocity 5 feet above the beach surface in ft/sec. For convenience of comparison with other results, Eq. (5.5.16) has been rewritten as follows assuming that Eq. (5.5.3) is applicable, and that the median grain size is 0.20mm,

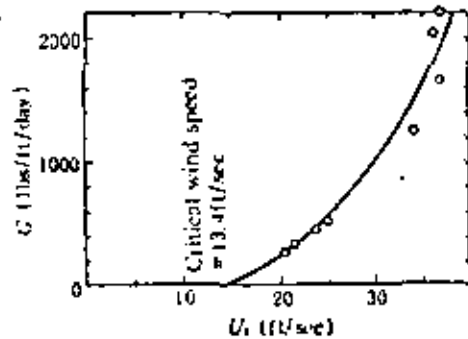


Fig. 5.5.6 Field observation data (after O'Brien and Rindlaub, 1936).

$$q = 9.96 \times 10^{-7} (u^* + 10.8)^3 \quad (u^* > 20 \text{ cm/sec}) \quad (5.5.17)$$

where  $q$  is in g/cm sec, and  $u^*$  is in cm/sec.

Chepil has studied the movement of soil and found that the coefficient  $C$  in the equation

$$q = C \frac{\rho}{g} (u^*)^3 \quad (5.5.18)$$

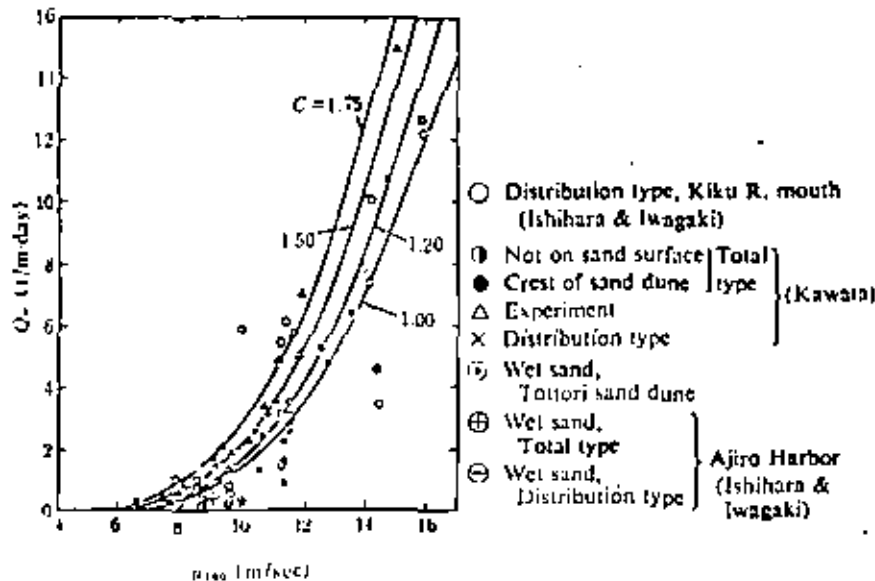


Fig. 5.5.7 Correlation between wind speed and blown sand transport rate (after Iwagaki, 1958).

varied widely for different soils, the range recorded being from 1.0 to 3.1. Another set of results is shown in Fig. 5.5.7. These data were obtained in the field by several researchers who used different types of sand traps.

Horikawa and Shen conducted a series of laboratory experiments in which a medium sand diameter of 0.20mm was used. Their experimental curve was compared with formulae of previous investigators as in Fig. 5.5.8. It should be noted that in the Kawamura formula used here, the values  $K = 1.0$  and  $u_2^* = 24 \text{ cm/sec}$  were taken. The plotted data were obtained at the mouth of the Sagami River and on the Funakoshi coast near the Hachiro Lagoon in Akita Prefecture, Japan, using the sand trap developed by Horikawa and Shen (see Fig. 5.5.9).

As stated above, most sand particles are transported by surface creep as well as by saltation, but not in suspension. The ratios of the surface creep to the total amount of sand transported,  $q_c/q$ , are listed in Table 5.5.3.

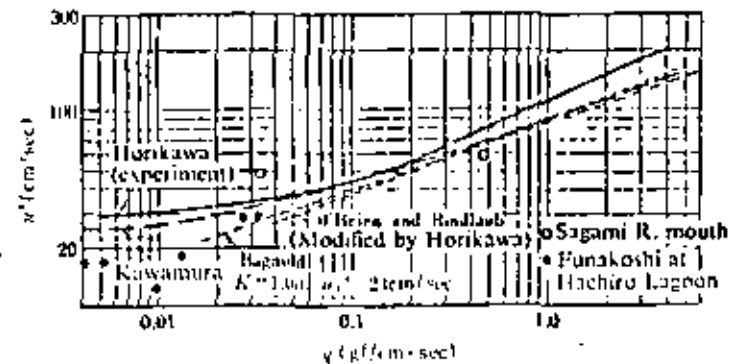


Fig. 5.5.8 Comparison of various formulae for blown sand transport rate in the case of  $d = 0.20 \text{ mm}$  (after Horikawa, 1965).

Table 5.5.3 Value of  $q_c/q$ .

Author	Grain size	$q_c/q$
Bagnold	Mean grain size 0.25mm	0.25
Chepil	(1) Fine grain size of dune sand, 54.2% of total being 0.15 to 0.26mm (2) Sceptre heavy clay, 79.6% of total being 0.25 to 0.83mm	0.157 0.249
Ishihara & Iwagaki	Sand at Ajiro Harbor	0.065 to 0.166
Horikawa & Shen	Mean grain size 0.20mm	0.20



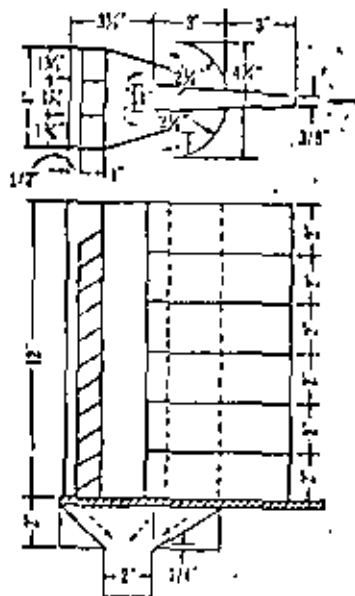


Fig. 5.5.9 Trap for blown sand (after Horikawa and Shen, 1960).

From this result, it is quite possible that the ratio  $q_d/q$  is a function of grain size and specific gravity of the sediment particles.

## Chapter 6 Field Surveys

### 6-1 Introduction

The area of our investigations is bounded on the landward side by the uprush line of waves or wind-blown sand, and on the offshore side by the water depth contour where the movement of bed material is initiated under the influence of waves. In order to understand the various phenomena which appear in this area, we have to grasp first of all their outline through field surveys, then measure the necessary quantities by an appropriate means, and analyze the recorded material in detail. The phenomena in which we are mainly interested are closely related to marine meteorology, oceanography, and marine geology. In recent years, coastal engineers have been required to have a knowledge of the biological as well as the chemical aspects.

Regarding marine meteorological phenomena, we can point out earthwide scale events such as typhoons, low pressure and high pressure areas, as well as elementary factors such as atmospheric pressure, wind velocity and wind direction, precipitation, temperature, and humidity.

Considering oceanographical phenomena, we can select numerous ones: transparency and color of the sea, water temperature, physical and chemical nature of sea water, radioactivity, currents (such as ocean currents, tidal currents, and nearshore currents), tides, wind waves, swell, tsunamis, storm surges, sea ice, and other. Regarding the geological and geomorphological aspects, we are interested in the sea bottom topography, and in characteristics of the bed material such as grain size, mineral composition, physical and chemical properties, littoral drift, nature of the soil, and other.

In order to perform field surveys, it is a basic principle to follow the measuring techniques and test methods standardized in the given field. In this chapter we will concentrate on outlining selected subjects which are closely related to our field surveys.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO)**

**OCEANOGRAFO RAFAEL SAENGER FERNANDEZ  
ENERO, 1983**

## Appendix E

# Use of Tracers in Harbor, Coast, and Ocean Engineering

\*Bruun, P. 1970. "Use of tracers in harbor, coastal and ocean engineering." *Engineering Geology*. Amsterdam: Elsevier Publishing Company.

### Summary

This appendix describes the use of tracers in various engineering fields including ocean, harbor, coastal and river engineering and some special applications of tracers, e.g., in pollution control. Certain pertinent aspects of tracer technology and methods of analyses to determine drift pattern aspects of tracer technology and methods of analyses to determine drift pattern and quantity are mentioned. A list of references and a special bibliography are included, the latter giving examples of literature on actual tracer projects in various fields of science and technology.

### Introduction

For many years methods of tracing sediments have been sought. In the past it was not unusual for scientists to investigate the mineralogic components of the sediments in order to determine the presence of a unique component or ratio of several components. If such a mineral were present, it could be utilized as a natural tracer. As an example several forms of the minerals, hornblende and augite, have been identified and utilized along the Mexican and Californian gulf coasts, respectively. Along the Gulf of Mexico coast, hornblende is pres-

ent in the sedimentary assemblage from both the Mississippi and the Rio Grande rivers. However, the type of hornblende derived from each of these sources is quite distinctive and can be separated readily by microscopic studies. Therefore, possibilities exist for identifying the source of the sediments for the area between the mouths of the two major river systems. In California the presence of augite in the bottom sediments at Santa Barbara indicates a source from rivers north of Point Conception, because the sediments from the rivers east of Point Conception do not contain augite (Trask, 1952). Kamel (1962) uses natural (radioactive) thorium as a tracer.

The study of natural tracer minerals has proven useful in fully deriving a concept of the processes functioning in a given area; however, the results may be misleading. It can be stated unequivocally that the tracer minerals mentioned above are not representative of the total sediments. Usually of all the heavy minerals, hornblende and augite are among these, representing from 1 to 5% of total sediments. The heavy minerals have densities greater than 2.80 grams per cubic centimeter, or greater than that of quartz (2.65 grams per cubic centimeter) and the feldspars ( $\approx 2.7$  grams per cubic centimeter) which, in most cases, makes up the bulk part of the remaining 95% of the sediments. Because of the greater density, the fall velocity is greater and, therefore, the heavy mineral particles act as a larger particle of quartz or

feldspar. The difference in fall velocity illustrates the cardinal rule of sediment tracing: the labeled tracer particle and the natural sediment must possess the same physical and hydraulic characteristics when exposed to wave or current forces. For this primary reason, the heavy minerals are not satisfactory tracers.

Dying of sediments had been tried in the past, but during the middle 1950s, two new methods of tracing sediment transport appeared involving labeling sediments with fluorescent or radioactive material. Both techniques involve the measurement of radiation—one in the visible spectrum and the other in the very short wave lengths. The former requires excitation by ultraviolet light energy of appropriate wave length, while the latter is self-energized, i.e., radioactive. Many different tracers are available for each technology. Reference is made to *Proceedings of the 20th International Navigation Congress, Baltimore, 1961, Section II, Subject 5, "Methods of determining sand and silt movement along the coast, in estuaries and in maritime rivers. Use of modern techniques such as radioactive isotopes, luminophores, etc."*

For the first method, a glue or resin containing a fluorescent material is painted onto the indigenous sediments, (see Newman, 1960). The sediments are injected into the environment, and samples obtained subsequently undergo laboratory analysis to determine the concentration of the labeled particles. Labeling for the latter method requires irradiation of the natural sediments if a proper purity exists (Inman and Goldberg, 1955), painting the sediments with a glue or resin containing an irradiated (excited or energized) isotope (Gilbert 1954), irradiation of a simulated (glass, plastic or concrete) sediment containing a tracer isotope (Putnam et al., 1954) or absorption of a radioactive isotope into the surface and interior of a natural sediment (Krone, 1957). Other special methods, such as forcing of radioactive gases in a carrier, exist. The sediments are injected into the environment, and the concentration of their presence is made in the field by Geiger counters or scintillators. While much has been said and written

concerning the hazards of radioactive material, a well-conceived and carefully performed radioactive tracer experiment will not be detrimental to any of the living organisms using, e.g., irradiated  $Sc_2O_3$  (common),  $Rb_2CO_3$ , Au 198, Ag 110, Co 60, Cr 51, etc. Table E.1 is a comparison between fluorescent and radioactive tracers, outlining advantages as well as disadvantages related to the practical application of the two different tracer techniques. No actual cost figures are given, mainly because the cost of radioactive tracers varies greatly with the type of tracer to be employed and the character of the specific task to be undertaken.

From Table E.1 it is noted that the main difficulty involved in radioactive tracing lies in the production and transportation of these tracers which, in turn, are responsible for relatively high costs. Often government regulations make it almost impossible to use radioactive tracers. Detection by bottom instrument and analysis is relatively easy but may involve coring. Samples have to be analyzed soon after they are secured because of the fading out of activity.

The main advantage with fluorescent tracing is that it is harmless. Furthermore, it is usually less expensive because it does not require complicated safety measures and development of tracers. Labeling materials are commercially available at reasonable prices (e.g., \$0.20 to \$0.30 per pound) instead of having to be acquired from radiation laboratories, and no safeguards are required in transporting materials. This method has, however, one main disadvantage—namely that at this stage of the development, it is based on sampling to be followed by laboratory analysis of dry samples inasmuch as scanning of wet samples is not possible. This is time consuming and lacks flexibility because it is difficult to change a sampling program until the results of the sampling(s) already carried out are known. The technique, however, may be improved by preliminary scanning (e.g., on the survey vessel itself), using ovens to dry the samples whether secured in cores, by clamshell or scraper or bound in paraffin plates pressed towards the surface of the bottom or by entirely new approaches,

Table E.1. Comparison Between Fluorescent and Radioactive Tracing

	Fluorescent	Radioactive
Production of tracers	may be produced any place where it is needed; no health hazard	irradiation process at special installation (atomic station); a number of safety measures needed; health requirements by government
Type of tracers	a great variety of colors; a few main colors	$\gamma$ -emitters preferred; a great variety in half lifetime available
Costs	relatively low, e.g., \$0.5-\$1.00/kg.	relatively high because of cost of isotopes and all kinds of safety measures which are strictly enforced by government agencies
Transport and storage	no problems	numerous safeguards; special containers and storage requirements.
Injection	by seeding; no problems	difficult because of safety precautions
Tracing time	tracers are very durable when a resin-like urea/formaldehyde is used but may contaminate areas of injection for years; some glue tracers have limited lifetime depending upon exposure	a number of tracers exist with half lifetime for $\gamma$ -ray emission ranging from a few days to half a year or more; it is usually possible to select a tracer with a half lifetime suitable for each particular purpose
Sampling or tracing	surface or core samples have to be picked up, dried and analyzed in laboratory	tracing must be done by a bottom instrument, e.g., geiger counter or scintillator, which is moved over the bottom on a sledge or similar device
Analyses	counting of particles by visual observation using ultraviolet energy-source or by a scanning machine with photoelectric cells; this may be laborious and time-consuming, therefore, a costly procedure	the reading on the geiger counter or scintillator recording instrument gives the result directly; calibration based on probings may be necessary; no further cost on analyses
Accuracy	accuracy depends upon number of samples and length of cores, and upon the accuracy of the scanning procedure itself; it is difficult for the human eye to count more than 3-4 tracers in one sample; samples must be very dry before scanning	accuracy depends upon the depth of disturbance or rearrangements of bottom material; in order to get more reliable data beyond surface readings cores may have to be taken and made subject to laboratory analyses; calibration based on probings possible under simplified conditions.
Scales	best on small scale problems	best on large scale problems

such as underwater tracing using TV cameras, or other photo techniques which, however, apply to the surface of the bottom sediments only.

Fluorescent tracings' great advantage lies in the fact that it can be put in operation with short notice and with little preparation in advance. By varying the color of the tracer label, it is possible to conduct successive tests in the same area, when conditions change quickly, without the waiting period required for radioactive tracers. Also, it is now possible to produce long-lived as well as short-lived tracers of all practical sizes needed for gravel, sand, silt and clay tracing.

### Various Methods of Tracing

#### Tracing of Pattern

Tracing of pattern simply means that the movement of the sediment is followed by dumping and sampling in some grid system allowing a concentration versus time diagram to be drawn indicating the direction and relative distance traveled by the tracer grains. This method suffices for many practical purposes where knowledge of relative magnitudes is of primary importance. Publications on this topic are numerous. The papers published in the *Proceedings of the 20th International Navigation Congress* are typical. Examples of publications of similar nature are Hydraulic Research Station (1956); Zenkovitch, (1958); Russell (1960); Griesseler and Voigt (1965).

#### Use of Tracers as Velocity Indicators

This method utilizes tracers as velocity indicators only (Bruun, 1967, 1969). The quantity of migrating material is measured in traps installed on the bottom and the average velocity of the migrating grains is measured over a certain time period, which covers the time until maximum concentrations have been passed. The total amount of material is then concentrated in an "imaginary" surface layer with thickness corresponding to the average velocities found. This method can only be operated from permanent sampling stations using

special sampling equipment. Using various colors of tracers dumped at different distances and distributing the layer thickness in the ratio between concentrations, one gets a clear picture of the multitudes which take place. This method is in principle similar to the method of "spatial integration" mentioned later.

#### Quantitative Tracing

Methods have been proposed to arrive at quantitative interpretation of tracer-measurements. The simplest method is the *steady dilution method* which utilizes a constant tracer supply over and assumes that an equilibrium concentration is obtained downstream of the injection point. The technical drawback of this method is that the supply must be given for a long time. This can be overcome by time integration (see Crickmore and Lean, 1962), but both methods are very time consuming.

The *spatial integration method* is based on separate evaluation of the mean particle speed and the depth of movement. The disadvantage of this method lies in the small concentration which may occur resulting in questionable accuracy. Determining the depth of travel may require meticulous surveys and/or corings. Reference is made to Lean and Crickmore (1962) and Hubbell and Sayre (1964).

The most practical and, undoubtedly, most versatile methods are those which apply theoretical dispersion models by which a connection is found between the transport phenomenon and the development of concentration distribution. This mathematical modeling has given promising results. For details the reader is referred to the comprehensive thesis by De Vries (1966).

#### Practical Use of Tracers

Tracers, radioactive as well as fluorescent, have now been in use for more than 10 years, and usage is still being expanded by improvements in already existing fields as well as new applications. Utilization now covers a wide range of fields, in-

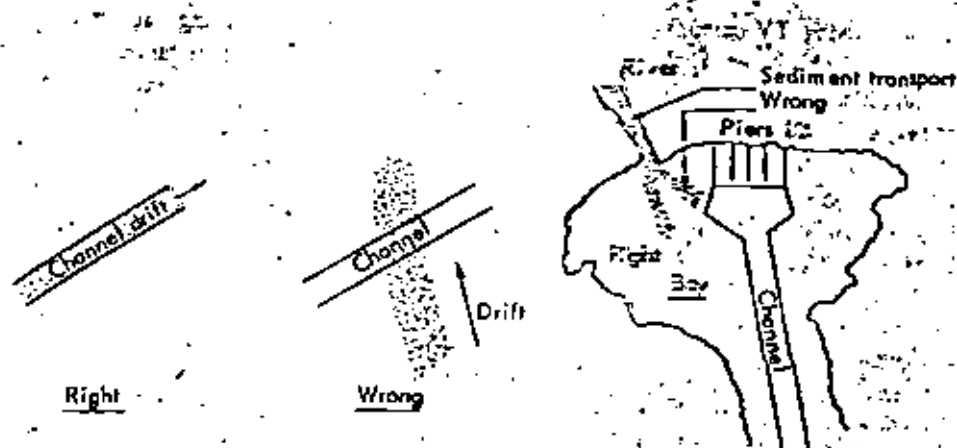


Figure E.1. Tracing pattern of drift at navigation channel; planning navigation channel; investigation of sedimentation at navigation channel.

cluding harbor, ocean, coastal and river engineering, littoral drift and dredging technology, pollution control, etc.

A number of examples of tracer applications in experiments already carried out or suggested applications are given in Figures E.1 to E.19. In the examples of projects already carried out, R indicates radio-active tracing and F, florescent tracing. Because some of the examples given are only described in commercial reports, the list of references includes a special section which gives a number of examples on practical tracing projects.

#### Tracing of Pattern(s) and Direction(s) of Sediment Transport

This application is of great importance for determining the location of a navigation channel, harbor entrance, pier or dock. Application of tracing technique may result in better planning of future maintenance of navigation channels.

*Example:* F-tracing on longshore drift in the Black Sea (USSR); R-tracing of bottom drift at Norfolk (England); F-tracing of longshore drift at several places in California and Florida. Special tracing of sediment transport pattern at inlets was carried out by R-tracing on the North Sea coast in Denmark at Thyboroen, by R-tracing in Portugal,

e.g., at Figueira da Foz, by R-tracing in India of silt transport (at Bombay), by R-tracing in San Francisco Bay and by F-tracing at several inlets in Florida, e.g., at Palm Beach Inlet, South Lake, Worth Inlet and Hillsborough Inlet. F-tracing at Kingston, Jamaica, was undertaken to determine which rivers discharge sediment in navigation channels and harbor basins.

Figure E.1 explains that a navigation channel, if possible, should not be built crosswise on a sediment transport lane (unless it is protected). It is also dangerous to build a navigation channel too close to rivers which discharge much sediment.

Figure E.2 shows how tracers may be used to determine the location of a port on a littoral drift shore the minimum costs to maintenance, dredging.

Figure E.3 explains how jetties or breakwaters for a harbor may be built to protect against a known littoral drift pattern and how a confluence of sediment carrying rivers may be arranged to avoid deposition of sediments.

#### Evaluation of the Relative Magnitude of Drift in Two Opposite Directions

When a harbor on a littoral drift shore, a dredging operation or a coastal protection shall be planned, engineers are often faced with the prob-

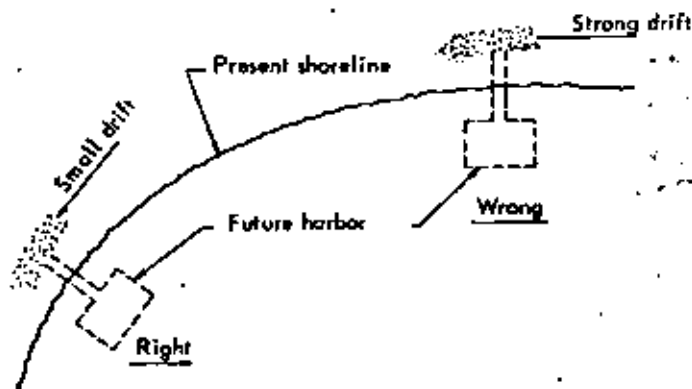


Figure E.2. Tracing of relative magnitude of drift on an open shore; planning location of port on littoral drift coast.

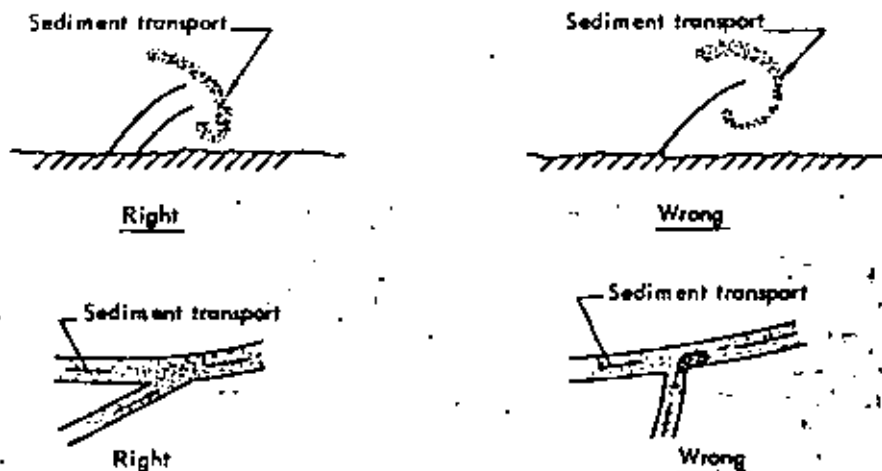


Figure E.3. Tracing pattern of drift at navigation and other channels.

lem of determining the direction of "predominant drift" as well as the relative magnitude of drift in two directions. This may be done by hindcasting of wave action and by computation of longshore wave energy based on meteorological data if wave action is the only responsible factor for material transport. Tidal and other currents, however, often play an important role, and even if the direction of predominant drift may be determined by observa-

tion of accumulation at structures extending into the sea, it is still very difficult to evaluate the relative magnitude of drift in two directions. Knowledge hereof is of great importance with respect to determining the location and extension of groin protection, the direction and relative length and shapes of jetties for protection of an inlet entrance, the location of sand traps for a navigation channel, planning of by-passing operations for



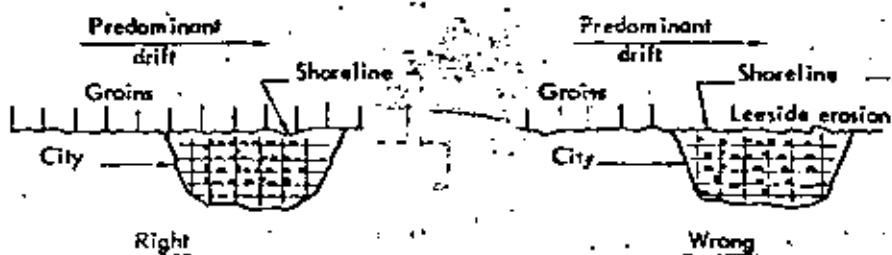


Figure E.4. How far shall a group of groins extend along a shore?

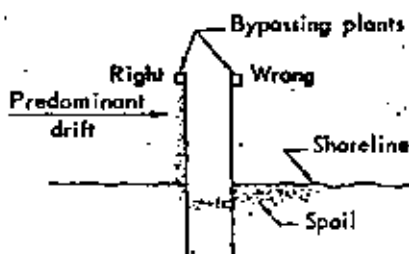


Figure E.5. Which breakwater should have the greatest length?

beach nourishment and planning of artificial nourishment and other field operations.

*Examples.* F-tracing on the Florida Atlantic in the Palm Beach and Broward Counties. Figure E.4 shows how the extension of a groin protection may be planned by tracer tests, Figure E.5 how the configuration of an inlet entrance may be determined (by tracing and by hydraulic model experiments) and Figure E.6 and E.7 how tracing may be helpful in planning a by-passing or trap arrangement.

#### *Determination of the Depth up to Which Sediment Transport Takes Place*

This is important with respect to evaluating the depth up to which a navigation channel will be disturbed by sediment transport, evaluating possibilities for erosion and of the amount of over-dredging which should be undertaken in critical areas, evaluating the possibilities for movement of

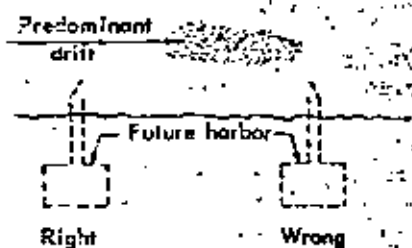


Figure E.5. On which side of an inlet should the by-passing sand plant be installed?

material dumped offshore, evaluating the possibilities for deposit on the beach of material dumped offshore for beach nourishment or for bottom stabilizing purposes, as at Long Branch, New Jersey, evaluating origin of offshore deposits of sediments and minerals, etc.

*Examples.* F-tracing at Jupiter Island, Florida, to determine the success of offshore scraping for

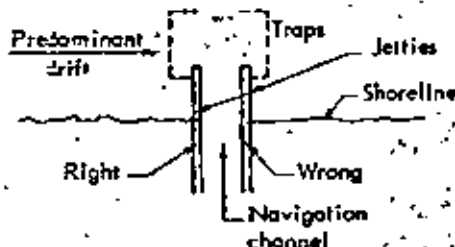


Figure E.7. Shall sand traps be placed symmetrically or asymmetrically at an entrance?

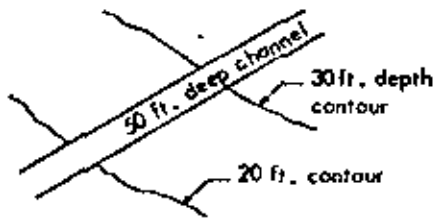


Figure E.8. Is overdepth and maintenance required beyond the 20-foot contour?

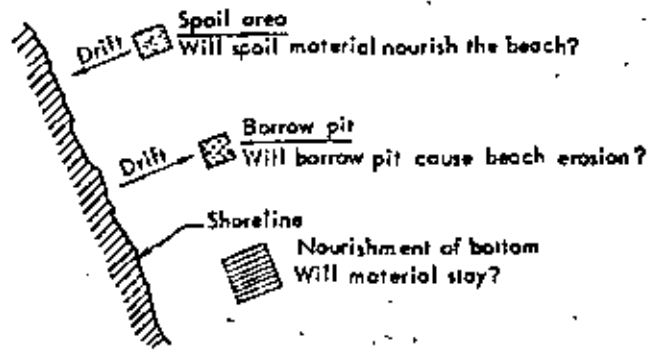


Figure E.9. Beach or bottom nourishment problems.

beach nourishment, F-tracing at Duluth, Lake Superior, for bottom stabilizing purposes, R-tracing at Japanese ports to determine the limiting depth of material movement, R-tracing at Cape Fear River, North Carolina, to determine source of shoal materials. Figure E.8 explains how tracers may be helpful in planning a navigation channel and the possible extent of maintenance dredging. Figure E.9 how nourishment of beaches from offshore sources may be planned. Figure E.10 refers to drift by currents at deeper waters where some minerals (placers) may tend to concentrate in certain areas carried by current concentrations.

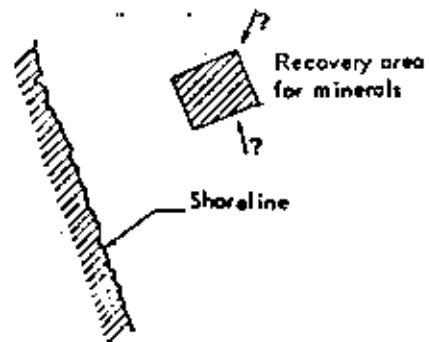


Figure E.10. Where did minerals come from and where are they going?

*Evaluation of the Possibilities of Effectiveness of a Dredging Operation*

This and the performance of a dredging operation, including quantities of redredged material, the efficiency of agitation dredging, the deposit of material from overflow at a hopper dredge, the possibility of sediment deposits by sand, gravel or shell dredges should be evaluated.

*Examples.* Figure E.11 demonstrates schematically R-tracing in the Thames Estuary when some material dumped by flood current rapidly was carried back to the area when it was dredged. Such situation may be avoided by application of tracers in the spoil area before spoiling starts (Figure E.12). On the other hand natural filling of a dredged area (e.g., a pipeline trench may be desired and the possibility for that may be looked into by tracing as shown in Figure E.13. Figure E.14 shows how dredging in a certain area may

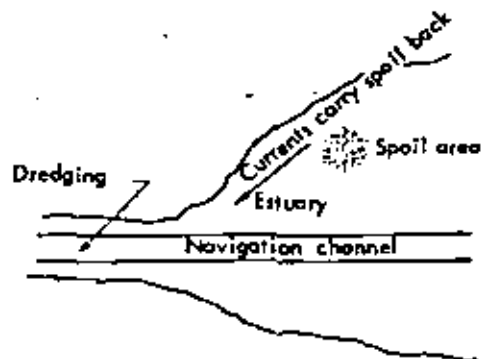


Figure E.11. Will spoil from dredging of navigation channel return to the channel?

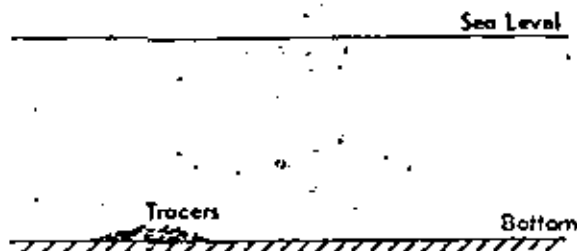


Figure E.12. Are currents able to move material on the bottom? Which way does it go?

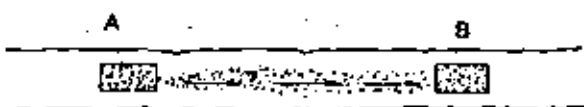


Figure E.14. Will material dredged at A by agitation or other dredging operations deposit at B?

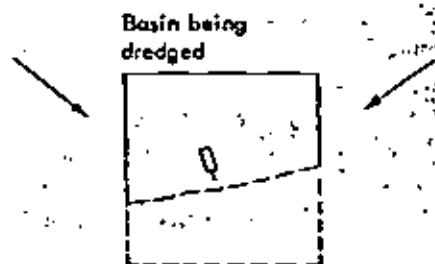
adversely affect dredging in another area. If dredging of these two areas is done on the same dredging contract, the contractor may face a loss because he redredges too much material. This has particular interest for agitation dredging where possibilities for deposits should be evaluated before dredging starts.

Figure E.15 shows how material from distant areas may be carried down in an area to be dredged. The dredging contractor may face a considerable loss if he must keep dredging material which invades his dredging area from elsewhere.

Figure E.16 demonstrates a sidecasting operation. Sidecasting, as undertaken at the Lake Maracaibo Bar, the Orinoco River Bar, at the Port Everglades (Ft. Lauderdale, Florida), the Oregon Inlet, North Carolina on a minor scale, as a forerunner for hopper dredging, and as undertaken at Gulf Coast inlets by the U.S. Army Corps of Engineers new multipurpose dredge *McFarland*, has proven to be very useful if only a minor part of the material migrates back to the dredged channel. The possibility exists that the material dumped by sidecasting may form submerged "jetties" which



Figure E.13. Will a trench dredged for a pipeline fill in again? Where should spoil be placed?



Material migrates to dredged parts of basin while dredging is undertaken

Figure E.15. Problem of siltation during dredging operation.

decrease material transfer to the channel at the same time as it may be helpful in concentrating tidal flow through the dredged channel, thereby improving flushing of material.

Figure E.17 shows overflow from a hopper dredge, and Figure E.18 overflows from a sand and gravel or shell dredge which may cause deposits in surrounding areas of the bottom, and perhaps adversely affect fish and wildlife. Tracers may help engineering planners and dredge contractors to demonstrate the possible extent of the incident sediment load.

#### Checking of the Most Effective Location of a Sand Drift Fence

A sand drift fence should be located where it causes maximum accumulation. Tracers may be helpful in determining the best location as well as

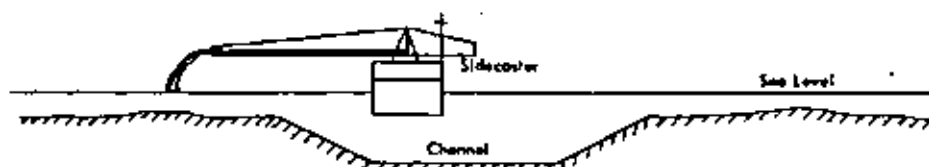


Figure E.16. Sidecasting. Will material return to channel?

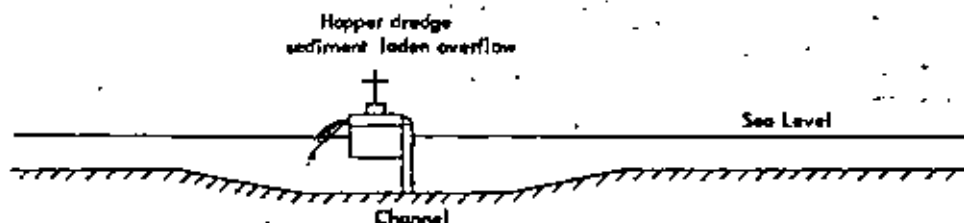


Figure E.17. Overflow of silt-laden water from hopper dredge.

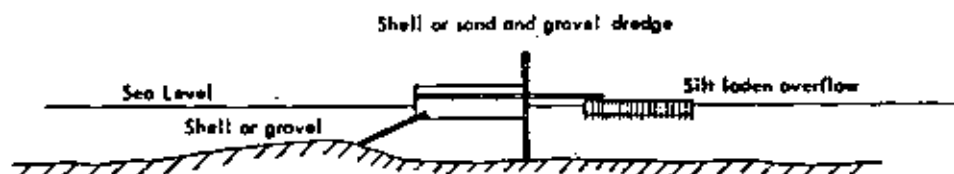


Figure E.18. Overflow of silt-laden water from sand and gravel dredge or shell dredge.

in determining the most effective area on the beach for protection of drift sand.

*Example.* F-tracing on the Outer Banks (Cape Hatteras National Seashore, National Park Service, U.S. Dept. of the Interior). Figure E.19 explains the application.

*Application of Tracers in Pollution Control:  
Thermal, Biological, Chemical and Nuclear*

Tracers in liquid form which could be fluorescent dyes like Fluorescein, Uranium (green) or Rhodamine B may be used for determining the best location of intakes and outlets for cooling water systems and determining the pattern and magnitude of pollution caused by outfalls containing sewage and/or chemical impurities. This problem is becoming increasingly more important because of the still increasing concentration of

population and the vast increase in industrial, chemical and nuclear wastes. Examples of this are so numerous that no particular case should be mentioned specifically. The reader is referred to the special list of literature references.

It is unlikely that all applications have been mentioned. When a new technique is introduced, it takes some time before it penetrates all branches of a particular field. So much may be said that there is still much to learn. Radioactive tracers must be made easier to handle and have undoubtedly expanded future application, particularly as tracers in offshore waters and estuaries for pollution control. Fluorescent tracers must be made more flexible. Special and stable dyes with narrow emission bands must be introduced and correlated with the proper resins, glues and hardeners. Some coating should be hard, thereby securing a long

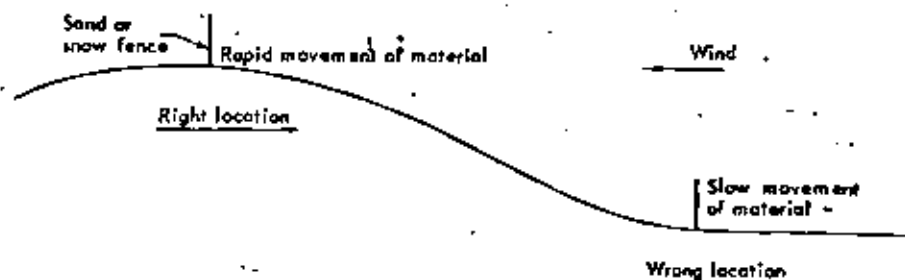


Figure E.19. Where should a sand fence be located to assure highest efficiency? Where does the material come from?

lifetime. Others must be soft so that they wear off in days or weeks, thereby avoiding contamination of lasting character.

Various kinds of sampling equipment exist ranging from paraffin plates (used by the University of Southern California, Los Angeles) to scrapers and cores (used in Florida). As mentioned below, a combination of sampling, recording and analysis technique is desirable.

The method of analysis is probably the technique which, more than anything else, calls for improvement. The human eye is, from an optical point of view, not very satisfactory. Most people are able to count two to three different colors by visual counting. But it gets difficult with four, particularly if red/yellow/orange or blue/green are involved. And it takes much time to count visually. Photoelectric scanning machines developed are helpful but several difficulties have to be overcome including difficulties in correlating excitations and dye-emission and the corresponding need for filters which often "get tired" and change character after a while. Although much progress has been recorded, we are still in the debugging stage with respect to scanning and the ultimate solution may not be solely optical insofar as direct counting is concerned. Solution and then optical scanning may be a "solution." Much has been tested and much remains to be tested. The development of underwater TV may be very useful for field tracing, particularly if the problem of underwater excitation of fluorescent tracers is solved.

#### References

- Abulato, N.; Griesseler, H.; and Sadrin, L. 1963-64. "Über den Sedimenttransport langs einer unregelmässig gestuften Meeresküste." *Acta Hydrophysica* 8:5-21.
- Arlman, J.J.; Santema, P.; and Svasek, J.N. 1958. *Movement of Bottom Sediment in Coastal Waters by Currents and Waves; Measurement with the Help of Radioactive Tracers in The Netherlands*. Tech Memo, U.S. Army Corps Engineers, 105.
- Bruun, P. 1969. Quantitative field research on littoral drift using tracers. *Proceedings of the 22nd International Navigational Congress, Paris, Section II, Subject 4*.
- De Vries M. 1966. *Application of Luminescence in Sand Transport Studies*. Meinema, Delft.
- Gibert, A. 1954. Essai sur la possibilité d'employer Ag 110 dans l'étude du transport du sable par la mer. *Lab. Nacl. Engenharia Civil, Lisbon, Publ.*, 63.
- Hubbell, D.W., and Sayre, W.W. 1964. "Sand transport studies with radioactive tracers." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 90(HY3):39-68.
- Inman, D.L., and Goldberg, E.D. 1955. *Neutron Irradiated Quartz as a Tracer of Sand Movement*. Bulletin 66:611-13. Geological Society of America.

- Kamel, A.M. 1962. "Transportation of coastal sediments." *J.E.R. Series* 185(1). University of California at Berkeley.
- Krone, R.B. 1957. *Silt Transport Studies Utilizing Radio-Isotopes*. University of California, Berkeley, Calif.: Hydrological Engineering and Sanitary Engineering Research Laboratory.
- Newman, D.E. 1960. *The Production of Fluorescent Tracers for Detecting the Movement of Sand and Shingle*. Wallingford, Berks.: Hydraulic Research Station.
- Purpura, J., and Stuiver, M. 1969. Littoral drift by wave and current action. *Proceedings of the 11th Conference on Coastal Engineering*, ASCE, New York.
- Putnam, J.L., Smith, D.D.; Welles, R.M. Allen, F.; and Rowan, G. 1954. *Thames Siltation Investigations-Preliminary Experiments on the Use of Radioactive Tracers for Indicating Mud Movement*. Wallingford, Berks.: Hydraulic Experiment Station.
- Selleck, R.E.; and Pearson, E.A. 1960. *Tracer Studies and Pollutional Analyses of Estuaries*. University of California, Berkeley, Calif.: Sanitary Engineering Research Laboratory, College of Engineering.
- Trask, P.D. 1952. *Source of Beach Sand at Santa Barbara, Calif., as Indicated by Mineral Grain Studies*. Tech Memo 28. U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board.
- Von Brauckhoff, K. and Griesseier, H. 1967. "Sandtransportuntersuchungen mit lumineszenten Sanden im Küstengebiet der Halbinsel Zingst." *Acta Hydrophysica* 11(3):137-69.
- Examples of Pertinent Literature on Practical Applications of Tracers**
- All Papers in *Proceedings of the 20th International Navigation Congress*. 1961 (Section II, Subject 5). General Secretariat Permanent International Association of Navigation Congresses, Brussels, Belgium. Including papers on R- and F-tracing in the oceans and in harbors, estuaries and rivers in Denmark, India, Japan, The Netherlands, Poland, U.S.A. and the U.S.S.R.
- Bruun, P. 1967. "Bypassing and backpassing with reference to Florida." *ASCE Journal of the Waterways and Harbors Division* 93(WW2):101-28.
- \_\_\_\_\_. 1966. *Stability of Coastal Inlets*. Oslo, University Book Co.
- \_\_\_\_\_, and Taney, N. 1967. "Use of tracers in coastal engineering." *Proceedings of 1st World Dredging Conference, New York* pp. 436-52.
- Crickmore, M.J., and Lean, G.H. 1962. "The measuring of sand transport by the time-integration method with radioactive tracers." *Proceedings of the Royal Society of London, Series A(270)*:27-47.
- Gibert, A.; Abecasis, F.; Concaves Ferreira, M.; Reis Carvalho, J.; and Coroeiro, S. 1960. "Tracing undersea sand movement with radioactive silver." *Lab. Nacl. Engenharia Civil, Lisbon*. Tech Paper 150.
- Griesseier, H.; and Voigt, G. 1965. "Lumineszenten Sand und sein Nachweis in Bodenproben." *Acta Hydrophysica* 9(3):151-67.
- Hydraulic Research Station, Department of Scientific and Industrial Research. 1956. *Radioactive Tracing in the Thames Estuary*. Berks: Wallingford.
- Ingle, J.C. 1966. *The Movement of Beach Sand*. Amsterdam: Elsevier.
- Krone, R.B. 1960. *An Underwater Scintillation Detector for Gamma Emitters*. University of California, Berkeley: Sanitary Engineering Research Laboratory.
- Lean, G.H., and Crickmore, M.J. 1962. "Methods of measuring sand-transport using radioactive tracers." *Proceedings of the Royal Society of London Series A(266)*:402-21.
- Pollard, D.D. and Timme, R.C. 1965. "Long term fluorescent studies." *Ocean Science Ocean Engineering* 2:1162-64.
- Permanent International Association of Navigation Congresses. 1961. "Ocean navigation: methods of determining sand and silt movement along the coast, in estuaries and in maritime rivers. Use of modern techniques such as radioactive isotopes, luminophores, etc." *Pro-*

*ceedings of 20th International Navigation Congress*. Baltimore.

Russell, R.C.H. 1960. "The use of fluorescent tracers for measurement of littoral drift." *Proceedings of 7th Conference on Coastal Engineering*. pp. 418-44, ASCE, New York.

Sanitary Engineering Research Laboratory. 1960. *Third Annual Progress Report on the Silt Transport Studies Utilizing Radioisotopes*. University of California, Berkeley.

Smith, D.B.; Parsons, T.V., and Cloet, R.L. 1965. *An Investigation Using Radioactive Tracers*

*into the Silt Movement in an Ebb Channel, Firth of Forth*. Wantage, Berks.: Wantage Research Laboratory.

Smith, D.B.; and Parsons, T.V. 1965. *Silt Movement in the Oxcans Spoil Ground, Firth of Forth, Using Radioactive Tracers*. Wantage, Berks.: Wantage Research Laboratory.

Zenkovitch, V.P. 1958. "Emploi de luminophores pour l'étude du mouvement des alluvions sablonneuses." *Bull. Inform. Com. Central Oceanog. Etude Cotes*. 10(5) Moscow.




---

# Tidal Inlets on Alluvial Shores

---

Tidal inlet technology includes a number of special topics, including tidal hydraulics, tidal inlets stability problems, density and pollution problems. This chapter briefly describes the tidal hydraulics aspects. It concentrates on stability problems as related to maintaining a tidal inlet on an alluvial shore in a fixed position with a cross-section which is stable against deposits of sediments. A comprehensive review of the *Stability of Tidal Inlets* is given by the author in Reference 54, 1978.

## Tidal Hydraulics

Tidal hydraulics is the field dealing with computation of tides and tidal currents in the sea, in estuaries, inlets, entrances, bays, lagoons and rivers. The basic equations for tidal hydraulic computations depend on given channel and tidal bay or lagoon area and on given conditions with respect to tides as determined by observation of actual conditions.

The following paragraph is an abstract of Reference 11 by Bruun and Gerritsen:

Tidal motion can be described as a long-wave phenomenon whereby the vertical velocities and vertical accelerations of the water particles are negligible, while the tidal currents and the corresponding differences in water-level elevation respect the basic hydraulic laws [11].

Tides are seldom of purely astronomical origin. They are often affected, sometimes considerably, by meteorological conditions. Important factors are the nature and propagation of storm tides from the sea into the coastal waters.

Mathematically, tidal motion can be described by two differential equations, the one expressing the conservation of mass (*equation of continuity*) the other the relation between the forces acting on the water particles and the resulting accelerations (*dynamical equation*).

In clearly defined tidal channels where the direction of flow is determined by the bottom topography of the channels, the flow can be regarded as unidimensional. This means that the flow can be described by a set of equations in  $x$  direction, which is the direction of the flow. The transverse flow and Coriolis effects can be disre-



garded, the latter because of the restricted width of the inlet.

Assuming the bottom of the tidal area is horizontal, the differential equations are--

1. Equation of continuity:

$$\delta h / \delta t + \delta q / \delta x = 0$$

(1) (2)

in which  $q$  indicates the discharge per unit of width  $q = Q/B$ .

2. Dynamical equation:

$$\delta v / \delta t + v(\delta v / \delta x) = -g(\delta H / \delta x) - g(v|v|/C^2 R)$$

(1) (2) (3) (4)

in which  $v$  is the mean velocity in the direction of the channel;  $x$  is the distance along the channel;  $H$  is the elevation of water level;  $h$  is the water depth;  $g$  is the acceleration of gravity;  $R$  is the hydraulic radius;  $Q$  is the discharge;  $B$  is the width of channel; and  $q$  is the discharge per unit of width;  $C$  is Chezy's friction factor.

A solution of these equations that satisfies the boundary conditions of the particular channel of known tidal characteristics gives the actual water surface and flow velocities. To find the explicit solution of the equations for a given set of boundary conditions is time consuming, and iterative or numerical step-methods therefore have great advantage.

Another method is to introduce simplifying assumptions into the basic equations. The following assumptions are most commonly used:

1. Average elevation of water surface constant along horizontal canal or bay area
2. Simple harmonic tide
3. Friction term linearized
4. Constant rectangular channel cross-section
5. Nonlinear terms in differential equations neglected

Earl I. Brown (5) developed a method to further simplify the basic equations. Brown's method

omits terms 1 and 2 from the dynamical equation and uses the equation of continuity in the integrated form. These simplifications involve eliminating the (tidal) wave characteristics of the solution.

The following are other assumptions in Brown's derivations--

1. The propagation of the tidal wave in the bay is neglected, so that high water and low water occur at the same time in all locations of the bay.
2. The inlet has a uniform cross-section and depth.
3. The tidal curves in the sea and in the bay basin are sinusoidal.
4. The basin is nearly circular, so that at any given instant the tidal plane is the same in the entire basin.
5. The length of the inlet channel is well defined.
6. The inlet channel under consideration is the only connection between the basin and the sea.
7. The fresh water draining into the basin from the upland area is inconsequential, so that the volumes of inflow and outflow during a mean tidal cycle are assumed to be equal.

The equation of continuity takes the form

$T/2$

$$\int_0^{T/2} Q dt = 2a\Delta$$

when  $2a$  indicates the tidal range in the bay, and  $\Delta$  = bay surface area.

The dynamical equation is identical with the Chezy formula

$$v = C\sqrt{RS}$$

in which

$$S = (H_1 - H_2)/L$$

Brown derives a formula for the determination of the tidal mean range in the basin, the maximum current velocities and the mean tidal prism. Brown's approach is useful for preliminary estimates but not for detailed design.

Garbis H. Keulegan (24) gives a more precise approach to the problem. He omits term 1 of the dynamic equation but the term  $\{v (\delta v / \delta x)\}$  is taken into consideration. With respect to schematization, his assumptions are similar to Brown's. By omitting one term with the time parameter  $t$ , the wave characteristics of the solution are eliminated also.

In combining the two fundamental equations, Keulegan arrives at

$$dH_1/d\theta = K\sqrt{(H)}\sqrt{(H_1 - H_2)}$$

for flood flow and

$$dH_1/d\theta = -K\sqrt{(H)}\sqrt{(H_1 - H_2)}$$

for ebb flow, which are the differential equations of the surface fluctuation in the basin.  $H_2$  and  $H_1$  represent the water level elevations in the sea and in the bay,  $2H$  is tidal range in the ocean (sinus-curve),  $\theta$  is phase angle, and  $K$  is the so-called "coefficient of repletion". In the results obtained,  $K$  plays a decisive role by summarizing the effects of the channels and the basin dimensions, the hydraulic roughness of the channel, and the period and range of the tidal fluctuations of the water level in the basin.

Keulegan's approach is quite rational for bay areas of relatively short length which can be considered as filling basins since the propagation of the tidal wave in the bay is to be neglected.

The Lorentz method (25) belongs to the harmonic methods because of the way the basic equation has been simplified.

1. Term 2 is omitted in the dynamical equation.
2. Friction term 4 is linearized.
3. Bay area and channel cross-section are introduced as constant values.

4. In the equation of continuity, term 2 is replaced by  $h (\delta v / \delta x)$ , in which  $h$  is considered constant.

The above assumptions result in the following equations:

$$\delta h / \delta t + h (\delta v / \delta x) = 0$$

and

$$\delta v / \delta t = -g (\delta h / \delta x) - kv$$

The linearization coefficient  $k$  is determined from energy considerations

$$k = (8/3\pi) (g/C^2) (V_m/h)$$

where  $V_m$  is an average maximum velocity along the channel section considered.

If one writes

$$k = \omega i g^2 \delta = (2\pi/T) i g^2 \delta$$

in which  $\delta$  is a friction angle, expressions are found for the amplitude and phase of the tide and also for the flow conditions. Both tide and flow curves are harmonic functions because of the linearized assumptions.

The velocity of propagation of the tidal wave is:

$$c = \sqrt{gh(1 - i g^2 \delta)}$$

Tidal characteristics are introduced as complex functions; the tidal motion must be analyzed into its principle harmonic components. Dronkers gives a solution of the harmonic method with real goniometric functions (14, 15).

In the prediction of tidal currents in important projects such as the damming up of tidal inlets, there is need for a method which considers typical local characteristics of the tidal motion. In Dronkers' exact method, the equations are subjected to a numerical integration process whereby all terms of both the equation of continuity and the dynamic equation are taken into consideration. An essential characteristic of this method is that the hydraulic friction is kept in its quadratic form.

The equations of continuity and momentum are solved numerically for successive sections of the tidal river or estuary; each section is generally not longer than 5 to 10 kilometers. Because continuity at the transitions between the sections exists for the flow,  $Q$ , and the total head,  $H$ , it is advantageous to replace  $h$  by  $H = h + (v^2 / 2g)$ .

The fundamental equations may then be written as follows:

$$\delta Q / \delta x = -B(\delta H / \delta t) + 2BUQ(\delta Q / \delta t)$$

and

$$\delta H / \delta x = -m(\delta Q / \delta t) + 2BUQ(\delta H / \delta t) \pm wQ^2$$

in which  $B$  is the width of channel;  $w = 1 / C^2 A^2 h$ ;  $U = (1 / 2gA^2)$ ,  $UQ^2 = v^2 / 2g$ , velocity head;  $m = 1 / gA$ .

The two differential equations are now solved by a method of iteration. A first approximation is found by substituting the approximation  $Q = Q_0(t)$  and  $H = H_0(t)$  in the right-hand members and then integrating from 0 to  $x$ . By substituting the first approximation into the right-hand member the second subsequent approximation is found.

$$Q_I = Q_0 - B(\delta H_0 / \delta t)x + 2BUQ_0(\delta Q_0 / \delta t)x$$

and

$$H_I = H_0 - m(\delta Q_0 / \delta t)x + 2BUQ_0(\delta H_0 / \delta t)x \pm wQ_0^2 x$$

The second subsequent approximations are found by substituting the expressions for  $Q_I$  and  $H_I$  and their derivatives to time into the differential equations and then integrating again.

$$Q_{II} = Q_I + \frac{1}{2}Bm(\delta^2 Q_0 / \delta t^2)x^2 \pm BwQ_0(\delta Q_0 / \delta t)x^2 + Q_I(t, x)$$

and

$$H_{II} = H_I + \frac{1}{2}Bm(\delta^2 H_0 / \delta t^2)x^2 \pm BwQ_0(\delta H_0 / \delta t)x^2 \pm \frac{1}{2}B^2 w(\delta H_0 / \delta t)^2 x^2 + H_I(t, x)$$

$Q_2$  and  $H_2$  denote sets of terms of lower order of magnitude. They can often be ignored. Continuation of the process yields  $Q_{III}$  and  $H_{III}$  but as a rule the approximation  $Q_{II}$  and  $H_{II}$  are sufficient for practical computing.

Considerable research work on tidal flow including frictional aspects has been done by Mehta and collaborators (52b, c, 53, 54).

Flow in entrances where cross-sectional areas change and fresh-water flow meets salt water presents special problems of current distribution and density phenomena which are mentioned in Chapter 6.

References 19, 52d and 54 are examples of works on the hydrodynamics of inlet jets or plumes issuing from a channel into an ocean. Reference 54 (Chapter 3) also mentions hydrodynamic aspects of combinations of waves and currents. Practical aspects of the inlet sedimentation problems are also discussed in Chapter 6 and in References 6, 28, 29, 51, 52 and 54.

#### Tidal Inlets on Alluvial Shores

Any tidal inlet on a littoral drift shore presents as integrated result of forces by flow, waves and sediment transport balancing each others in a state of "dynamic equilibrium." Normally, the inlet eventually closes because sand material cannot be deposited at the inlet in unlimited quantities. However, this closing may take a very long time. A study of old Roman maps of the Mediterranean or of old maps of the North Sea shows that several ancient inlets are still in existence, even though their location may have been changed considerably. As explained in Reference 11, one may distinguish between "location stability" and "cross-sectional stability."

#### Location Stability

##### Morphology

Most inlets on littoral drift shores migrate in the direction of the prevailing littoral drift. The migration rate of inlets on sandy coasts depends on the magnitude of littoral drift, the velocity of ocean tidal and other currents, and on the phase

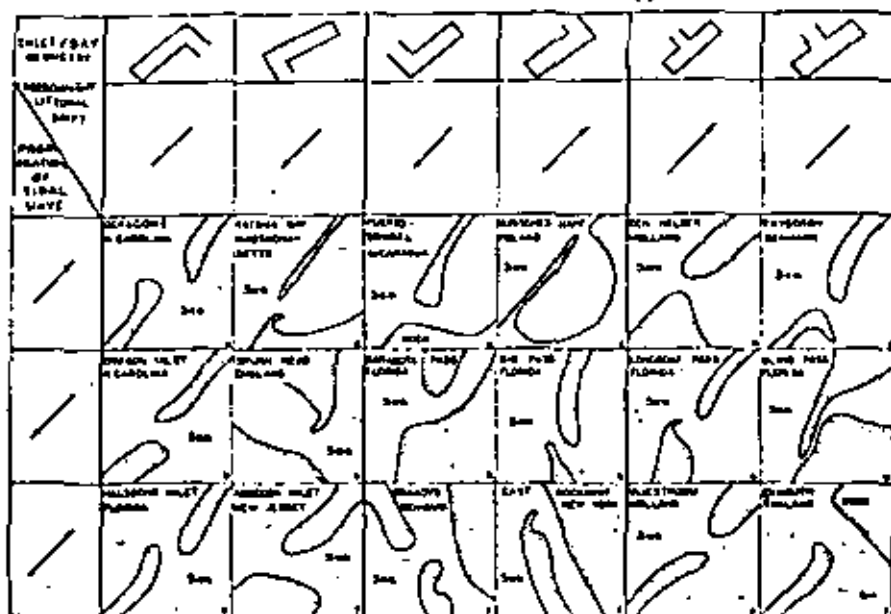


Figure 8.1. Inlet geometry (11,54).

difference between any longshore tidal current and the tidal currents in the inlet. As a result of deposits on the updrift side, the inlet channel is usually forced to move in downdrift direction causing erosion downdrift (Figure 8.1a, b, and c). By this process the updrift barrier may extend seaward in front of the downdrift barrier or land area overlapping it (Figure 8.1q).

Such a situation is time-limited, however. Continued extension of the channel by deposits increases head losses, and the inlet may finally close. Closing often happens in connection with the breakthrough of a new inlet through the barrier making a shorter, and from the hydraulic standpoint, more "practical" ocean connection. Such a breakthrough may be a result of erosion or of a storm tide. In many cases, the breakthrough happens because the barrier was flooded by storage water in the bay or lagoon and could not escape fast enough through the "long" channel.

Some inlet channels migrate as a whole. Others keep the gorge (minimum cross-section for flow) at the same place while the channel through the outer bar or shoals migrates downdrift, often

in certain cycles. Shifting from downdrift to a new updrift location, or to another position compared to the main body of the bay or lagoon, takes place at regular intervals, e.g., once every ten or thirty years. By this process large quantities of sand are transferred downdrift, influencing the erosion situation downdrift considerably.

It is interesting to note that as a result of nature's strategy of making things easy, inlets often place themselves where offshore conditions are most practical for channel maintenance i.e., because of the wave refraction at reefs, islands or canyons which may cause a favorable distribution of sand drift. Examples of this are to be found at San Diego and at Coos River at the Pacific.

#### *By-Passing by Nature*

Many coastal inlets develop a natural transfer of sand from the updrift to the downdrift side. As explained in References 6, 7 and 12, most inlets transfer material partly by tidal flow action and partly by transferring sand from one side of the inlet to the other on a shoal or offshore bar. Figure 8.2 shows a normal bottom profile without an

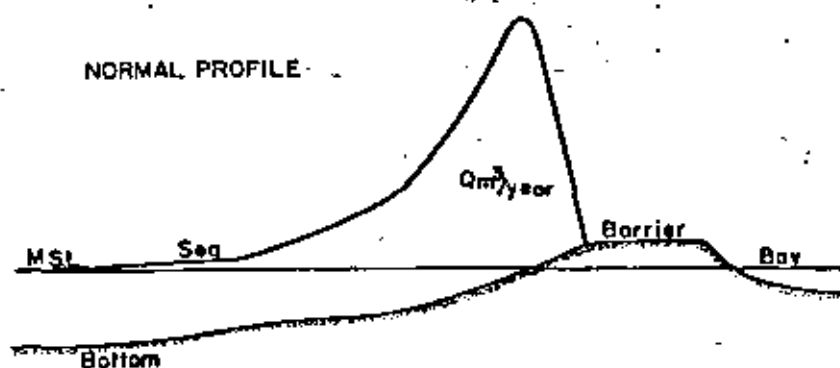


Figure 8.2. Relative distribution of littoral drifts in a normal bottom profile (11,54).

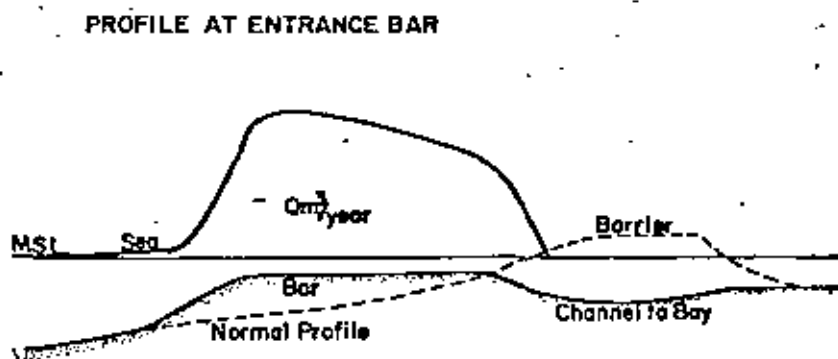


Figure 8.3. Change of littoral drift distribution caused by a breakthrough (11,54).

inlet channel. The profile carries a net quantity of  $M^3$  material per year longshore. Figure 8.3 demonstrates the changes that occur in a bottom profile after a breakthrough. The drift then takes place mainly on a bar across the inlet entrance.

It is interesting to consider the sand drift budget at the inlet. If the total amount of material carried to the inlet from all sides is  $M_t = M_{total}$ , and  $p$  percent is transferred by inlet flow,  $(1 - p)M_t$  must be bypassed on a bar or shoal (Figure 8.4). The inlet currents carry bottom material forward and backward in the inlet. If an equilibrium condition develops, inlet currents are able to push the "surplus material" that entered the inlet from the sides out of the inlet channel for depositing

offshore, in the bay, or for further migration on the ocean bottom. As explained by Bruun and Gerritsen (11), the dimensionless parameter  $M_{net}/Q_{max} = r$  seems to be significant for the magnitude of by-passing. The value of this ratio indicates whether by-passing is predominantly a "bar" or a "tidal flow" transfer. By the latter method, material is flushed out of the inlet by ebb currents carrying the material away from the inlet entrance to the offshore area, possibly in downdrift direction.

From practical experience with by-passing, the following rule may be used as a guide:  $r < 10 - 20$  indicates predominant tidal flow by-passing (little or no bar formation), and  $r > 200 - 300$

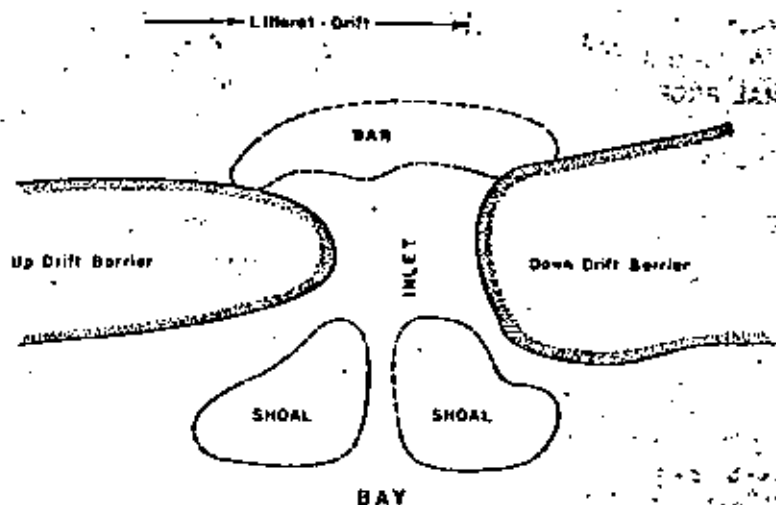


Figure 8.4. Coastal inlets with predominant bar by-passing (11,54).

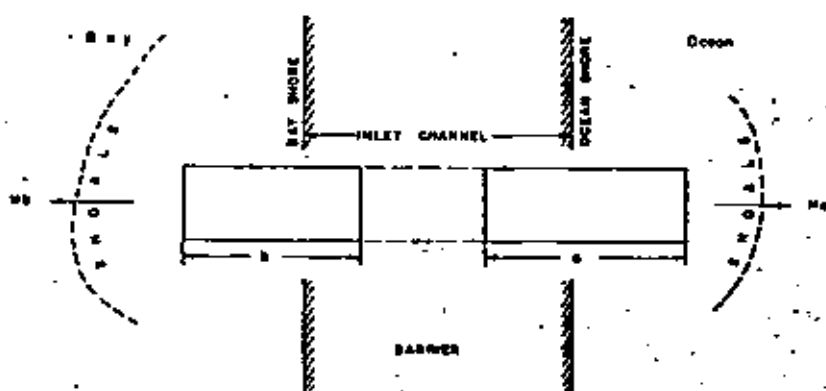


Figure 8.5. "Rolling carpet" of bottom material in inlet channel (11,54).

indicates predominant bar by-passing with typical bar or shoal formation.

In the inlet channel bottom, material is moved in both directions by the flood and ebb currents, which in the event of no fresh-water flow and a large tidal prism may be symmetrical. In the initial stage of development, when the inlet channel may be short and the inlet cross-section is expanding, the situation is as depicted in Figure 8.5, showing a horizontal picture of the inlet.

The sheet-layer (bedload) motion may be compared to the motion of "rolling carpets," with lengths  $b$  (for bay) and  $o$  (for ocean). By the movement of these carpets, part of these is lost on sea shoals ( $M_o = M_{\text{ocean}}$ ) and another part on bay shoals ( $M_b = M_{\text{bay}}$ ). If no material at all is transferred to the inlet channel by littoral drift from both sides, the channel will gradually deepen and widen until it becomes nonscouring. If the material flushing ability of the inlet equals the amount

of drift to the inlet from the sides ( $M_b + M_o = V$ ), an equilibrium condition exists (but does not last because of the continuation of deposits at both ends of the channel). If the inlet channel grows very long, a situation may develop by which the inlet current gradually weakens and the cross-sectional area of the inlet gorge decreases simultaneously because of decreases in tidal prism; this may finally result in a lack of ability of the inlet channel to flush itself adequately for all the material brought to the inlet from the longshore drift. Considering the overall stability, there seem to be three separate cases:

1. Short channel:  $V > pM_{total}$ . This will cause an unstable condition. The inlet is widening and probably lengthening. A nonscouring channel may develop, as mentioned in the following paragraph on inlet stability.
2. Medium channel length:  $V = pM_{total}$ . This will result in a stable channel as long as  $V = pM_{total}$  is valid.
3. Long channel:  $V < pM_{total}$ . This will result in an unstable condition. The inlet is shoaling because material is pouring into the inlet channel from both sides and inlet currents are not able to flush the material out. It may also happen that  $V$  increases to a maximum capacity, but if  $V$  still is less than  $pM_{total}$ , the channel will again start decreasing its flushing ability at the same time as a bar or shoal may develop at the ocean entrance of the inlet. The ability to transfer material over the bar may then increase until a stationary condition develops by which  $(1 - p)M_{total}$  is transferred over the bar, while  $pM_{total}$  is flushed out on both sides of the inlet channel for depositing on shoals. (Or, perhaps, it is mainly flushed out on one side, that is, on the ocean side if the ebb current is the strongest, which is often the case). If  $p$  is relatively small and the tidal prism is sufficiently large to

meet temporary increases of  $p$  during extreme storms, an equilibrium condition may result that may preserve the inlet as a tidal channel for centuries.

The quantity of littoral material entering the inlet from the adjacent shores depends on many partly interrelated factors, including the longshore component of the wave energy, the geometrical shape of the beach and bottom profile, the shoreline geometry and material characteristics. There is, however, another important factor—the availability of material. It is known that coastal protection structures, whether groins or certain types of sea walls, slow down the amount of littoral drift. Inlets may sometimes severely decrease littoral drift for some miles down drift. If the littoral drift is strong and the tidal prism is ample, more breakthroughs may then occur and the inlet may stay open for a longer period of time.

The East Coast of the United States includes an almost continuous barrier coast with numerous inlets, some of which have stayed open as long as they have been known. Others have opened and closed continuously. The tendency toward breakthrough usually increases in the downdrift direction, usually south, simply because the littoral drift decreases with the number of inlets accompanied by sea and bay shoals on which material deposits temporarily or permanently. At present, the North Carolina shore north of Cape Hatteras has only one inlet, the Oregon Inlet, but others have existed. The net south littoral drift is probably above 500,000 cubic yards per year. Occasionally new inlets have broken through and shortly closed again.

Oregon Inlet is depicted on English maps from the sixteenth century, but other historical sources indicate that the present inlet was opened by a seiche generated in the Pamlico Sound during the passage of a tropical storm in September, 1846. In the period from 1846 to 1952 this inlet migrated 1.5 to 2 miles southward.

Maintenance by dredging has been about 100,000 cubic yards per year. The ocean bar channel has project dimensions of 400-foot width and

14-foot depth, but shoals 8 to 9 feet deep occur. Another inlet was located 8 to 9 miles south of the present location of Oregon Inlet, possibly for centuries. However, it did close in January, 1922, and was reopened in 1924 as "New Inlet," but closed again in the 1930s. In 1962, the March 9 to 11 storm opened up a new inlet just north of Buxton (village of Cape Hatteras). This inlet was closed by a hydraulic dredge the following year.

West of Cape Hatteras the littoral drift is undoubtedly of much less magnitude. The first inlet is Hatteras Inlet, found open in 1585 and remaining open since then. The inlet migrated about 3,600 feet southwest between 1852 and 1905 and has been rather stable in location since then. With its 50,000-square-foot gorge cross-sectional area, the Hatteras Inlet has swallowed huge quantities of sand. No wonder, then, that the next island, the Ocracoke Island, has suffered severe erosion which washed out all dunes in the northern part. The situation at the southern part of the Ocracoke Island is similar. Since 1830 the spit has extended about 8,000 feet in the southwesterly direction in the next inlet, the Ocracoke Inlet, and huge quantities of material have accumulated in shoals, thereby depriving downdrift beaches.

The shore from Ocracoke Inlet to Cape Lookout consists of washout barriers and inlets that cause continuous drain of material from the shore for depositing in shoals. Many inlets, however, have not been able to stay open because of overwhelming littoral transport to the inlet entrance compared to the available tidal prism. The shore between Cape Henry and Cape Lookout (about 200 miles) today has only three open inlets but also 10 to 12 "fossil" inlets which have been open at various times.

Along the South Carolina and Georgia coast, many inlets are in a deteriorating state, surrounded by eroding shores and extensive ocean and bay shoals. Some important inlets, such as the entrance to Charleston Harbor and Port Royal Sound in South Carolina, the entrance to Savannah Harbor in Georgia and St. Mary's River, the border stream between Georgia and Florida, are maintained by

dredging operations to satisfy urgent navigation needs.

The Florida Atlantic and Gulf Coast are particularly suitable for description of by-passing phenomena—by nature as well as by man. Information on Florida inlets is available from hydrographic surveys and dredging operations (6,7). Quantities of material by-passed by natural action and quantities of material that settled down in the inlet and its adjoining entrance areas are listed in Table 8-1. Most data are derived from reports of the U.S. Army Corps of Engineers, Jacksonville District. These data, needless to say, should still be considered approximate.

South of Cape Kennedy, "the big robber" of material for the lower East Coast, the number of inlets increases. The net quantity of drift increases from an order of magnitude of approximately 250,000 cubic yard per year predominantly south at the Fort Pierce Inlet, to perhaps 10,000 to 20,000 cubic yard per year at Government Cut (Miami Beach).

The number of the inlets and rivers on the upper East Coast of Florida, with its heavier drift, is one per 40 miles. The number of inlets on the lower East Coast, with less drift, is one per 20 miles (including some inlets which were cut by man, replacing earlier breakthroughs or inlets cut by nature).

On the lower Gulf Coast, the predominant littoral drift (about 50,000 cubic yard per year) is limited because of low wave energy input. There is presently one inlet per 10 to 15 miles in four lower Gulf Coast counties (about 150 miles of shore).

The upper West Coast of Florida has only a few inlets. The predominant drift is perhaps on the order of 150,000 cubic yard per year, and the tidal prisms vary strongly because of the diurnal tide. There may even be no predominant drift for a year or two. Such a situation permits a few larger inlets to stay open while all smaller breakthroughs must close.

Some specific examples of by-passing in Florida on bar or by tidal flow or by both are mentioned in Chapter 6. Nature's by-passing is, how-



Table 8.1. Predominant Drift A and By-Passed Drift B at Florida Atlantic Inlets  
(Cubic yards per year)

Inlet or entrance	Predominant drift A	By-Passed drift B
St. Mary's River	500,000	unknown
St. John's River	500,000	unknown
St. Augustine Inlet	500,000	unknown
Matanzas Inlet	500,000	almost all
Ponce de Leon Inlet	400,000	200,000
Canaveral Harbor (no tidal flow)	350,000	very little
Sebastian Inlet	300,000	200,000
Ft. Pierce Inlet	250,000	150,000
St. Lucie Inlet	200,000-250,000	30,000
Jupiter Inlet	200,000-250,000	150,000
Palm Beach Inlet	200,000-225,000	very little
South Lake Worth Inlet	150,000-200,000	40,000
Hillsboro Inlet	100,000	perh. 30,000
Everglades Inlet	50,000	very little
Bakers Haulover Inlet	50,000	very little
Government Cut, Miami Beach	20,000	very little

\*All figures are approximated and give order of magnitude only.

ever, always characterized by the existence of ocean shoals, bars and shifting channels with irregular depths and therefore does not offer ideal conditions for navigation. When man tried to improve the situation, he interfered seriously with nature's procedure by creating littoral barriers for the natural drift with dredged channels often protected by jetties. Downdrift erosion was the inevitable result.

#### *By-Passing Principles*

Several methods of by-passing by mechanical means exist. Table 8.2 is a review of 1978 status of by-passing arrangements (36) shown schematically in Figure 8.6.

Table 8.3 is a summary of Table 8.2 and gives the number of plants, in operation or planned, distributed within each category.

By-passing of sediment by mechanical means must be undertaken at littoral drift barriers because it is necessary to maintain a certain depth. Nature itself is unable to maintain a certain depth because of the combined scouring actions of currents and waves.

The most simple examples of by-passing are found at breakwaters, single or double, perpendicular or parallel to shore provided with dredged entrance channels for navigation. In order to establish satisfactory conditions at such installations, by-passing usually has to be "full" or

Table 8.2. Sand By Passing Plants or Arrangements (54 and Figure 8.6)

Location	By Passing Arrangement	Status 1977-1979
Bakers Haulover, Fla.	None	Permanent transfer from bay shoal trap suggested
Boca Raton, Fla.	Trap in entrance	Transfer from trap behind updrift spur-jetty perpendicular to breakwater suggested
Canaveral Harbor, Fla.	None	Erosion to be mitigated with nourishment from offshore sand sources
Channel Islands Harbor, Calif.	Trap behind updrift detached breakwater	Operational. Dredged biannually with sand bypassed to downdrift, Port Huenerne
Durban, South Africa	Movable Plant	Abandoned
East Pass, Fla.	Depressed weir and trap	Weir jetty completed 1969. Difficulties with weir operation experienced
Fire Island, L.I., N.Y.	Transfer from bay shoal	Operated. Model on trap arrangement considered
Ft. Pierce, Fla.	Transfer from bay shoal	Placement of maintenance dredging on downdrift beaches
Hillsboro, Fla.	Depressed weir and trap	In operation since 1952, very successful
Houston, Corpus Christi, Tex.	Bay and ocean shoal dredging	Hopper-dredged and disposed offshore
Jupiter Island, Fla.	None	Depressed weir and trap proposed. Downdrift erosion mitigated by nourishment from offshore source
Masonboro, N.C.	Depressed weir and trap	In operation. Some difficulties with weir experienced, redesigned
Marina di Carrara, Italy	Fixed plant on platform	Operating
Mexico Beach, Fla.	Jet pump from Crater	Operating on research basis
Moriches Inlet, L.I., N.Y.	Fixed plant proposed	Bypass of jetties (to be extended) authorized
Nagapattinam, India, Bay of Bengal	Pump on trestle pier with shutters	Operational
New Pass, Fla.	Ocean shoal dredging	Occasional transfer from ocean shoals
New port, Calif.	Undetermined	Recirculation by trap at lower end of 1/2-mile reach being studied
Palm Beach, Fla.	Fixed plant	Revision planned by alternative arrangement, partly successful
Paradeep, India, Bay of Bengal	Movable plant on trestle	Operational but not successful due to limited capacity, additional dredging necessary
Perdido Pass, Ala.	Depressed weir and trap	Operated since 1969, successful

Table 8.2 continued

Ponce De Leon, Fla.	Depressed weir and trap	Completed and in the testing stage (see Reference 54).
Port Everglades, Fla.	Ocean shoal dredging	Transfer from shoals in ocean entrance suggested. Erosion mitigated by federal beach erosion project
Port Hueneme, Calif.	Trap behind updrift breakwater	Transfer from trap breakwater
St. Lucie, Fla.	Jetty weir and trap for hydraulic bypassing proposed	Construction recommended
Salina Cruz	Jet pump	Tests, doubtful.
Santa Barbara, Calif.	Trap inside updrift breakwater	Bypassing by pipeline dredge to downdrift beach
Santa Cruz, Calif.	Trap in navigation channel	Operating, Jet pump being tested
Sebastian, Fla.	Channel sand trap with periodic placement of sand on downdrift beach	Continued transfer, successful.
Sinnecock, L.I., N.Y.		Being studied, bypass authorized
S. Lake Worth, Fla.	Fixed plant	New jetties and pump in 1968, satisfactory.
Twin Lakes Harbor, Santa Cruz, Calif.	Fixed plant	Operational, 1972
Ventura, Calif.	Trap behind detached breakwater	Operational but difficulties with reversals in transport direction
Virginia Beach, Va. (Rudee Inlet)	Weir	Jet pumps, economy doubtful.
Vishakhapatnam, India, Bay of Bengal	Detached breakwater - trap and transfer by pipeline across entrance to harbour	Operational. At this time successful

\*At this time several bypassing projects based on dredging of entrances by hopper dredges are operated in various parts of the world. New technology by split hull dredge hopper barge successful (USCE, Wilmington District, N.C., U.S.A.).

This table was reviewed by Mr. Thorndike Saville, Technical Director of the CERC with the assistance of several districts of the US Army Corps of Engineers with particular reference to by passing projects in the United States (1977-1978).

"almost full" because material, which may escape trapping-structures on the updrift side, may settle in the entrance channel. The possibility still exists that some material may by-pass in suspension. This is the case at the Port of Hirtshals on the Danish North Sea Coast (Figure 6.6 and Ref-

erences 6 and 36. While in other cases, like at Santa Barbara, California (50), very little material by-passes the entrance. The finer the material and the rougher the sea, the larger is that part of the sediment transport which by-passes at its "own power". However, the material by-passed may not

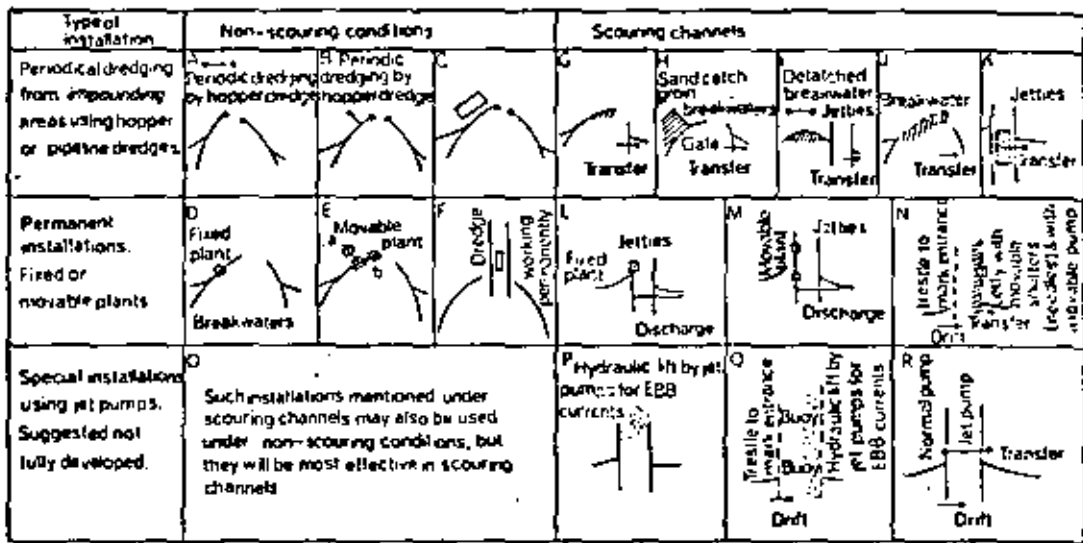


Figure 8.6. Various principles of by-passing material (36,54).

Table 8.3. Number of By-Passing Arrangements Established or Under Consideration by 1978\*. (36). (Summary of Table 8.2)

	Fixed plants	Movable plants	Detached breakwaters	Weir jetties	Sand catch or dredged trap up-drift in channel or bay
Built	5	3	3	7	13
Suggested	1	—	—	2	—

\*This table gives the right order of magnitude of current projects

be pushed far enough away and may wind up in shoals creeping in on the entrance channel from the opposite side. Examples of this are Hirtshals (Figure 6.6) and Aveiro (Figure 6.12).

At tidal inlets on sediment transport shores, tidal currents are helpful in the by-passing process (12, 35, 54). The mechanics of by-passing, in this case, involve flushing by tidal currents. Mate-

rial deposited temporarily in the tidal channel is carried out into the ocean, the bay, or the lagoon by tidal currents. In the case of the former, the material may to some extent, as a result of wave action, be transferred to downdrift shores. With respect to the latter, material flushed by flood currents will usually have to be picked up by some device when it has accumulated to an annoying extent. The quantity of material by-passed by nature's assistance depends upon sediment characteristics, wave climate, the magnitude of the tidal currents and their direction when compared to the direction of wave propagation, and long-shore currents.

The main difference between by-passing at harbors and at tidal entrances lies in the action of the tidal currents. It may therefore be said that while in the case of harbors, by-passing arrangements may be designed solely on wave mechanics principles, the design at tidal inlets also includes current mechanics.

This also means that whereas at ports one is usually faced with a *fait accompli* requiring full impact and action by structural and mechanical means, at tidal inlets there is a better chance of obtaining an intelligent solution where nature's forces are used as a supplement to man's force, or vice versa.

To be fully systematic, one may say that it is possible to distinguish between by-passing at non-scouring channels and scouring channels.

The difference lies solely in the fact that while all methods used at non-scouring channels can also be applied at scouring channels, it is not possible to use all methods at scouring channels indiscriminately for non-scouring channels.

#### *By-Passing Plants*

Table 8.2 (54) shows sand by-passing plants and arrangements (1978).

A few cases should be mentioned specifically. The movable plant has been in operation at Durban, South Africa up to 1953, but was abandoned then and replaced by trap dredging.

At Paradeep, State of Orissa, Bay of Bengal, India, a large movable plant which included a 750 horsepower pump producing 500 tons sand/hour was installed on a 370-meter steel trestle running perpendicularly to the updrift breakwater, in the middle sixties (Figure 8.6 E). The specifications required that the dredge pump combined with a booster pump should be capable of handling this quantity of slurry through an 18-inch reducing to 16-inch, pipeline about 2,200 meters long. The plant was supposed to work fairly regularly throughout the year in most weather conditions. The trap capacity, however, proved to be too small to handle the strong deposits during the monsoon and sand by-passes the trap when it is filled, some of it in suspension even before it is filled. The result is that it has become necessary also to operate a hydraulic pipeline dredge in the entrance to remove the sand which escaped the trap.

At Nagapattinam in the south east part of the State of Madras on the Bay of Bengal, India, a mobile pump was installed on a downdrift trestle jetty extending to about 7-foot depth at MLW (Figure 8.6N). The pump has an 80-foot boom. Suction is 14-inch, discharge 12-inch up to 1,000 feet. Pumping capacity is 150 tons of solids/hour at 130 horsepower. Normally the pump works from October until April in the channel and from April to September at the end of the trestle.

Pumping capacity is supposed to be about 100,000 tons per year. The jetty is provided with needle shutters which are closed during June to September every year during the south east monsoon. The spoil from the pumps is deposited on the north shore about 300 meters from the jetty. So far the results from this pilot installation have not been too encouraging, causing only little increase of depths of the channel to be used by fishing boats. One reason undoubtedly has been lack of experience in operation. A similar plant has been suggested for Machilipatnam in the State of Orissa on the Bay of Bengal.

From Figure 8.6 it may be noted that most by-passing arrangements are based on traps including combinations with spurs or weirs. The most effective trap is provided by the detached breakwater (Figure 8.7). Fixed plants have not been too successful, although the relatively small plant at the South Lake Worth Inlet in Florida (6,7,11, 12,54) has worked satisfactorily. On the other hand the fixed plant built at Salina Cruz in Mexico more than 20 years ago proved to be a complete failure. It was established on the up-drift side of the port in the corner between the updrift breakwater and the shore, but the plant never became operational as it was planned because littoral drift quantity was considerably higher than the capacity of the pumping plant which — due to its rigidity — was choked in sand. Attempts were made to feed it by means of bulldozers, but this project became too laborious and difficult, so the plant was abandoned.

It is probably rather doubtful that more of them, although proposed or under discussion, will be built as the most recent experiences are not very promising. The 250,000 cubic yards per year plant at Palm Beach Inlet in Florida, Figure 8.8, has not been fully satisfactory either and has seldom operated at the planned full capacity (6, 7, 8, 54). Movable trestle-plants are expensive and still do not seem to be flexible enough. The Durban plant was abandoned and the Paradeep plant is not adequate. Sand by-passes it.

By-passing of sediments across an ocean approach channel often presents problems. If sediments are mainly fines in suspension, gentle side

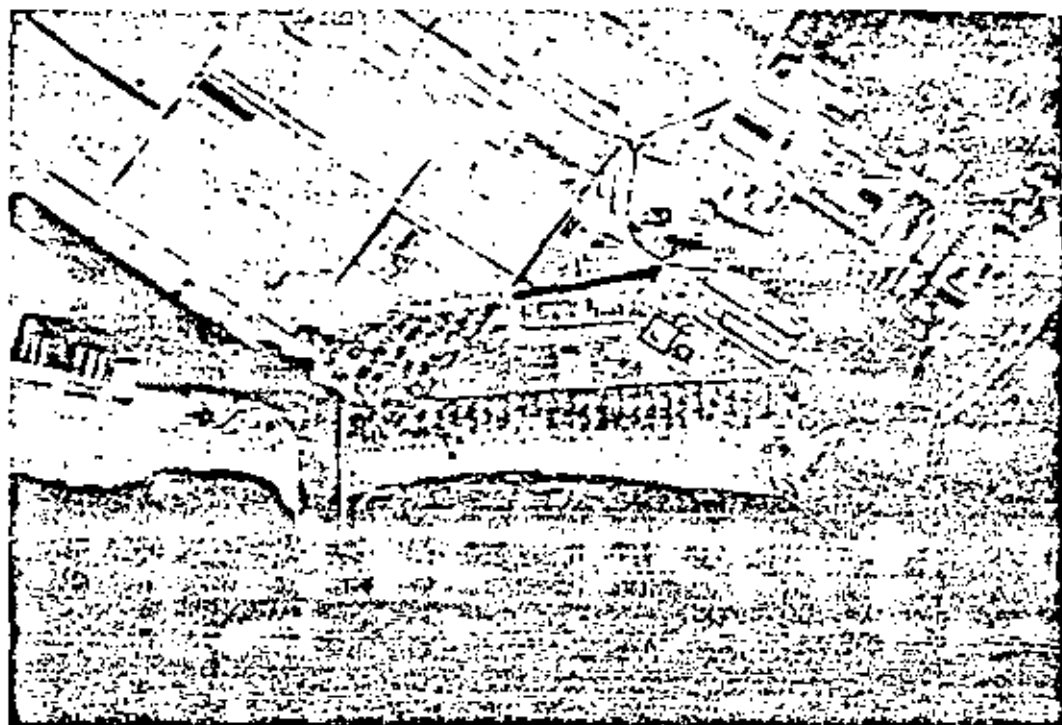


Figure B.7. Detached breakwater, Ventura Harbor, California (36.54).

slopes, e.g. lin 30, will often be an advantage as circulating eddy currents inside the slopes may be avoided.

See Figure 6.41b and Chapter 6, where a project for improvement of the approach channel to the Port of Karachi, West Pakistan is mentioned.

#### *Future Development of By-Passing (54)*

It may be said that by-passing served two purposes: (1) protection of navigation channels against deposits by longshore littoral drift materials; (2) protection of downdrift side beaches against starvation caused by the littoral drift barrier.

The best solution to the dual problem obviously is a full-proof break on the drift prohibiting material in any quantity to enter the navigation channel or escape where it is not wanted – and full transfer of all material deposited in the trap to the downdrift side beaches.

The most reliable or effective trap arrangement is undoubtedly the detached breakwater

built off-shore on the updrift side (Figures 8.6A, 1 and Figure 8.7). But it is an expensive solution requiring a large offshore area, a usually rather expensive breakwater and an effective suction dredger of a sea-going, therefore also expensive type, plus a rather long and therefore also costly pipeline, possible with one or more booster stations to push the material all the way to the downdrift side beaches.

Generally it may be said that developments which are taking place favor the most flexible arrangement of traps to be dredged by floating equipment which bypass the material across the littoral drift barrier. The success of such arrangements, however, depends partly upon the correct placement of the trap from a sedimentation as well as a practical viewpoint in regard to transfer of material and partly upon the equipment available for transfer and the economics involved.

With respect to the former we are still gaining knowledge. This refers to model technique as well as to field experience from actual operations.



Figure 8.8. The Palm Beach Inlet, Florida Atlantic Coast, with by-passing plant (6.54).

Trap arrangements at or on the updrift side of a sand catch breakwater like Figures 8.6 I, H, however, leave the dredging equipment somewhat exposed to wave action. The submerged weir was (Figure 8.6J) introduced to alleviate this drawback but it has not been fully satisfactory in all cases. While the Hillsboro Inlet, Florida, the "old timer" in the group, Figure 8.9, must be classified as a success, the arrangement at the Masonboro Inlet, North Carolina (40) and the arrangement at East Pass, Florida, have experienced some difficulties due to weir operation.

With respect to new systems of dredging, the Dutch platform dredge Figure 9.29 may become a very useful tool, while attempts to develop a submersible dredge so far have not been very successful. On the other hand, it has been demonstrated that the principle is useful in practice, when it has been finally "debugged".

The application of jet pumps to stir up material, Figures 8.6 P, Q (35a, 36) utilizing ebb

currents as the main flushing or carrying agent, may prove to be a very practical arrangement, but it only helps to carry the material away from a certain local area like agitation dredging and does not remove the material from the general area of concern.

Jet pumps submerged in the entrance for transfer by normal pumping power (Figure 8.6 R, Reference 34) may also prove a useful procedure but it only covers a rather local area, although its influence may be expanded for some distance to either side by several pumps and pipelines.

Further development of available dredging equipment, however, is essential (36, 46, Chapter 9). The deep water mining industry may become a contributing factor in this respect.

The application of air lift systems as a means of "gentle" agitation dredging for by-passing of silt and clay deposits may become an important measure because it eliminates the need for disposal areas, at the same time fulfilling ecological requirements (Figure 6.33).



Figure 8.9. The Hillsboro Inlet, Florida Atlantic Coast, with depressed weir and trap arrangement for by-passing (6,54).

#### Cross-Sectional Stability

Studies by Bruun and Gerritsen (11, 12) and by Bruun (6,8) indicate the close relationship that exists between *horizontal stability*, which relies upon by-passing of material entering the channel from the channel sides and attempting to choke it, and *cross-sectional stability*. It is reasonable to assume that a tidal inlet arranges itself in the most practical way. To understand the interaction between sediment transport and tidal flow, it is necessary to recapitulate briefly some results on bottom geometry from river hydraulics (6, 8, 54).

Figure 8.10 (23) demonstrates the relationship between slope, bed shear velocity, bed friction factor and depth (laboratory experiments,  $D_{ave} = 0.14$  millimeter). In the velocity range where dunes are the characteristic bed form, slope is nearly constant and is less than the maximum slope for the ripple regimen. Bed shear velocity is also lower. The Darcy friction factor,  $f = 8gdS_b/\bar{V}^2$ , drops from 0.12 to 0.02 when the bottom configuration changes from rippled to flat. (Depth

of flow in flume tests was about 0.3 feet and discharge about 0.5 cubic feet per second.)

The variation in resistance with bed form referring to the Manning  $n$  or the Darcy-Weisbach  $f$  for various sands and bed forms is mentioned by many authors, e.g., D. B. Simons and E. V. Richardson (30).

Changes in bed form observed in flume experiments also occur in natural streams (Figure 8.11). At one discharge, a duned bed may exist, and at a larger discharge the bed form appears as flatter dunes moving toward a plane bed. Later, with increasing velocity, anti-dunes may develop. The resulting change in resistance to flow as bed form develops may cause a definite break or discontinuity in the stage-discharge relationship. The friction factors given by investigators for natural streams with similar bed material and bed forms as the flume experiments are approximately the same as those given for the flume experiments, whereas the actual location of the transition zone depends on a number of factors, including bottom material characteristics, relative roughness and Froude number.



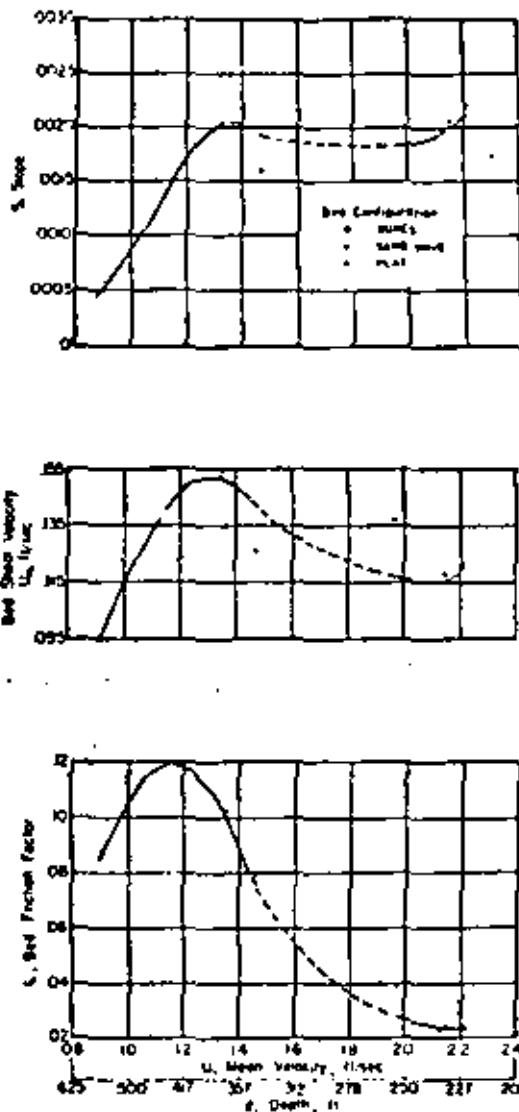


Figure 8.10. Variation of slope, bed shear velocity, and bed friction factor with mean velocity and depth for constant discharge experiments (23).

Reference is made to the considerable literature available on this topic, particularly by Garde and Ranga Raju (20), by Engelund and Hansen (16, 17, 18) and by Simons, Richardson and Haushild (31).

Although it is difficult to compare flow in a tidal inlet channel with river flow because tidal ranges will usually be much smaller than the fluctua-

tations related to river stages, it is certain that there must be a similarity between the development of bottom geometry in rivers and in tidal inlets. According to experience gained from flume tests, it takes a matter of minutes to develop a certain bottom geometry. What happens at tidal inlets is probably similar to what is described in Figures 8.10 and 8.11. Ripples develop at mean flow velocities of 1 to 2 feet per second and are replaced by dunes at 2 to 3 feet per second. With increasing velocity, dunes change character and offer a decreasing resistance to flow before finally approaching the plane bottom at mean maximum velocities of 3 to 5 feet per second.

When comparing tidal inlet and river geometry, it should be noted that tidal inlets usually have a clean sand bottom because they receive material from the littoral drift. Rivers are often loaded with fine sediments and may have clayish or silty bottoms, or a mixed sand, clay and silt bottom that may occasionally exhibit a hard surface layer. Most research mentioned above, however, refers to smaller, rather shallow rivers or creeks with sand bottoms. Depths may vary from 1 to 5 feet, whereas tidal inlets may have depths of 10 to 20 feet, or considerable more if they are improved by dredged channels, jetties or both.

The Froude number which exists in the case of tidal inlets is therefore smaller than that for the streams and rivers normally considered in unidirectional flow studies — that is, about 0.2 at maximum current velocity compared to 0.4 to 0.6 for rivers at rising stages and even higher values for steep mountain streams, which may have Froude numbers above 1. In Reference 6, Bruun gives the ranges of determining shear stress for cross-sectional stability and its relation to bottom geometry in comparison with river data. Attempts to combine the effects of unidirectional and oscillating flow, referring to research on oscillating flow versus bottom geometry by Jonsson (22), are also mentioned.

Any stability consideration at tidal inlets must be related to the amount of drift transferred to the inlet from the sides. If this drift is small, no strong currents are needed to flush a normal tidal en-

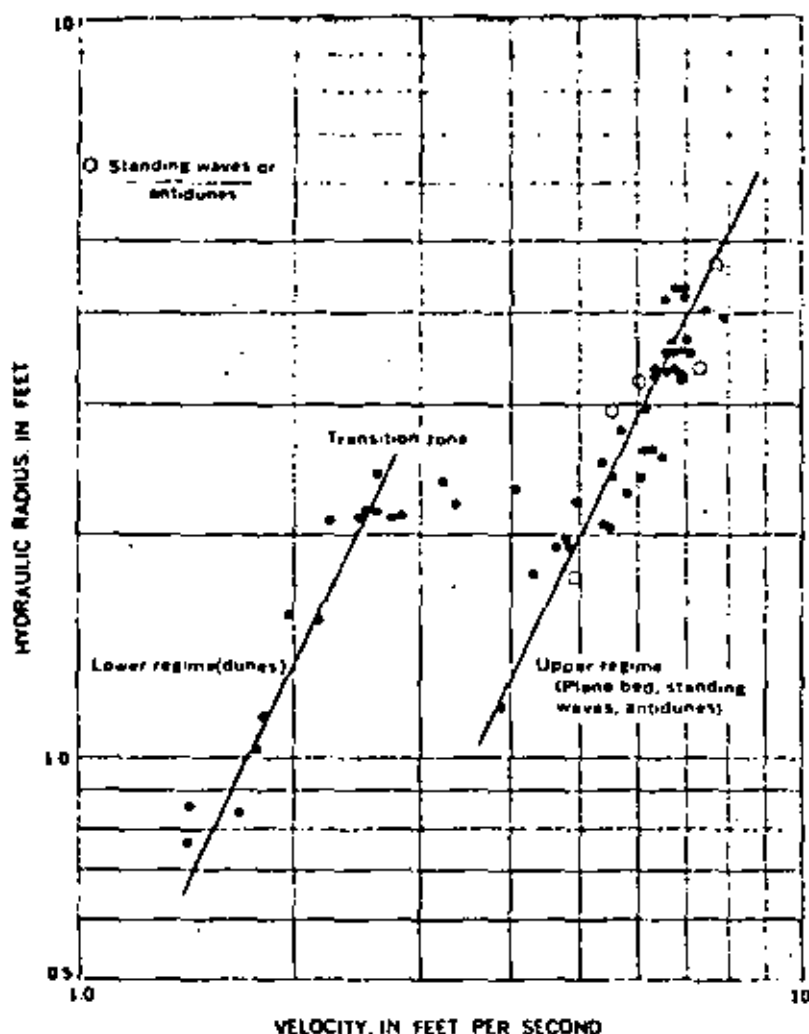


Figure 8.11. Relation of hydraulic radius to velocity for Rio Grande near Bernalillo (27).

trance (not estuary) not receiving any material from landward sources by stream flow.

Table 8.4 (6.11) gives some pertinent values for 11 tidal inlets, eight with semi-diurnal or mixed tides and three with diurnal tides. To evaluate the stability in various ways, the determining shear stress (24) was computed as well as the  $V_{\max}$ , and  $\bar{V} = (2/\pi) (V_{\max}/C_1)$  and finally checked with  $\bar{V} = 2\Omega/17$ .

Table 8.5 reviews the actual velocities for all inlets and for semi-diurnal and diurnal inlets separately. Most inlets are of the semi-diurnal type, and it may be seen from Table 8.5 that the  $\bar{V}_{\text{mean max}}$  is about 0.99 meters per second and  $\bar{V}_{\text{mean}}$  about 0.7 meters per second.

Some of the inlets considered are jetty-protected, or at least have some major groin protection as, for example, the Thyboroen Inlet in Den-

Table 8.4. Inlet Characteristics at Spring Tide,  
Under Normal Conditions (6, 8, 54)

Inlet	$\Omega$ ( $10^3$ cu m)	$Q_m \times 10^3$ (cu m/sec)	$A \times 10^3$ (sq m)	$R$ (m)	$C$ (m $\sqrt{m}$ /sec)	$T_s^*$ (kg/sq m)	Remarks	$V = 2\Omega/AT$ (m/sec)	$V_{\text{mean max}} = Q_m/A$ (m/sec)	$V = 2/\pi (V_{\text{max}})/C_1$ (m/sec)
Grays Harbor, Wash.	520	36.4	31.2	15.0	53	0.49	Two jetties—minor shifting of shoals	0.74	1.16	0.75
Mission Bay, Calif. (before dredg.)	12	0.87	0.79	6.0	45	0.60	Two jetties—well scoured channel	0.68	1.10	0.74
Old St. Augustine, Fla.	37	2.16	2.46	6.9	49	0.31	No jetties—changing bars, shifting channels	0.68	0.88	0.68
Ponce de Leon, Fla.	16	1.13	1.07	3.9	48	0.48	No jetties— shoals	0.67	1.04	0.69
Gasparilla Pass, Fla.	12	0.70	1.00	2.5	45	0.25	No jetties—shifting channel, unstable	0.54	0.70	0.55
Longboat Pass, Fla.	22	1.10	1.05	4.2	45	0.55	Refer to no jetties— minor shifting, one jetty built 1958	0.93	1.05	0.82

Table B.4. Inlet Characteristics at Spring Tide,  
Under Normal Conditions (6, 8, 54)

Inlet	$\Omega$ ( $10^3$ cu m)	$Q_m \times 10^3$ (cu m/sec)	$A \times 10^3$ (sq m)	$R$ (m)	$C$ (m $\frac{1}{2}$ /sec)	$T_s^*$ (kg/sq m)	Remarks	$V = 2\Omega/AT$ (m/sec)	$V_{\text{mean max}} = Q_m/A$ (m/sec)	$V = \frac{2}{\pi} (V_{\text{max}})/C_s$ (m/sec)
Grays Harbor, Wash.	520	36.4	31.2	15.0	53	0.49	Two jetties—minor shifting of shoals	0.74	1.16	0.75
Mission Bay, Calif. (before dredg.)	12	0.87	0.79	6.0	45	0.60	Two jetties—well scoured channel	0.68	1.10	0.74
Old St. Augustine, Fla.	37	2.16	2.46	6.9	49	0.31	No jetties—changing bars, shifting channels	0.68	0.88	0.68
Ponce de Leon, Fla.	16	1.11	1.07	3.9	48	0.48	No jetties— shoals	0.67	1.04	0.69
Gasparilla Pass, Fla.	12	0.70	1.00	2.5	45	0.25	No jetties—shifting channel, unstable	0.54	0.70	0.55
Longboat Pass, Fla.	22	1.20	1.05	4.2	45	0.55	Refer to no jetties— minor shifting, one jetty built 1958	0.93	1.05	0.82

Dig Pass, Fla.	9	0.55	0.56	1.7	42	0.55 0.55	No jetties—"hard-curved" channel	0.72	0.98	0.76
East Pass, Fla. (diurnal)	46	1.32	1.28	2.6	45	0.54	No jetties—changes considerably during storms	0.81	1.03	0.81
Port Aransas, Tex. (diurnal)	50	1.44	1.49	4.0	45	0.46	Two jetties—fairly well-scoured channel	0.75	0.97	0.77
Calcasieu Pass, La. (diurnal)	84	2.00	1.93	9.5	50	0.43 (0.47+)	Two jetties—fairly well-scoured channel	0.97	1.04	0.83
Thyboroen, Denmark	104	5.60	5.00	8.0	50	0.49	Two jetties—well scoured channel	0.93	1.08	0.84
Average								0.77	1.00	0.75

\* $T_s = \frac{1}{\rho g} (Q_{in}^2 / AC)^3$  where  $\rho g = 1000 \text{ kg (l) per cubic meter}$ . +Average of four jetty improved inlet including Grays Harbor.

Table 8.5.  
 $V_{\text{mean max}}$  and  $\bar{V}$  for  
 Inlets Presented in Table 8.4.

Velocities	All inlets	Semi-diurnal	Diurnal
$V_{\text{mean max}}$	1.00	0.99	1.03
$\bar{V}$ (Keulegan) (24)	0.75	0.71	0.81
$\bar{V}$ (mean)	0.77	0.70	0.87

Table 8.6. Predominant Drift Quantity and By-Passed Drift  
 for Jetty-Protected Inlets (6, 54)

Inlet	Jetty Length	Drift, per year		By-passed, in %	
		Total	By-passed	Total maximum	By tidal flow
Jupiter	very short	225,000	150,000	60	about 20
Sebastian	short	300,000	200,000	60	30 to 50
S. Lake	medium	180,000	about 90,000	50	about 50
Worth			flushed sea- and bayward		
Palm Beach* 1978	long	(225,000)	about 125,000	about 50	about 50
			flushed sea- and bayward		
Ft. Pierce	very long	250,000	200,000	80	about 80

\*Condition 1964-65. Figures must be considered approximate only.

Table 8.7.  
 Mean Maximum Velocities for  
 Channels or Combinations of Channels (6, 54)

Channel(s)	Velocity m/sec
Ebb channels, without flood channels	0.89
All	1.00
Ebb and Flood Channels	0.99
Ebb and Neutral Channels	0.98
Neutral channels only	1.08

meters per second while channels carrying flood currents have an average velocity of only 0.75 meters per second.

The reason for the differences may be explained as a combined result of the flow pattern of ebb and flood currents and the littoral drift to the inlet, which takes place almost entirely from the ocean side in connection with a discharge excess during ebb compared to flow caused by fresh-water discharge in addition to the normal tidal flow. The distribution of sediment transport in various combinations of ebb, flood and neutral channels is detailed in Reference 6.

With respect to ebb channels without flood channels, ebb channels do not occur without either flood or neutral channels. It is interesting to note that flushing by ebb channels apparently is

Table 8.8. Comparison between  $V_{\text{mean max}}$  for Eight American, Six Dutch, and One Danish Inlets (6, 54)

Velocity	8 American	6 Dutch	1 Danish
$V_{\text{mean max}}$ m/sec	1.05  (computed)	1.00 for ebb 1.08 for neutral channels (measured)	1.08  (computed)

the most effective and that flushing by neutral channels is the least effective because the material moves back and forth. Furthermore, if ebb and flood velocities from Table 8.7 are added, the average velocity is 0.99 meters per second, just the same velocity as for all ebb channels in Table 8.7. On the other hand, it is also seen that ebb channels in combination with neutral channels may have a slightly lower velocity (0.98) than when they are combined with flood channels (0.99). The small difference is probably incidental, although it could also be taken as an indication that the flood channels flushing ability is relatively less important. Flood channels in the bay flush material to the bay, but flood channels on the ocean side bring in littoral drift material with which ebb and neutral channels must then cope. As mentioned above, ebb channels are undoubtedly the main cleaning agents when they flush on the ocean side, whereas they bring in little, if any, material on the bay side. This makes them more useful than flood channels.

The three sets of inlets (10 American, one Danish, six Dutch) mentioned earlier are subject to a considerable variety of meteorological conditions. The extremes are Grays Harbor, Washington, and Thyboroen, Denmark, which represent rough conditions, and the three passes on the Florida Gulf Coast, which present minimum activity of waves and currents.

From Tables 8.5 and 8.7, however, it is clear that there is a pronounced similarity between the behavior of these inlets. The easiest factor to consider for comparison is the mean maximum velocity. Together with experience values for the friction factor and known or computed hydraulic

flow characteristics, mean maximum velocity gives the determining shear stress for channel stability,  $\tau_s$ , and other factors pertinent to stability.

Table 8.8 lists the mean maximum velocity for the three groups of inlets. With respect to the American inlets, the Old St. Augustine Inlet, now closed, and the Gasparilla Pass (both in Florida) were left out because they represent unstable conditions with irregular or shoaling channel(s).

The conclusion, then is that the strong similarity demonstrated must be related to basic physical factors governing the interaction between flow and bottom and thereby the sediment transport balance budget for the inlet. These factors are related to bottom geometry as demonstrated by unidirectional (river) flow. The similarity may be extended to sediment transport.

Table 8.4 shows that the mean maximum velocity in the 11 tidal inlets considered changed only 10 to 20% in magnitude, compared with the great variation in hydraulic radii (mean depths) which ranged from 2.5 to 15 meters. This indicates that the actual flushing action of stable inlets is nearly proportional to the width.

It seems, therefore, that nature has managed itself in a practical and economical way. When a greater material transport capacity is needed, velocities increase to a value which decreases friction losses. At tidal inlets a shear stress corresponding to a velocity of about 1 meter per second usually results because sand bottom having a 0.15- to 0.3-millimeter average diameter sand, with this velocity, changes its friction characteristics to flatter dunes. This causes less friction loss and develops toward a plane bed, thereby exerting the full pow-

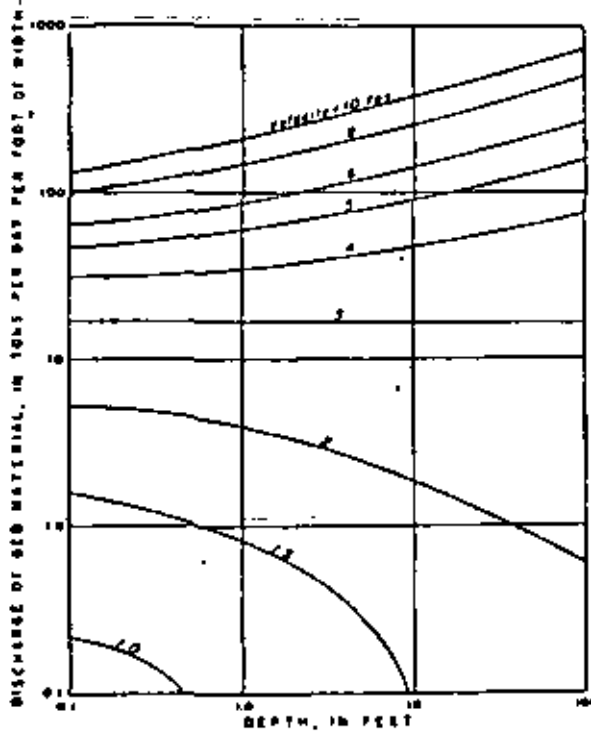


Figure 8.12. Effect of depth on the relationship between the mean velocity and empirically determined discharges of bed material (13).

er of shear stresses useful for sediment transport directly on the bottom material.

In reference to Tables 8.4 and 8.8, the following expressions for mean maximum velocities at spring tide in tidal inlets were developed.

$V_{\text{mean max}} = R^{1/8}$  meters per second – 0.2 meters per second for  $R \geq 5$  meters, and  $V_{\text{mean max}} = R^{1/8}$  meters per second – 0.1 meter per second for  $R < 5$  meters.

The slightly lighter reduction of the mean maximum velocity for the deeper inlets is undoubtedly related to the velocity distribution as a function of depth (26). The narrow range of mean maximum velocities is remarkable. It should be remembered that the mean maximum velocity is the top velocity occurring for about 2 hours in all, on both sides of the theoretical mean maximum velocity.

Figure 8.12 from Colby (13), may explain this situation. Calculation of bottom roughness using Engelund and Hansen's results (16, 17, 18), for typical situations at maximum velocity for tidal inlets, and results by Garde and Ranga Raju (20) reveal that we are moving into the transition zone where these mean maximum velocities occur in tidal inlets.

The above discussion should not leave the impression that tidal inlets always present simple cross-sectional geometry – on the contrary. Many tidal inlets have complex entrance areas, and the gorge itself may even be a composite of several ebb and flood channels if the gorge is not very long. This is the case at some of the Dutch inlets. Also, extreme tidal ranges in connection with heavy wave action may cause irregularities because of continued shifting of sand and subsequent shifting of channels. Entrances at Puerto Santa Cruz and Puerto Gallegos, Argentina, have a spring tidal range of about 30 feet. Puerto Santa Cruz has a complex entrance area with shifting shoals, but because of the geological structure, has a simpler gorge. The tidal prism varies considerably with the tidal range. At Puerto Gallegos, the situation at the entrance as well as at the gorge is very complex; it is a combined result of the strong wave action, a predominantly southward littoral transport and the strong variation of tidal prism.

Because the physical factors governing channel geometry vary continually, the entrance and gorge geometry seem to be seeking an equilibrium condition that is never reached, simply because the outside physical conditions are changing too fast and too frequently. Such cases, therefore, have to fulfill not one but several equilibrium boundary conditions and must operate within limits determined by the fluctuation and changes in the basic physical factors. Any improvement by man will be an attempt to limit the variance to a reasonable or practical size that man is able to handle. In the case of Bahia Blanca, Argentina, conditions are similar, but milder, and it will be somewhat easier to regulate the entrances by adequate channel design, probably including sand traps as buffers (6, 7, 9).



The numerous tidal inlets along the Indian shores in the Arabian Sea, and in the Bay of Bengal show similar features. Most of them are bar by-passers as demonstrated by large half-moon shaped ocean shoals and often by large bay shoals. Tidal ranges at spring tide reach 15 to 20 feet north of Bombay, and in such cases tidal flow may suffice to maintain a channel about 10 feet deep at mean sea level (examples at Versova and Sapati). In sufficient tidal prism resulting from the combination of a relatively limited tidal bay (or river) area and a modest tidal range, e.g., 3 to 5 feet, is normal down the west coast south of Bombay and on the greater part of the east coast of India. Another drawback is that the ocean bottom is often shallow and only able to absorb limited quantities of material jetted out by rivers and tidal channels.

Some good tidal flow by-passers, like the Bassein Creek north of Bombay, have gradually accumulated so much material on the ocean bottom that they are losing characteristics of tidal flow by-passers, despite ample tidal flow. Others have a very long entrance channel. At Cochin on the Southeast coast, the entrance is about 15,000 feet long and passes through extensive shoals. Comprehensive dredging of some 1.5 million cubic yards per year is needed to maintain a 32-foot official depth through extensive ocean shoals.

On the Bay of Bengal a good many inlets close during the non-monsoon period but open up and develop as typical bar by-passes during the NE monsoon (states of Andhra Pradesh, Madras and Orissa).

#### Importance of the $\Omega/M$ or $A/M$ Ratio

It is concluded that a tidal inlet flushes itself most adequately if it is able to develop mean maximum velocities of about 1 meter per second. Velocities of that magnitude, however, are not enough. The inlet channel, must carry enough flow volume (tidal prism) to cope with all the littoral drift material deposited in the channel during flood flow or under slack water.

Table 8.9 shows  $\Omega/M$  ratios for a number of tidal inlets (6,11). It may be noted that those in-

lets having a  $\Omega/M$  ratio in excess of 200, like Grays Harbor, Washington, Ft. Pierce, Florida, Port Aransas, Texas, and the Inlet of Texel, Holland, have the highest degree of overall stability. Inlets with  $\Omega/M$  ratios  $< 100$  like Big Pass, Florida, and Oregon Inlet, North Carolina, seem to belong to the group of inlets with predominant bar transfer on shallow bars or shoals across the ocean entrance, which is subjected to channel shifting at fairly regular and frequent intervals.

Inlets which have  $\Omega/M$  ratios  $> 100$  but  $< 200$  are the "in-betweens." They usually have a "fair" stability depending on the degree of regularity of the wave activity.

Using the expressions:

$$\Omega = (Q_m T) / (C_1 \pi)$$

and

$$Q_m = AV_{\text{mean max}}$$

where  $Q_m$  is the maximum discharge at spring tide,  $T$  is the tidal period, and  $C_1$  is a dimensionless number (Reference 24) and accepting as a practical  $V_{\text{mean}} \cong 2/3 V_{\text{mean max}} \cong 0.67$  meters per second for stable inlet channels, then replacing  $\Omega/M$  by  $A/M$  ( $A = 2\Omega / TV_{\text{mean}}$ ), one may arrive at the figures of Table 8.10. The location of some practical characteristic examples is indicated by certain figure codes, and lines are drawn across the table indicating "poor," "fair" and "good" stability.

Since a practical case of inlet design would require as high degree of stability as possible, one is often faced with the fact that it is necessary either to increase  $\Omega$  or to decrease  $M$ , to obtain an agreeable  $\Omega/M$  ( $A/M$ ) ratio. The former is most difficult to achieve. Often consideration of a flood danger in the tidal bay or lagoon speaks against it. On the other hand, it is usually possible to decrease the material transfer to the entrance by means of sand traps which may be arranged as jetties, detached breakwaters, dredged sand traps, special sand transfer traps or arrangements, etc. A certain degree of natural transfer, depending on

Table B.9.  $\Omega/M$  Ratios for Various Inlets (6, 11, 54)

Name of inlet (Kind of improvement)	$\Omega/M$	$\Omega$ cu yds/half tidal cycle ( $10^6$ )	$M$ cu yds/year ( $10^6$ )
Amelandse Gat, Holland (bank stabilization)	$\approx 600$	600	1
Aveiro, Portugal (jetties)	$\approx 200$	150	0.75
Big Pass, Florida (none)	$\approx 100$	12	0.1
Brielse Maas, Holland (before closing)	$\approx 50$	40	1
Brouwershaven Gat, Holland (closed)	$\approx 450$	430	1
Calcaicieu Pass, Louisiana (jetties)	$\approx 500$	110 (diurnal)	0.1
East Pass, Florida (none)	$\approx 300$	60 (diurnal)	0.1
Eyerlandse Gat, Holland (none)	$\approx 300$	270	1.0
Figueria da Foz, Portugal (before improvement by jetties)	$\approx 50$	20	0.5
Fort Pierce, Florida (jetties)	$\approx 300$	80	0.25
Gasparilla Pass, Florida (none)	$\approx 150$ (75)	15 (mixed diurnal semi)	0.1

Grays Harbor, Washington (jetties)	IV 700	700	1.0
Haringvliet, Holland (closed)	IV 350	350	1.0
Inlet of Texel, Holland (none)	IV 1400	1400	1.0
Inlet of Vlie, Holland (none)	IV 1400	1400	1.0
Longboat Pass, Florida (one jetty)	IV 300 150	30 (mixed diurnal/semi)	0.1
Mission Bay, California Before dredging, no protection)	IV 150	12	0.07
Old St. Augustine Inlet, Florida (closed)	IV 100	37	0.4
Oregon Inlet, North Carolina (none)	IV 100	80	1.0
Ponce De Leon Inlet, Florida (none)	IV 50	16	0.4
Port Aransas, Texas (jetties)	IV 300	50 (diurnal)	0.08
Thyboroen, Denmark (jetties)	IV 150	100	0.7

Note: Several of the inlets and entrances mentioned are subject to periodic dredging or to dredging on "as-needed" basis.

Tab'a P.10. 2/3 A/M and M in Relation to Inlet Stability (Bruun, 1968, with new data added, 54)

2/3 AM (dimensionless); AI = cubic meters per year								
A = RW m <sup>2</sup>	2/3 A m <sup>2</sup>	M = 50,000	M = 100,000	M = 200,000	M = 300,000	M = 400,000	M = 500,000	M = 750,000
100	67	.0013	0.0007	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001	0.00009
200	133	.0026	0.0013	0.0007	0.0004	0.0003	0.0003	0.00018
300	200	.0040	0.0020	0.0010	0.0007	0.0005	0.0004	0.00027
400	267	.0053	0.0027	0.0013	0.0009	0.0007	0.0005	0.00036
500	333	.0067	0.0033	0.0016	0.0011	0.0008	0.0007	0.00044
600	400	.0080	0.0040	0.0020	0.0013	0.0010	0.0008	0.00053
700	467	.0093	0.0047	0.0023	0.0016	0.0011	0.0009	0.00062
800	533	0.107	0.0053	0.0026	0.0018	0.0013	0.0011	0.00071
900	600	0.120	0.0060	0.0030	0.0020	0.0015	0.0012	0.00080
1,000	667	0.133	0.0067	0.0033	0.0022	0.0017	0.0013	0.00089
1,200	800	0.160	0.0080	0.0040	0.0027	0.0020	0.0016	0.0011
1,400	933	.0187	0.0093	0.0046	0.0031	0.0023	0.0018	0.0012
1,600	1,067	0.213	0.0107	0.0053	0.0036	0.0027	0.0021	0.0014
1,800	1,200	.0240	0.0120	0.0060	0.0040	0.0030	0.0024	0.0016
2,000	1,333	.0267	0.0133	0.0067	0.0044	0.0034	0.0027	0.0018
2,500	1,667	.0333	0.0167	0.0084	0.0056	0.0042	0.0033	0.0022
3,000	2,000	.0400	0.0200	0.0100	0.0067	0.0050	0.0040	0.0027
3,500	2,333	.0467	0.0233	0.0117	0.0078	0.0059	0.0047	0.0031
4,000	2,667	.0534	0.0267	0.0134	0.0089	0.0067	0.0053	0.0036
4,500	3,000	.0600	0.0300	0.0150	0.0100	0.0075	0.0060	0.0040
5,000	3,333	.0667	0.0333	0.0167	0.0111	0.0083	0.0067	0.0044
6,000	4,000	.0800	0.0400	0.0200	0.0133	0.0100	0.0080	0.0053
7,000	4,667	.0933	0.0467	0.0234	0.0156	0.0117	0.0093	0.0062
8,000	5,333	.1067	0.0533	0.0267	0.0178	0.0134	0.0106	0.0071
9,000	6,000	.1200	0.0600	0.0300	0.0200	0.0150	0.0120	0.0080
10,000	6,667	.1333	0.0667	0.0333	0.0222	0.0167	0.0133	0.0089
20,000	13,333	.2666	0.1333	0.0667	0.0444	0.0334	0.0266	0.0178
30,000	20,000	.4000	0.2000	0.1000	0.0667	0.0500	0.0400	0.0266

Poor

Fair

Good

\*Big Pass, Florida      § Ponce De Leon, Florida      ♦ Oregon, North Carolina  
 † Gasparilla Pass, Florida      ¶ Port Aransas, Texas      † Thyboroen, Denmark  
 ‡ Mission Bay, California      \* Calcasieu, Louisiana      ⊙ Grays Harbor, Washington

○ Aveiro, Portugal      ⊞ Eylandse Goo, Holland      ⊠ Mahe, India

41

the flushing ability of inlet currents, may usually be accounted for. Table 8.1 gives such examples from Florida. The figures on littoral drift quantities are of approximate nature.

Use of the  $\Omega/M$  ratio for evaluating the relative degree of stability of a tidal inlet assumes that  $\Omega$  does not change very much from one season to another and that the tide is mainly semi-diurnal and not very skewed. Such ideal conditions do not exist at all tidal inlets, however.

Tidal ranges are often subject to seasonal changes, partly because of changes in the relative position of the moon to the earth. September and March tides have the highest ranges. Furthermore, meteorological conditions (barometric pressure and winds) may cause seasonal variations of  $\Omega$ . This is particularly true for areas where trade winds and monsoons prevail for certain periods of the year. An example of this is the situation on the Indian shores where seasonal fluctuations of the mean sea level locally may reach 3 to 4 feet in parts of the Bay of Bengal.

In such cases the  $\Omega$  may vary considerably, and to evaluate inlet stability each period of the year will have to be considered separately. This is not least true when  $M$  also varies greatly, as it may do in trade winds and monsoon areas. If  $\Omega$  and  $M$  then vary in the same direction, e.g., in such a way that  $\Omega$  gets a boost because ebb discharges are increased as a result of heavy rains at the same time as  $M$  increases because of more wave energy input (as in monsoon areas) the overall ratio  $\Omega/M$  may still be descriptive for stability but most likely the ratio will drop because  $M$  increases relatively more than  $\Omega$ . The result is that stability conditions deteriorate. In nature this may be demonstrated by the build-up of a major bar or shoal for predominant bar transfer of material, therefore less satisfactory depth conditions for navigation. After the period with relatively heavy drift, a period with less drift may follow resulting in increase of depths over the bar. If the inlet channel is to be improved, design should be based mainly on the period with the lowest  $\Omega/M$  ratio.  $M$  then refers to the total drift during that period, which could be almost the total drift,  $M$  for one year.

The situation at the Udyavara Entrance (Malpe) north of Mangalore is typical in this respect. During the monsoon period, wave action is heavy and causes the build-up of a bar which scours out again to a navigable depth for the type of vessels used locally at most tides. At that time the littoral drift seems to be small because of little wave action.

At open sea coast entrances the situation in most cases will be similar to the one mentioned above. Littoral drift depends upon wave height raised to second power. However, an increase in tidal prism of seasonal nature will usually not be sufficient to cope with the increase in drift.

The situation may develop differently if the increase in discharge by tide and fresh water is considerable and at the same time continuous wave breaking on an offshore bar stirs up material in major quantities so most material transfer takes place as suspension load. An increase in current velocities across the bar will then be able to increase depths. This situation may be advantageous, in particular if the tidal flow is skewed with predominant ebb flow. If the flow is unable to deepen the channel to such an extent that wave breaking does not occur in the channel section, this situation is of little advantage. For improvement, the flow may then be concentrated by training walls to provide more flushing power. For reasons of safe navigation, the flushing current should never exceed 5 feet per second. This would not result in wave breaking unless the wave height is almost equal to the water depth or approximately 0.8 to 1.0 times the depth under storm wave conditions.

The tidal inlet at Honavar, north of Malpe seems to belong to the group described above. The offshore bar is a result of the longshore current's collision with ebb flow. The material comes partly from the longshore drift, particularly on the down-drift (south) side, and partly from the ebb current's flushing of material. During the non-monsoon period, low swells also tend to push material from the offshore bottom up on to the bar.

With respect to design of cross-sectional geometry, one could make the boundary condition of

an equal shear stress, including stresses by flow and by gravity over the entire cross-section. Reference is made to the theoretical approaches mentioned in References 4, 21 and 26. Practice usually calls for a navigation channel of a certain width and depth, which means a horizontal bottom in the middle and stable slopes along the sides. Perhaps the actually occurring side slope stability may be of the nature of deposits to certain slope angle then "slumping," then deposits, etc. Tidal inlets differ in this respect from rivers, because material is introduced everywhere from the sides too.

It should be emphasized that hydraulic model experiments may often be helpful in determining the most favorable horizontal as well as cross-sectional geometry (1, 2, 6, 10).

Reference 6 (1967), later elaborated upon in Reference 35 (1974), explains in detail the development of inlet channels on alluvial shores from the moment they were born, to until they deteriorate.

#### Using $V_{\text{mean max}}$ and $\Omega/M_{\text{total}}$ to Describe Relative Entrance Stability

References 37 and 54 first show that the use of  $V_{\text{mean}}$  for the cross section instead of incremental  $V$ 's for normal parabolic shaped cross sections will only cause errors of approximately 10%. It is also shown that as about 80% of the material transport takes place between phase angles  $70^\circ$  and  $110^\circ$  ( $90^\circ =$  peak velocity) or during a period of about 2.5 hours when velocities vary between 85 to 90% and 100% of maximum velocity, the use of  $V_{\text{max}}$  ( $V_{\text{mean max}}$ ) is also justified. As the ratio between spring, mean, and neap astronomic tidal ranges do not vary much and velocities depend approximately upon the square root of head (tidal range) differences, the use of spring tidal ranges for computation of  $V_{\text{mean max}}$  for practical and comparative purposes, also seems justified.

Using the bed load transport formula by Engelund and Hansen (33), which is recommended by the ASCE Committee on Sedimentation, it is possible to explain why jetty protected entrances usually have slightly lower  $V_{\text{mean max}}$  than non-

protected entrances. The reason is that inlet currents in protected channels move relatively less material in the gorge channel, or flush away less material from the sides of the channel into the channel. In accordance herewith, Table 8.4 shows that the mean max bottom shear stresses for stable channels are 10-15% lower for jetty-protected entrances than for non-protected. This corresponds to an increase of bed load transport of about 35-40%.

For wide inlet channels of mean depth  $D$ , width  $W$ , carrying quantity  $S$  "native inlet material" and quantity  $M$  outside input (littoral drift) and local shoal material (37, 51, 52, 54) one has

$$S + M \sim W$$

As

$$VD = A \left( = \frac{\pi C_2 \Omega}{T} \right) \quad \text{and } W \sim D \text{ for similar cross sections}$$

one has

$$W^2 \sim \Omega.$$

$$W = S + M \sim \sqrt{\Omega}$$

$$\frac{\Omega}{M} \sim \frac{(M+S)^2}{M}$$

From this expression it may be seen that  $\Omega/M_{\text{tot}}$  is high when  $M \ll S$  and  $\Omega/M$  is low when  $M \gg S$ . From this follows that the  $\Omega/M_{\text{tot}}$  ratio seems to be a useful parameter for description of the relative stability of gorge-sectional area for wider channels. This is also true for narrower channels where  $S + M$  is rather proportional to  $A \sim \Omega$  which means that  $\Omega/M \sim M + S/M = 1 + S/M$  which supports the conclusion for wider channels (37).

Table 8.11 lists tidal entrances in India located on the Arabian Sea as well as on the Bay of Bengal. These inlets were all studied under the "Preinvestment Study of Fishing Ports", a joint project of the Indian Government and the Food and Agricultural Organization of the United Nations. Some of the information was derived from existing sources, e.g. the Poona laboratory.

In some cases, e.g. Beypore, data on tidal prism and flow were available from earlier surveys.

Table 8.11. India Tidal Entrances—Hydraulic and Cross Sectional Characteristics Related to Overall Stability (37, 54)

Name of entrance	Tidal range s spring n normal m	$\Omega$ $10^6 m^3$	A $m^2$ at MSL	$Q_{max}$ $m^3/sec$	$M$ $10^6 m^3$ per year Drift is almost uni- directional net $M \sim M_{tot}$ total		Depths, m		$\Omega/M$	Note	
					$V_{mean max}$	Gorge MLW	bar MLW				
1 Hoypore (estuary)		16 (m) 5 (n,m) (e+su)	1,000 300		0.2	1.0 (su)	6-7 5-6	1.5-2	~ 80 (m)	Comprehensive bar	
2 Chandipur (estuary)	(s) 4	5 (e)	800 (nm)		0.25	1.2 (e)		0.9-1.2	~ 20	Comprehensive bar very shallow	
3 Honavar (estuary)		≤ 20 (su)	1,400 (m) 1,000 (su)		0.2	1.2 (su)	5-7 (su)	2 (su)	50-100	Bar	
4 Kalingapatam (estuary)		1 (n,m,e)			0.1 (nearshore)	-			10-20	Comprehensive bar very shallow	
5 Krishnapatam (estuary)		10 (e)	500 (m) 500 + (n,m)		0.5-0.7	1.2 (m)	(0.5-1)	~ 0.5	10-20	Comprehensive bar very shallow	
6 Machilipatam (estuary)		10 (e+su)			0.1 (nearshore)		~ 2	~ 1	20-50	Comprehensive bar very shallow	
7 Malpe (estuary)	(s) 1,2	5.8 (su)	350 + (su)		0.1	0.15	1.0 (su)	2-3 (su)	1-1.5 (su)	~ 60	Bar
8 Neendakara (estuary)		9 (e+su)	(600)		0.2	0.9 (su)			~ 50	Bar	
9 Nizampatam (estuary)		1-1.5 (su)	~ 70 + (su)		0.1 (nearshore) 0.3-0.4	1.0 (su)	3 (su)	max 1.5 (su)	10-20	Comprehensive bar very shallow	
10 Ponnani (estuary)		~ 3 (e)	300 (m) + (nm)		0.2			0.5-1 (m) 2-2.5 (n,m)	10-20	Comprehensive bar very shallow	
11 Sapatil (estuary)	(s) 4,0	~ 15 (e)			0.1 to the entr.		3		100-150	Protected by rock reefs	
12 Veruva (estuary)		~ 6 (e)	400 +		0.05-0.1	0.05-0.1	0.9 (e)	3-4	100-150	Protected by shore rock	

m = monsoon  
n = non-monsoon  
su = surveyed  
e = estimated by  
computation  
s = spring

In others, e.g. Malpe, new surveys were undertaken. Half of the cases which are listed in Table 8.11 however, were not surveyed and estimates therefore were based on local and overall information. The results from these cases must therefore be considered with some reservation with respect to reliability. All figures refer to the situation at the gorge channel and its immediate vicinity and not to offshore conditions where the influence of tidal currents has vanished (54).

It is interesting to note, however, that the mean maximum velocity for the inlets which have been surveyed in detail, or at least to some extent, varies from 0.9 to 1.2 meters per second. The average of five gorges which were surveyed in more detail is 1.02 meters. In no case, whether surveyed in detail or not, was the mean maximum velocity lower than 0.9 meters per second or higher than about 1.2 meters per second referring to the situation(s) mentioned in Table 8.11. It is necessary to distinguish between monsoon and non-monsoon periods as wave action as well as river stages vary considerably between the two different climatic periods.

Considering the  $\Omega/M_{tot}$  ratio, it may be noted that entrance conditions may be classified in three main groups: Those (11 and 12) which are protected by rock reefs functioning as breakwaters, for which reason they are not bothered by heavy littoral drift deposits. Their  $\Omega/M$  ratio is 100-150 even if tidal prism is only medium. The next category, which has  $\Omega/M$  ratios of 50-100, has in some cases large offshore bars (1, 3, 7, 8) but these bars can usually still be passed by shallow draft vessels, including fishing boats. These entrances have medium to large tidal prisms.

The third category (2, 4, 5, 6, 9, 10) is characterized by comprehensive bars with very shallow depth. They are "bar-by-passers". Almost all of them have relatively small tidal prisms and  $\Omega/M < 50$  and mostly even  $< 20$ . Some depend upon flushing during the monsoon, and are closed during the non-monsoon period. Others are mainly stable during the non-monsoon period when littoral drift is minimum. All cases refer to the relatively stable condition of the entrance, not the

offshore channel during the seasons. Averaging figures over one year makes no sense under the climatic conditions in India. Comparison is made with the entrances listed in Table 8.12 (Table 13 of Reference 11) comprising a number of tidal inlets in the United States and in Europe.

In Table 8.12 (11) entrances with relatively satisfactory and stable entrance conditions (1, 2, 5, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 21, 22, 23) all have  $\Omega/M > 150$ . Those with "fair conditions" have  $100 < \Omega/M < 150$  (3, 22). Entrances with condition between "fair" and "poor" (19) have  $50 < \Omega/M < 100$  and those with "poor" conditions (4, 9, 20) have  $\Omega/M < 50$ . Of these, Brielse Mass has been closed, Figueira da Foz has been improved by jetties, and Ponce de Leon has been improved by jetties and a submerged weir in the north jetty. There seems to be good agreement between "the Indian experience" listed in Table 8.11 and the combined "European-American experience" listed in Table 8.12.

The conclusion of the investigations, therefore, is that the  $\Omega/M_{tot}$  ratio seems to be a fairly reliable parameter for the description of the overall stability of a tidal entrance on an alluvial shore. Reference is still only made to the stability of the gorge channel and not to the outer part of the inlet channel which does not carry concentrated channel flow. This outer part of the channel may be subjected to deposits carried to the entrance by offshore shore-parallel currents or flushed out by ebb currents. This is typical for a number of tidal inlets in India, e.g. Nos. 1 and 8 of Table 8.11. Wave action, however, will, as demonstrated in the above-mentioned Thyborøen Inlet in Denmark and at inlets in Florida, be able to assist the tidal currents in keeping the outer part of the channel relatively free of deposits (6). Still, there is the possibility that a moderate-size bar may form where entrance tidal currents meet sediment laden longshore currents. This is mainly characteristic for entrances with  $\Omega/M_{tot}$  ratios of 100 to 150 and relatively larger inputs of sediments. As proven by Shemdin and Dane (43) a bar may also cause a pile up of water (changes of slope) in the lower part of the outlet. This, in turn,



Table 8.12. Flow and Littoral Drift Characteristics for Some Tidal Inlets in the United States and Europe (2, 54)

Inlet (Kind of Improvement)	$\Omega^2$ Tidal Prism cu yd/half cycle	$Q_{max}$ Maximum Discharge cu yd/sec	M Littoral Drift cu yd/year	$\frac{\Omega}{M}$
1 Amelandse Gat, Holland (bank stabilization)	$600 \times 10^6$	36,600	$1.0 \times 10^6$	$\sim 600$
2 Aveiro, Portugal (jetties)	$80 \times 10^6$	5,000 <sup>3</sup>	$1.3 \times 10^6$	$\sim 60$
3 Big Pass, Florida (none)	$12 \times 10^6$	700	$< 0.1 \times 10^6$	$> 120$
4 Brielse Mass, Holland (before closing, closed)	$40 \times 10^6$	2,700	$1.0 \times 10^6$	$\sim 40$
5 Brouwershaven Gat, Holland (before closing, closed)	$430 \times 10^6$	30,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 430$
6 Calcasieu Pass, La. (diurnal) (jetties and dredging)	$110 \times 10^6$	2,600	$0.1 \times 10^6$	$\sim 550^4$
7 East Pass, Florida (diurnal) (dredging)	$60 \times 10^6$	1,720	$0.1 \times 10^6$	$\sim 300^4$
8 Eyerlandse Gat, Holland (none)	$270 \times 10^6$	19,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 270$
9 Figueira da Foz, Portugal (dredging)	$20 \times 10^6$	1,200	$0.5 \times 10^6$	$\sim 40$
10 Fort Pierce Inlet, Florida (jetties and dredging)	$80 \times 10^6$	3,700	$0.25 \times 10^6$	$\sim 320$
11 Gasparilla Pass, Florida (none)	$15 \times 10^6$	900	$< 0.1 \times 10^6$	$> 150$
12 Grays Harbor, Washington (jetties and dredging)	$700 \times 10^6$	48,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 700$
13 Haringvliet, Holland (before closing, closed)	$350 \times 10^6$	25,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 350$
14 Inlet of Texel, Holland (stabilization)	$1400 \times 10^6$	115,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 1400$
15 Inlet of Vlie, Holland (none)	$1400 \times 10^6$	100,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 1400$
16 Longboat Pass, Florida (none)	$30 \times 10^6$	1,400	$< 0.1 \times 10^6$	$< 300$
17 Mission Bay, California before dredging (jetties and dredging)	$15 \times 10^6$	3,100	$0.1 \times 10^6$	$\sim 150$
18 Oosterschelde, Holland (will be closed)	$1400 \times 10^6$	100,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 1400$
19 Oregon Inlet, N. Carolina (occasional dredging)	$80 \times 10^6$	5,100	$1.0 \times 10^6$	$\sim 80$
20 Ponce de Leon Inlet, Fla. (before improvement)	$20 \times 10^6$	1,500	$0.5 \times 10^6$	$\sim 40$
21 Port Aransas, Texas (diurnal) (jetties and dredging)	$60 \times 10^6$	1,900	$0.1 \times 10^6$	$325^4$
22 Thyborøen, Denmark (minor dredging)	$140 \times 10^6$	7,500	$1.0 \times 10^6$	$\sim 140$
23 Westerschelde, Holland (some dredging)	$1600 \times 10^6$	115,000	$1.0 \times 10^6$	$\sim 1600$

1. Total amount of littoral drift interfering with the inlet may deviate from this value if drift direction is too predominant or if the inlet is improved by long jetties and/or by passing.

2. Spring tide

3. Increasing

4.  $\frac{\Omega}{2M}$ , diurnal tide

decreases the discharge and contributes to further deterioration of the entrance.

It is emphasized strongly that the  $\Omega/M$  ratio describes "the condition of the entrance gorge" and not whether it is closed or not. It may be said that the  $\Omega/M$  gives an impression of or expression for the condition with respect to navigation. Johnson (39) considers the total wave energy input on the entrance important for stability, but his data demonstrates a considerable scatter (35, 1974). The principle outlined is not generally applicable.

#### Design Procedure for Tidal Inlets on Alluvial Shores

With respect to design procedure for improvement, one must distinguish between preliminary and detailed design. For preliminary design one may proceed as follows (6, 35, 37, 54):

1. Secure all available information on  $\Omega$  (tidal prism),  $Q_{\text{mean max}}$  (mean max discharge under spring tide conditions). Compare  $\Omega$ ,  $Q_{\text{mean max}}$  and other  $Q$ 's by computation and current velocity measurements in the gorge channel. Evaluate bay (lagoon) tidal range based on experience from cases of similar tidal range and similar geometry of bay (or lagoon).

For computation use Reference 14 by Dronkers Reference 47 by van de Kreeke, or Reference 54.

2. In layout, use straight or almost straight channel boundaries to avoid scour on one side and deposits on the other side of the channel in bends.
3. Evaluate  $M_{\text{tot}}$  as closely as possible e.g. based on experience (6, 7, 35, 36, 37, 39, 51, 54). Check the  $\Omega/M$  ratio (6, 37). Observe its seasonal changes and pay particular attention to its lowest value(s). If littoral drift formulas are used, check 2-3 of them. (See Chapter 6.)

4. Evaluate the most likely  $V_{\text{mean max}}$  based on experience, considering the local littoral drift capacity.

$$V_{\text{mean max}} = 1 \text{ meter/second} \pm \alpha \text{ meter/second} \quad \alpha = 0.1 \text{ to } 0.2 \text{ meter/second}$$

For cross-sections with wave actions consult References 6, 42, and particularly 53.

5. Initially, use an overall relationship between tidal prism and cross-sectional area of gorge:

$$A = \frac{\Omega}{V_{\text{max}}} \frac{C_2 \pi}{T}, \quad C_2 \approx 0.9$$

Compute  $Q_{\text{max}} = AV_{\text{mean max}}$

6. Design cross section, horizontal bottom, side slope 1 in 5 (sand bottom) or 1:X. X = slope of training wall or jetty.

For more detailed design one may proceed as follows (see also Reference 54):

7. Check velocity distribution. Use one of the available theories (as explained in References 4 and 26).
8. Check  $V_{\text{mean max}}$  again. Adjust gorge area to selected  $V_{\text{mean max}}$  in greater detail with respect to velocity distribution.
9. Check  $Q_{\text{max}}$  and  $\Omega$  by detailed computation.
10. If  $\Omega$  thereby decreases below acceptable values, considering the  $\Omega/M_{\text{tot}}$  ratio, try to increase  $\Omega$  by increasing  $A$  and repeat computations listed above. Observe the seasonal changes in  $\Omega/M_{\text{tot}}$  with special reference to low values.
11. If  $\Omega$  cannot possibly be increased, try to decrease the active  $M_{\text{tot}}$  by jetties, traps, or by an entrance geometry better suited for effective flushing, if possible. For detailed design, model experiments may

be advantageous or necessary to secure the most desirable velocity distribution in the inlet channel as a whole, as well as in the cross section (6, 44, 45).

12. In the case of improvement of an existing inlet, use tracer experiments to clarify littoral drift pattern and, if necessary, the littoral drift quantity, the latter being subject to long-time experiments. Use experience values if available or energy flux considerations as mentioned in Chapter 6. There is more data available in Reference 54.
13. One may finally try to compute the bed load transport in the gorge channel, by using Engelund's and Hansen's (33) procedures for bed-load transport, and compare quantity with littoral drift quantity.

#### References

1. Barr, D.L.H., Huq, S.S., and Shaikh, A.I. 1969. "Vertical distortion in tidal model studies." *The Dock and Harbour Authority* 49(579):327-38.
2. Bijker, E.W. 1967. *Some Considerations about Scales for Coastal Models with Movable Bed*. Pub. 50. Delft Hydraulic Laboratory.
3. Brasfield, C.W., and Ball, J.W. 1967. *Expansion of Santa Barbara Harbor*, Cal Tech Report 2-805. Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers.
4. Bretting, A.E. 1958. "Stable channels." *Acta Polytechnica Scandinavica* 245.
5. Brown, E.I. 1932. "Flow of water in tidal canals." *Proceedings of the American Society of Civil Engineers* 96:747-834.
6. Braun, P. 1966. *Tidal Inlets and Littoral Drift*. Oslo: University Book Company.
7. \_\_\_\_\_. 1967. "By-passing and back-passing with reference to Florida." *ASCE Journal of the Waterways and Harbors Division* 93(WW2):101-28.
8. \_\_\_\_\_. 1967. "Tidal inlets housekeeping." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 93(HY5):167-84.
9. \_\_\_\_\_. 1968. "Shore protection in harbor construction." *Proceedings of the 5th International Harbor Congress*. Antwerp.
10. \_\_\_\_\_. and Battjes, J.A. 1963. "Tidal inlets and littoral drift." *Proceedings of the International Association of Hydraulic Research* 4(1.17):123-36.
11. \_\_\_\_\_. and Gerritsen, F. 1960. *Stability of Coastal Inlets*. Amsterdam: North Holland Publishing Co.
12. \_\_\_\_\_. 1961. "Natural bypassing of sand at coastal inlets." *ASCE Transactions* 126(4):823-54.
13. Colby, B.R. 1964. *Discharge of Sands and Mean Velocity Relationships in Sand Bed Streams*. Prof. Paper 462-A. Washington, D.C.: U.S. Department of the Interior.
14. Dronkers, J.J. 1959. "Tidal computations on coastal areas." *ASCE Journal of the Waterways and Harbors Division* 85:13-24. See also, "Tidal computations for rivers, coastal areas and seas." *ASCE Journal of the Waterways and Harbors Division* 95:29-77.
15. \_\_\_\_\_. 1964. *Tidal Computations*. Amsterdam: North Holland Publishing Co. and Academic Press, 1975.
16. Engelund, F. 1966. "Hydraulic resistance of alluvial streams." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 92(HY2):315-26.
17. \_\_\_\_\_. and Hansen, E. 1966. "Investigations of flow in alluvial streams." *Acta Polytechnica Scandinavica*. Danish Bulletin 9. Stockholm.
18. \_\_\_\_\_. 1967. *A Monograph on Sediment Transportation*. Copenhagen: Danish Technical Press.
19. French, J.L. 1951. *Second Progress Report on Tidal Flow in Entrances The Velocity Distribution in the Jet Issuing from a Channel into an Ocean or Lagoon*. Report 1141. National Bureau of Standards.
20. Garde, R.J., and Ranga Raju, K.G. 1963. "Regime criteria for alluvial streams." *ASCE*

*Journal of the Hydraulics Division* 89(HY6):153-64.

21. Glover, F.G., and Florey, G.L. 1951. *Stable Channel Profiles*. Report Hyd-325. U.S. Department of the Interior: Hydraulics Laboratory.
22. Jonsson, I.G. 1965. *Friction Factor Diagrams for Oscillatory Boundary Layers*. Basic Res. Prog. Report 10. Technical University of Denmark: Coastal Engineering and Hydraulics Laboratory.
23. Kennedy, J.F., and Brooks, N.H. 1963. *Laboratory Study of an Alluvial Stream at Constant Discharge*. Misc. Pub. 970:320-30. Washington, D.C.: U.S. Department of Agriculture.
24. Keulegan, G.A. 1951. *Third Progress Report on Tidal Flow in Entrances*. Report 1146. National Bureau of Standards.
25. Lorenz, H.A. 1918-25. *Report on the State Commission Zuydersee*. Denmark.
26. Lundgren, H.L., and Jonsson, I.G. 1964. "Shear and velocity distribution in shallow channels." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 90(HY1):1-21.
27. Nordin, C.F. 1964. *Aspects of Flow Resistance and Sediment Transport in Rio Grande near Bernalillo, New Mexico*. Geol. Sur. Water Supply Paper 1498-H. Washington, D.C.: U.S. Department of the Interior.
28. Permanent International Association of Navigation Congresses. 1957. "Siltation in coastal waters." *Proceedings of 19th Congress of IANAC* 5:11-c 3.
29. \_\_\_\_\_. 1961. "Orientation and layout of accesses to seaports." *Proceedings of 20th Congress of IANAC* 5:11-s 2.
30. Simons, D.B., and Richardson, E.V. 1965. *A Study of Variables Effecting Flow Characteristics and Sediment Transport in Alluvial Channels*. Misc. Pub. 970:193-207. Washington, D.C.: U.S. Department of Agriculture.
31. \_\_\_\_\_. and Haushild, W.L. 1962. "Depth-discharge relationship in alluvial channels." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 88(HY5):57-72.
32. Tidal Hydraulics Symposium. 1967. "Estuary hydraulics and sedimentation." *ASCE Journal of the Hydraulics Division* 93(HY1):1-160.
33. ASCE, Task Committee on Sediment transport, 1971, "Sediment Transportation Mechanics: Sediment Discharge Formulas", *Proceedings of ASCE, Journal of Hydraulics Division* No. HY4, pp. 523-567.
34. Boyce, Allen R. and Polvi, Ronald D., 1972, "Jet Pump Application in Estuary Maintenance", Civil Eng. Dept., Oregon State University.
35. Bruun, P., 1973, "Means of Controlling Littoral Drift to Protect Beaches", *PIANC, Proceedings of the 22nd International Congress*, s. II, s. 2, Montreal. Also see: Bruun, P. and Gerritsen, F., 1974, "Discussion" on Paper No. 9927 (Reference 39) by J. W. Johnson, *Proceedings of ASCE, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, Vol. 100 No. WW4, pp. 389-397.
36. Bruun, P., 1974, "By-passing Sediments: Plans and Arrangements", *The Dock and Harbour Authority*, London, Vol. LV, No. 645.
37. Bruun, P., Gerritsen, F., and Dhakta, N.P., 1975, "Evaluation of Overall Entrance Stability of Tidal Entrances", Chapter 91 of *Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen. Printed by the Am. Soc. of Civil Engineers.
38. Haynie, R. M. and Simons, P. R., 1968, "Design of Stable Channels Alluvial Streams", *Proceedings of ASCE, Journal of Hydraulics Division* No. HY6, pp. 1399-1420.
39. Johnson, J. W., 1974, "Characteristics and Behavior of Pacific Coasts Tidal Inlets", *Proceedings of ASCE, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*.
40. Magnuson, Nils C., 1967, "Planning and Design of a Low-Weir Section Jetty", *Proceedings of ASCE, Journal Waterways and Harbors Division*, Vol. 93, No. WW2, pp. 27-40.
41. O'Brien, M. P. and Dean, R. G., 1973, "Hydraulic and Sedimentary Stability of Coastal Inlets", *Proceedings of the 13th International Conference on Coastal Engineering*, Vancouver. Printed by the ASCE.

#### References Added to 2nd and 3rd Editions

42. Philpott, K. L., 1963, "Basic Experiments on the Development of Coastal Inlets With and Without Wave Action", *International Association of Hydraulic Research Congress*, London 1963, Paper 1.39.
43. Shemdin, O. H. and Done, K. A., 1971, "Laboratory Simulation of Formation and Flushing of Sand Bars at River Mouths", *Proceedings of the 14th IAHR Congress*, Paris.
44. Simons, D. B., Stevens, M. A. and Duke, J. H., "Predicting Stages on Sand-Bed Rivers", *Proceedings of ASCE, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, Vol. 99, No. WW2, May 1973, pp. 231-243.
45. Simmons, H. B., 1969, "Use of Models in Resolving Tidal Problems", *Proceedings of ASCE, Journal of the Hydraulic Division*, Vol. 95, No. Hy1 pp. 1-160.
46. TEES 1971, "Dredging Seminar", Part 1. *Ocean Industry Digest*, Oct. Issue.
- 47a Van De Kreeke, 1967, "Water-level Fluctuations and Flow in Tidal Inlets," *Proceedings of ASCE, Journal of the Waterways and Harbors Division*, Vol. 93, No. WW4, pp. 97-106.
- 47b Van de Kreeke, J., 1980, "Equilibrium Flow Areas in the Rhine-Meuse Delta," *Coastal Engineering*, Vol. 3, No. 2.
48. Wen-Hsiung Li and Kozlowski, M. E., 1974 "Tidal Flow in Exponentially varying Estuaries" *Proceedings of ASCE, Journal of the Hydraulic Division* VI. 100, No. Hyll. pp. 1649-1678.
49. Wicker, C. F., 1969, "New Horizons in the Field of Tidal Hydraulics", *Proceedings of ASCE, Journal of the Hydraulics Division*, Vol. 95, No. Hy1, pp. 147-160.
50. Wiegel, R. L., 1959, "Sand By-passing at Santa Barbara, California", *Proceedings ASCE, Journal Waterways and Harbors Division*, Vol. 85, WW2, pp. 1-30.
51. Byrne, R.J., et al, 1975, "Channel Stability in Tidal Inlets: A Case Study" Chapter 92 of *Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering*. Copenhagen, 1974. Printed by the ASCE.
- 52a Mehta, A.J., 1975, "A Long-term Stability for Inlets on Sandy Coasts," Coastal Engineering Laboratory The University of Florida, Gainesville, Report UFL/LOEL-75/018.
- 52b Mehta, A.J., Byrne, R.J. and De Alteris, J., 1975, "Hydraulic Constants of Tidal Entrances III." Techn. Rep. No. 26 by the Coastal and Oceanographic Engr. Lab. of the Univ. of Florida, Gainesville, Florida.
- 52c Mehta, A.J., Byrne, R.J. and De Alteris, J., 1976, "Measurement of bed friction in tidal inlets," *Proce. of the 15th Coastal Engr. Conf.*, Honolulu, Hawaii, Chapter 99, Printed by the ASCE.
- 52d Mehta, A.J., and Zeh, T.A., 1979, "Investigation of the Hydrodynamics of Inlet Plume," *Proceedings of Specialty Conf. on Conservation and Utilization of Water and Energy Resources*, ASCE, San Francisco, pp. 478-485.
53. Ozsoy, E., 1977, "Flow and Mass Transport in the Vicinity of Inlets," Coastal and Oceanographic Eng. Lab. Tech. Rept. No. 36, University of Florida, Gainesville, Florida.
54. Bruun, P., 1978, *The Stability of Tidal Inlets, Theory and Engineering*, Elsevier, Amsterdam, New York (500 pp). Coauthors: A. J. Mehta—"Tidal Hydraulics" and I. G. Jonsson - "Combinations of Waves and Currents."
55. Permanent International Navigation Congress, International Committee for the Reception Large Ships, Group IV, Report including "Dredging for Construction and Maintenance," published as -



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**HIDRAULICA Y CONTAMINACION DE ESTUARIOS Y LAGUNAS  
( MORELIA, 10-14 DE ENERO )**

**OCEANOGRAFO RAFAEL SAENGER FERNANDEZ  
ENERO, 1983**

67. Savage, R. P.: "Sand By-Passing at Port Huene, California," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 92*, Washington, 1957.
68. Hall, J. V., Jr.: "Artificially Nourished and Constructed Beaches," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 29*, Washington, 1952.
69. Harris, R. L.: "Shore Nourishment by Offshore Deposition of Sand, Long Branch, New Jersey," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 62*, Washington, 1954.
70. Vesper, W. H.: "Behavior of Beach Fill and Borrow Area at Prospect Beach, West Haven, Connecticut," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 127*, Washington, 1961.
71. Watts, G. M.: "Behavior of Beach Fill at Ocean City, New Jersey," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 77*, Washington, 1956.
72. Watts, G. M.: "Behavior of Beach Fill and Borrow Area at Harrison County, Miss.," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 107*, Washington, 1958.
73. Watts, G. M.: "Beach Fill at Virginia Beach, Virginia," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 113*, Washington, 1959.
74. Sverdrup, H. U., M. W. Johnson, and R. H. Fleming: "The Oceans," Prentice-Hall, Inc., New York, 1942.
75. Hall, J. V., Jr., and W. J. Herron: "Test of Nourishment of the Shore by Offshore Deposition of Sand," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 17*, Washington, 1950.
76. Harris, R. L.: "Restudy of Test-Shore Nourishment by Offshore Deposition of Sand, Long Branch, New Jersey," *Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 62*, Washington, 1954.

## 10

## Tidal Dynamics in Estuaries

A. T. IPPEN

PROFESSOR OF CIVIL ENGINEERING  
 MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
 CAMBRIDGE, MASSACHUSETTS

D. R. F. HARLEMAN

PROFESSOR OF CIVIL ENGINEERING  
 MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
 CAMBRIDGE MASSACHUSETTS

## PART I: ESTUARIES OF RECTANGULAR SECTION

A. T. IPPEN

## 10.1 General Review of Engineering Problems in Tidal Estuaries

In recent years engineering problems in tidal waters have received increased attention from the practitioner, the experimentalist, and the analyst in view of the important functions assigned to estuaries in the human environment. This is true not only for the United States but also for Europe, where most important contributions have been made, particularly in the Netherlands and in England. The following presentation is restricted to development of physical understanding of those processes of tidal flows in estuaries which are of primary importance in dealing with diffusion and sedimentation problems.

Interest in estuarine flow may be traced to three distinct activities of interference with the natural environment by man which presumably produce certain physical changes in the existing flow patterns, and so should be subject to prior analysis and at least qualitative, if not quantitative, prediction:

- a) changes in channel section and dredging of deep channels beyond any natural depths, for more economic navigation. Inter-related are shoaling problems;
- b) increased industrial and human use of estuary waters for waste disposal, general problems of pollution;
- c) control and modification of fresh-water inflow into tidal estuaries.

While these activities may be readily listed as distinct causes of estuarine changes, the related effects are not easily isolated.

Each of these factors may be responsible for the same type of change. For example: dredging of a deeper channel will often cause increased upstream penetration of saline waters and some modification of the tidal regime. This in turn will modify the internal circulation currents and thus the transport of sediments in the estuary. Waste disposal may be affected as a result of changes in diffusion rates. Similar consequences may be expected from applications of the idea of salt-water barriers. The physical changes due to modification of the flow regimes may also deeply affect the existing biological processes active in estuarine waters. Thus analysis of the internal flow in estuaries is of great concern to the hydraulic engineer.

## 10.2 General Characteristics of Estuaries

The tidal wave phenomena in estuaries, under certain restrictive assumptions, are dealt with in several standard reference works such as Lamb [1] and Proudman [2]. The solutions given are often of limited value, however, since the energy-dissipating features usually neglected therein assume a very important role in the engineering problems mentioned and since the fluid involved is not homogeneous. Nevertheless, a review of the analytical phases of tidal action in estuaries, together with a concise exposition of the basic assumptions inherent in the solutions currently available, is a prerequisite for the discussion of diffusion and sedimentation. The following characteristics form the basis of subsequent theoretical developments:

a) A cyclical rise and fall of the water surface is assumed known at the mouth of estuaries as the result of the ocean tides. The bodies of water involved in the estuaries are small enough in comparison with the ocean so that direct tide generation by moon and sun remains negligible. Tidal flows in estuaries are accepted as the result of tide-producing forces at the mouth.

For the quantitative definition of tides in the undisturbed state, past measurements over long periods of time are relied upon. Harmonic analysis permits forecasts of the forcing tides. A suitable mean tide—such as mean high tide—is chosen for analysis, and modifications of simple patterns are produced by superposition of several harmonic components, if necessary. A mean sea level is derived from the records, for reference.

b) The geometry of tidal estuaries may vary widely. Sections landward may expand or contract, e.g., San Francisco Bay and the Delaware estuary, respectively. The simplest form and the one adopted for the present analytical review is the canal of constant shape.

c) The period  $T$  of a tidal wave, whether of the semidiurnal or the diurnal type, is generally so long that the wavelength  $L_0$  is

usually much larger than the length of the estuary considered. Such long waves have the important characteristic that the associated displacement of the waters is essentially horizontal, aligned with the channel axis, and uniform over the depth. The speed of propagation is therefore also proportional to  $C_0 = \sqrt{gh}$ . The amplitude of the tide is generally small as compared to the depth. The important analytical assumptions are thus, in summary:

- 1) amplitude  $a < \text{depth } h < \text{width } b < \text{tidal wavelength } L_0$ ,
- 2) tidal period  $T = \frac{L_0}{C}$ ,
- 3) wave shape is adequately described by harmonics.

In support of the above statements a few values may be given for the wavelength  $L_0$  for a normal tidal period of  $T = 12.4 \text{ hr} = 44,700 \text{ sec}$ :

for a depth of:	18 ft: $L_0 = 205 \text{ mi}$
	50 ft: $L_0 = 340 \text{ mi}$
	128 ft: $L_0 = 540 \text{ mi}$

Usually tidal lengths of estuaries fall far below these values. Many tidal reaches, however, approximate the interesting lengths of  $1/4$  to  $1/2 L_0$ .

d) The rise and fall of the tide at the mouth and the associated exchange of water masses through the entrance result in the temporary storage of large amounts of sea water in the estuary during high tide and the drainage of this water seaward during low tide. The total volume so exchanged is known as the tidal prism, which, for a given estuary, is variable only with tidal amplitude.

Of significance in relation to this tidal prism is the continual inflow of fresh water from upland sources which results in a volume of fresh water equal to discharge rate totaled over the tidal period. While this discharge rate may vary slowly with time, the ratio of fresh-water volume to the tidal prism has proved of value in the general classification of estuaries. Thus the Delaware River estuary is characterized by a low ratio of fresh- to sea-water volume, of the order 1:100, while by contrast the Mississippi estuary shows a much higher ratio, due to low Gulf tides and higher discharge rates, in the vicinity of 1:1.

It is clear that the geometry of the estuary greatly affects this ratio and makes its use only conditionally advisable. Generally the total fresh-water volume is often smaller than the tidal prism by, at least, an order of magnitude. As a direct result, the presence of fresh water in the estuary is normally of little consequence as far as the tidal flows are concerned. Tide-generated velocities largely exceed mean fresh-water flow velocities.

e) An important aspect of the relative magnitude of the fresh-water to salt-water prism ratio is the state of diffusion of the fresh water into the salt water. In first approximation, the higher



the value of this ratio the less diffusion takes place, and the state of mixing often remains largely incomplete at the mouth. The estuary is termed stratified and a distinct salinity wedge exists, as is the norm for the Mississippi and the Amazon.

A low ratio of fresh- to salt-water prism indicates an advanced state of diffusion, and the estuary is classified as a well-mixed estuary with only small variations of salinity over the depth. Naturally, any state of partial mixing may be observed between these two extremes. As stratification disappears with increased mixing through tidal action, vertical salinity profiles become more uniform. The Delaware River estuary may serve as an example of the well-mixed state.

f) Variations of the salinity over the depth are the cause of relatively weak internal density currents, which have been shown in recent years to be largely responsible for the salting patterns observed in estuaries. More will be said about this later. For the present purpose it may suffice to state that for the well-mixed estuary the resulting currents may be assumed to be of negligible magnitude as far as the dynamic effect of the tides is concerned.

Generally the so-called intrusion length of the salinity, that is, the distance within which the salinity at the mouth is reduced to nearly zero at some landward station, will be much smaller than the estuary length if the latter is defined as the reach affected by tidal action.

### 10.3 Mathematic Description of Tides without Friction

Tide phenomena are first derived without consideration of energy dissipation, to establish basic wave patterns of interest to engineers. The treatment is restricted to the case of rectangular cross section of width  $b$ , of local mean depth  $h$ , and of horizontal mean surface, to which temporal elevation changes  $\pm\eta$  are referred. Distances are measured along the channel axis, in  $x$  feet from a suitable origin  $x = 0$ . Amplitudes of the tidal waves are assumed small as compared to depth and velocities of flow as uniform over the depth. Thus the following basic relations are readily derived and applied to various tidal phenomena, considering the assumptions under Section 10.2c.

#### Basic Wave Equations

Assume any wave moving along the channel with celerity  $C_0$ . If a coordinate system is moving along with the same speed, the continuity condition may be applied to give

$$hC_0 = (h + \eta)(C_0 - u)$$

or

$$u = \frac{\eta}{h} C_0 = \frac{\eta}{h} \sqrt{gh} \quad (10.1a)$$

Since amplitudes are small compared to depth, velocities are equally small compared to celerity. Also:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{C_0}{h} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (10.1b)$$

Applying the continuity condition next to a stationary volume element of height  $(h + \eta)$  of unit length and of unit width, the storage per unit time  $\partial\eta/\partial t$  must equal the change in the rate of flow  $\partial u/\partial x$ , hence:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (u(h + \eta)) = 0 \quad (10.2a)$$

Using conditions (10.1a) and (10.1b), this reduces to

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + C_0 \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0 \quad (10.2b)$$

The dynamic conditions applied to a particle of unit mass result, for the one-dimensional motion considered here, in

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (10.3a)$$

which is readily transformed, employing Eqs. (10.1a) and (10.1b) and  $C_0 = \sqrt{gh}$ , into

$$\frac{\partial u}{\partial t} + C_0 \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0 \quad (10.3b)$$

Differentiating (10.2b) with respect to  $x$  and (10.3b) with respect to  $t$ , the two equations can be combined to yield

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = C_0^2 \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \quad (10.4a)$$

Similarly differentiating (10.2b) with respect to  $t$  and (10.3b) with respect to  $x$  will result in a completely analogous expression:

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = C_0^2 \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \quad (10.4b)$$

#### Waves Entering Uniform Canal of Infinite Length

Equations (10.4a) and (10.4b) are 11-known basic wave equations. These equations are satisfied for the specific case of

periodic long waves entering a canal of uniform section and of infinite length by the harmonic function

$$\eta = a \cos(\sigma t - kx) \quad (10.5)$$

wherein  $\sigma = \frac{2\pi}{T} = kC_0$  and  $k = \frac{2\pi}{L}$  are known as the frequency and the wave number, respectively. Obviously the wave defined by Eq. (10.5) has a maximum amplitude  $a$  at time  $t = 0$  and at  $x = 0$  and will be reproduced unchanged at any station  $x$  with a time lag  $kx$ . For  $x = L$  and for any multiple of  $L$  the wave is reproduced in phase with station  $x = 0$ .

The corresponding velocities  $u$  are readily derived by substituting Eq. (10.5) into Eq. (10.2b). The final result is

$$u = \frac{a}{h} \frac{\sigma}{k} \cos(\sigma t - kx) = \frac{a}{h} C_0 \cos(\sigma t - kx) \quad (10.6)$$

Velocities and surface elevations are in phase and are related, as shown before, by  $u = (\eta/h)C_0$ . The velocity is of the same sign as the amplitude, hence the wave is a progressive wave. The velocity at all times is compared to the maximum velocity  $u_{max} = (a/h)C_0$ .

Considering again depths of  $h = 18, 50,$  and  $128$  feet as examples and an amplitude-to-depth ratio of  $a/h = .05$ , the flow velocities reach maximum values of 1.2, 2, and 3.2 feet per second respectively.

The basic wave function will next be applied to a number of cases of fundamental interest.

### Tidal Wave Entering Channel Closed at one End

This case is dealt with as one of complete reflection of the entering progressive wave at the closed end. Thus, two waves of equal amplitude  $a$  and period  $T$  are superimposed, one traveling in the positive and one in the negative  $x$  direction. The result is a standing wave of maximum amplitude  $2a$  at the closed end  $x = 0$  and at multiple distances of  $L/2$ . Nodal points of zero amplitude and of maximum velocities exist at  $L/4$  and at odd multiples thereof. Of greatest interest in practice are cases of channel length approximating one quarter wavelength, as for example, the Bay of Fundy and Long Island Sound.

In accordance with the definitions in Fig. 10.1:

$$\begin{aligned} \eta &= \eta_1 + \eta_2 = a \cos(\sigma t - kx) + a \cos(\sigma t + kx) \\ \eta &= a(\cos \sigma t \cos kx + \sin \sigma t \sin kx + \cos \sigma t \cos kx - \sin \sigma t \sin kx) \quad (10.7) \\ \eta &= 2a \cos \sigma t \cos kx \end{aligned}$$

also, since

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -h \frac{\partial u}{\partial x} = -2a\sigma \sin \sigma t \cos kx$$

therefore

$$u = 2 \frac{a}{h} C_0 \sin \sigma t \sin kx \quad (10.8)$$

Thus amplitudes and velocities are out of phase by a 90 degree time angle. High water is obtained, therefore,

$$\text{at the closed end: } x = 0 \quad \text{for } t = 0: \eta_{0max} = 2a$$

$$\text{at the open end: } x = -l \quad \text{for } t = 0: \eta(-l)_{max} = 2a \cos kl$$

The ratio of the maximum tide at the closed end to tide at the entrance is

$$\frac{\eta_{0max}}{\eta(-l)_{max}} = \frac{1}{\cos kl} \quad (10.9)$$

hence this ratio is infinite if  $kl = \frac{\pi}{2}$  for  $\frac{l}{L} = \frac{1}{4}$ . Note that high water is obtained at the same time ( $t = 0$ ) everywhere in the channel.

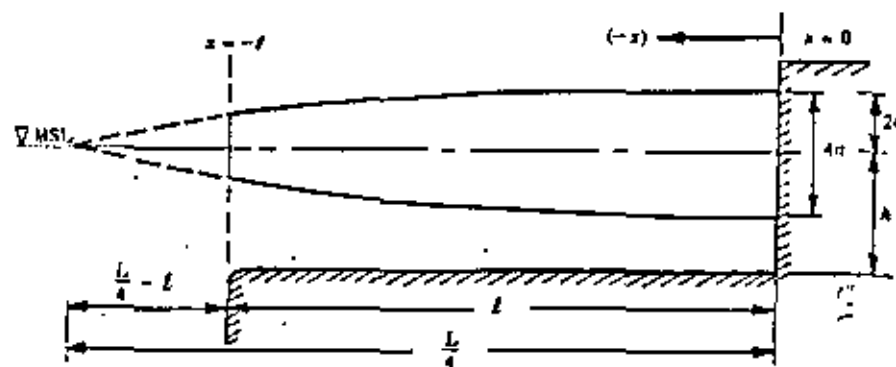


FIG. 10.1. Wave entering channel of finite length with reflecting end.

### Ocean With Tide Connected by Canal to Large Basin Without Tide

The conventions with respect to distance and amplitude, as given in Fig. 10.2, are adopted for convenience. At  $x = l$ , the tideless

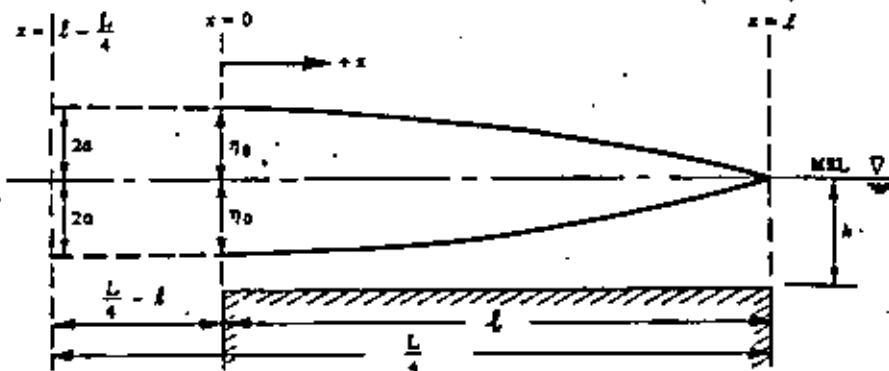


FIG. 10.2. Ocean connected to tideless basin with channel of constant section.

end of the canal, a nodal point must exist and the tides in the canal are represented as in the previous problem by a standing wave system composed of two progressive waves traveling in opposite directions of equal amplitude and period. The point of complete reflection is off the ocean entrance section at  $x = 0$  at an imaginary channel distance  $x = -(L/4 - l)$ . Measuring distances from this point, the results of the preceding section can be immediately adapted:

$$\eta = 2a \cos \sigma t \cosh \left( \frac{L}{4} - l + x \right) = 2a \cos \sigma t \cos \left[ \frac{\pi}{2} - k(l - x) \right]$$

$$u = 2 \frac{a}{h} C_0 \sin \sigma t \sinh \left( \frac{L}{4} - l + x \right) = 2 \frac{a}{h} C_0 \sin \sigma t \sin \left[ \frac{\pi}{2} - k(l - x) \right]$$

hence

$$\eta = 2a \cos \sigma t \sinh k(l - x)$$

$$u = 2 \frac{a}{h} C_0 \sin \sigma t \cosh k(l - x)$$

The high tide  $\eta_0$  of interest for reference is at  $x = 0$  and at  $t = 0$ :

$$\eta_0 = 2a \sinh kl \quad (10.10)$$

Therefore, finally:

$$\eta = \eta_0 \frac{\sinh k(l - x)}{\sinh kl} \cos \sigma t \quad (10.11)$$

$$u = \frac{\eta_0}{h} C_0 \frac{\cosh k(l - x)}{\sinh kl} \sin \sigma t \quad (10.12)$$

Obviously, these results may be extended to canals of any length, and time may be measured with respect to any time base by adding an appropriate angle to  $\sigma t$ .

### Two Oceans With Tides Connected by Canal (tides have different amplitudes and periods)

The principle of superposition permits simple solution for this case by adding the amplitudes and velocities for two different tidal waves entering the canal from opposite ends. Employing Fig. 10.2 for reference, indicate wave properties with subscripts 1 and 2 for the waves entering the canal at  $x = 0$  and  $x = l$ , respectively. Thus, for the tide entering at  $x = 0$ :

$$\eta_1 = \eta_0 \frac{\sinh k_1(l - x)}{\sinh k_1 l} \cos(\sigma_1 t + \alpha) \quad (10.13a)$$

$$u_1 = \frac{\eta_0}{h} C_0 \frac{\cosh k_1(l - x)}{\sinh k_1 l} \sin(\sigma_1 t + \alpha) \quad (10.13b)$$

It is to be noted that the total reflection point for wave 2 occurs at  $x = L_2/4$ . Measuring  $x$  as before, the equations are therefore, for the tide entering at  $x = l$ ,

$$\eta_2 = 2a_2 \cos(\sigma_2 t + \beta) \cosh k_2 \left( x - \frac{L_2}{4} \right)$$

$$u_2 = 2 \frac{a_2}{h} C_0 \sin(\sigma_2 t + \beta) \sinh k_2 \left( x - \frac{L_2}{4} \right)$$

Since

$$\sinh k_2 \left( x - \frac{L_2}{4} \right) = -\sin \left( \frac{\pi}{2} - k_2 x \right) = -\cosh k_2 x$$

and

$$\cosh k_2 \left( x - \frac{L_2}{4} \right) = \cos \left( \frac{\pi}{2} - k_2 x \right) = \sinh k_2 x$$

finally:

$$\eta_2 = \eta_2 \frac{\sinh k_2 x}{\sinh k_2 l} \cos(\sigma_2 t + \beta) \quad (10.14a)$$

$$u_2 = -\frac{\eta_2}{h} C_0 \frac{\cosh k_2 x}{\sinh k_2 l} \sin(\sigma_2 t + \beta) \quad (10.14b)$$

The final solution is therefore by superposition of Eqs. (10.13) and (10.14):

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 \quad (10.15a)$$

$$u = u_1 + u_2 \quad (10.15b)$$

The time  $t$  may be referred to high water at either end ( $\alpha = 0$  or  $\beta = 0$ ) or to the occurrence of the highest level in the canal. Note that the highest tide ( $\eta_x$ )<sub>max</sub> in the canal is a function of the relative values of  $\sigma_1$  and  $\sigma_2$  and of  $\eta_0$  and  $\eta_L$  only as long as  $h$  is constant, since

$$\sqrt{gh} = C_0 = \frac{\sigma_2}{k_2} = \frac{\sigma_1}{k_1}$$

A solution is therefore specified if the periods  $T_1$  and  $T_2$ , the depth  $h$ , the length  $l$ , and the amplitudes  $\eta_0$  and  $\eta_L$  are known in addition to the time reference.

Examples: Cape Cod Canal and the proposed sea-level canal to replace the Panama Canal.

### Tidal Waves in Canals of Gradually Varying Section

So far, only canals of constant width and depth have been considered. Wave celerity  $C_0$  was therefore constant and the amplitude was affected only by wave reflection. Continuing to neglect the effect of friction, the canal of variable section is now dealt with on the basis that wave reflections shall remain negligibly small. This is equivalent to stating that changes in section are so gradual as to be negligible within a wavelength or that  $l > L$ .

Thus, the wave energy is transmitted undiminished and the law of conservation of energy provides a convenient way of expressing the effect of changes of channel width and depth on the amplitude. Since the total energy of a progressive or a standing wave is given per unit surface area as

$$E_{\text{tot}} = \frac{1}{2} \gamma a^2 \quad \text{dimensionally: } \left[ \frac{FL}{L^2} \right] \quad (10.16)$$

the total energy for the entire surface of the wave is

$$b_0 L_0 E_{\text{tot}} = b_0 L_0 \frac{1}{2} \gamma a_0^2 = b_x L_x \frac{1}{2} \gamma a_x^2 \quad (10.17)$$

with subscript 0 referring to the initial or reference position and subscript  $x$  to any location. Since  $L_x/T = C_x = \sqrt{gh_x}$  and since  $T$  is independent of any deformation of the wave, Eq. (10.17) can be reduced, by substituting  $L_x = T\sqrt{gh_x}$ , to

$$\frac{a_x}{a_0} = \left( \frac{b_0}{b_x} \right)^{1/2} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^{1/4} \quad (10.18)$$

This is the well-known "Green's Law" established in 1837 [1].

With Eq. (10.18) the treatment of tidal flows, in the previous sections restricted to the uniform channel section, is readily expanded to a number of cases of gradually varied channel sections. It must be remembered, however, that Green's Law is strictly applicable only if  $l > L$ . A few simple examples will be briefly reviewed.

#### a) Channel of constant depth with width varying linearly

In accordance with Fig. 10.3a:  $b_x = b_0 \frac{x}{l}$

From Eq. (10.18):  $\frac{a_x}{a_0} = \left( \frac{b_0}{b_x} \right)^{1/2}$

Equation (10.5) gives  $\eta_x = a_x \cos[\sigma t - k(l-x)]$

Since the depth is not changing with  $x$  the celerity  $C_0$  is constant, hence the wave number  $k = \text{constant}$ . After substituting for  $a_x$ , the expression for the amplitude at any station and time is

$$\eta_x = a_0 \sqrt{\frac{l}{x}} \cos[\sigma t - k(l-x)] \quad (10.19)$$

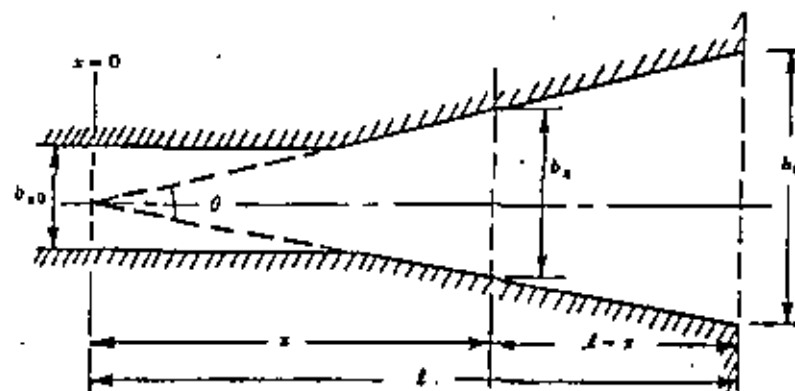


FIG. 10.3a. Wave entering linearly converging channel.

#### b) Channel of constant depth with exponential variation of width

From the notation on Fig. 10.3b:  $b_x = b_0 e^{-\frac{1}{L}(l-x)}$

From Eq. (10.18), therefore:  $\frac{a_x}{a_0} = e^{\frac{1}{2} \frac{(l-x)}{L}}$

hence:

$$\eta_x = a_0 e^{\frac{b}{l} (l-x)} \cos[\sigma t - k(l-x)] \quad (10.20)$$

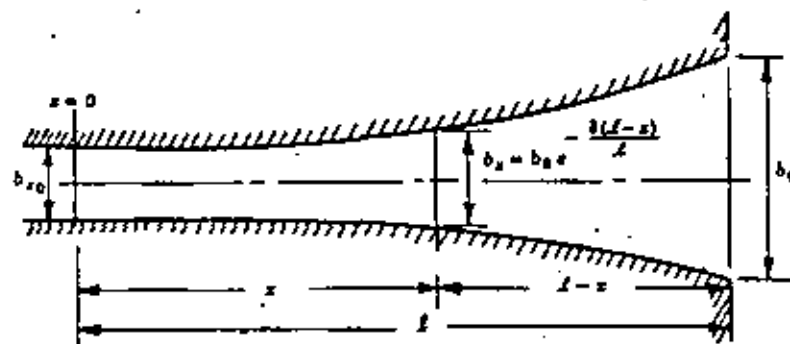


FIG. 10.3b. Wave entering channel with exponentially varying width.

#### c) Channel of constant width and linearly varying depth

With  $\left(\frac{h_x}{h_0}\right) = \frac{x}{l}$ , Green's Law will give  $\frac{a_x}{a_0} = \left(\frac{l}{x}\right)^{1/2}$ . The phase shift is no longer linearly proportional to distance from the entrance, since the celerity varies with depth:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = C_x = C_0 \left(\frac{h_x}{h_0}\right)^{1/2} = C_0 \left(\frac{x}{l}\right)^{1/2} \quad (10.21)$$

wherein

$$C_0 = \frac{\sigma}{k_0} = \frac{L_0}{T} \quad \text{at } x = l$$

and  $l$  is defined by  $\tan \alpha_b = \frac{h_0}{l}$  (slope of channel bottom).

The time it takes for high water to arrive at any station  $(l-x)$  from the entrance at  $x=l$  can be obtained from Eq. (10.21) by integrating so that the phase shift is

$$\sigma t_{II} = 2 \frac{\sigma}{C_0} \sqrt{l} (\sqrt{l} - \sqrt{x}) = 2k_0 l \left(1 - \sqrt{\frac{h_x}{h_0}}\right) \quad (10.22)$$

Therefore the expression for the amplitude is

$$\eta_x = a_0 \left(\frac{l}{x}\right)^{1/2} \cos \left[ \sigma t - 2k_0 l \left(1 - \sqrt{\frac{h_x}{h_0}}\right) \right] \quad (10.23)$$

The tidal movement in frictionless channels of variable section may be analyzed for a number of additional variants in similar fashion. Total or partial reflections can be handled as well as tidal motions in channels connecting large tidal basins. While considerable insight and confidence may be gained from formulating and understanding these problems, the fact must be stressed that friction will influence these phenomena in long canals considerably, as will be illustrated subsequently by several examples.

It should be mentioned in conclusion that Evangelisti [10] has given the most general solution for all cases where the variations in width and depth can be given by exponential functions. For additional material on tidal motion and more detailed study the references cited are recommended.

#### 10.4 Mathematic Description of Tides with Friction

As before, tidal motion is considered in a channel of uniform rectangular cross section with all previous assumptions remaining valid. The dynamic equation will be modified to include the effect of the frictional stress. While this resistance force is applied on the perimeter of the channel, it is introduced in this one-dimensional approach as a force applied uniformly per unit mass.

##### Basic Equations of Motion

Equation (10.3a) is expanded to include the resistance effect per unit mass:

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} - g \frac{u|u|}{C_c^2 h} \quad (10.24)$$

wherein

$$C_c = \sqrt{\frac{8g}{f}} = \text{Chezy coefficient}$$

and

$$f = \text{Darcy resistance coefficient}$$

since

$$u^2 = C_c^2 h S_e$$

$$e S_e = \frac{g u^2}{C_c^2 h} = \frac{g |u| u}{C_c^2 h} \quad (10.25)$$

or

$$e S_e = \frac{f}{8} \frac{u|u|}{h} \quad (10.26)$$

The symbol  $u|u$  is employed to obtain a reversal of stress with reversal of direction of  $u$ .

The nonlinear term  $u \frac{\partial u}{\partial x}$  can again be neglected for the reasons stated with Eq. (10.3b).

To permit further operations with Eq. (10.24) the resistance term must be linearized; a number of assumptions are necessary for this purpose:

a) the coefficients  $C_c$  and  $f$  are assumed constant regardless of the temporal values of  $u$ ;

b) the variation of  $u$  with  $t$  at any  $x$  is assumed still as a harmonic function:

$$u = u(x,t) = u_{\max} \cos \sigma t \quad (10.27)$$

wherein  $u_{\max}$  may still vary with  $x$ ;

c) the friction term in Eq. (10.24) is linearized on the basis that the work done by friction over a tidal cycle must be the same whether determined by the quadratic resistance law as given or by a substitute linear approximation. The work done per pound of fluid over a quarter-cycle is obtained by integration as follows:

$$\int_0^{\pi/2} \frac{f}{\gamma h} u \, dt = \int_0^{\pi/2} \frac{u^2}{C_c^2 h} u \, dt = \int_0^{\pi/2} (Mu) u \, dt \quad (10.28)$$

Substituting for  $u$  from Eq. (10.27), the value of the linear coefficient  $M$  is determined:

$$M = \frac{u_{\max}}{C_c^2 h} \frac{\int_0^{\pi/2} \cos^3 \sigma t \cdot dt}{\int_0^{\pi/2} \cos^2 \sigma t \cdot dt} \quad (10.29)$$

$$M = \frac{8}{3\pi} \frac{u_{\max}}{C_c^2 h} = \frac{f}{3\pi} \frac{u_{\max}}{gh}$$

With this value of  $M$  the quadratic resistance term in Eq. (10.24) may be replaced by  $gMu$ . In order to solve the subsequent general equations it is necessary to choose a representative value of  $u_{\max}$  for the entire channel to make  $M$  constant with respect to  $x$  as well as  $t$ .

The dynamic and the continuity equations may now be stated as follows:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \left( \frac{\partial \eta}{\partial x} + Mu \right) \quad (10.30a)$$

and, as before

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -h \frac{\partial u}{\partial x} \quad (10.31a)$$

Differentiating (10.30a) with respect to  $t$  and (10.31a) with respect to  $x$ :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -g \left( \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial t} + M \frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (10.30b)$$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial t} = -h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (10.31b)$$

hence

$$C_c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + gM \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10.32a)$$

This is the form of the so-called "Telegraphers" equation, which has a known solution only for constant  $M$ .

The equivalent procedure followed above—i.e., differentiating (10.30a) with respect to  $x$  and (10.31a) with respect to  $t$ —will permit the separation of variables for the expression of the dynamic equation in terms of amplitude rather than velocity.

$$C_c^2 \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + gM \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (10.32b)$$

For later evaluation, more convenient forms of Eqs. (10.32a) and (10.32b) are obtained by replacing the constant  $gM$  by  $u \tan 2\alpha$ . Several solutions of tidal problems will next be presented for illustration and later application in the discussion of diffusion in tidal channels.

The linearization of the friction term in the dynamic equation received major attention in the studies connected with the closing off by a dike of the Zuider-Zee through the famous physicist H. A. Lorentz and his committee. It was, however, first suggested in 1909 by Prasil and Dubs according to Einstein and Fuchs [7].

### Damped Tidal Wave Entering Canal of Infinite Length

The simplest case for application of Eq. (10.32b) is again the canal extending from the ocean entrance at  $x = 0$  to infinity. The initial and maximum amplitude is  $\epsilon_0$ , which according to the known solution is exponentially damped with progress of the wave into the canal. The wave number  $k$  is also changed by a fixed amount from

the frictionless value of  $k_0$  in the case of the channel of constant section and of constant friction coefficient. The solution is

$$\eta = a_0 e^{-\mu x} \cos(\sigma t - kx) \quad (10.33)$$

$\mu$  and  $k$  are both related to the resistance coefficient  $M = \frac{\sigma}{g} \tan 2\alpha$ .

The substitution of Eq. (10.33) into (10.32b) results in

$$1 + \frac{\mu^2 - k^2}{k_0^2} = \left( \frac{2\mu k}{k_0^2} - \tan 2\alpha \right) \tan(\sigma t - kx)$$

For the boundary condition  $x = 0$  and  $t = 0$ , therefore:

$$k_0^2 = k^2 - \mu^2 \quad (10.34)$$

wherein

$$k_0 = \frac{2\pi}{L_0} = \frac{\sigma}{C_0} = \frac{\sigma}{\sqrt{gh}}$$

$$\frac{g}{\sigma} M = \tan 2\alpha = 2 \frac{\mu}{k} \frac{1}{1 - (\mu/k)^2} \quad (10.35a)$$

also

$$\tan \alpha = \frac{\mu}{k} \quad (10.35b)$$

It is seen that friction imposes an additional phase shift, since  $k > k_0$  and hence  $L < L_0$  and  $C < C_0$ . It is noted that the ratio  $\mu/k$  must be constant throughout the channel, i.e.,  $\mu$  is proportional to  $k \tan \alpha$  in order that the equations of motion be satisfied.

Equation (10.33) is used to determine the expression for the tidal velocity  $u$  from the continuity condition (10.31a). Equation (10.33) is first differentiated with respect to  $t$ :

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -a_0 e^{-\mu x} \sigma \sin(\sigma t - kx) \quad (10.36)$$

since

$$\frac{1}{h} \frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{a_0}{h} \sigma e^{-\mu x} \sin(\sigma t - kx) \quad (10.37)$$

By integration with respect to  $x$ :

$$u = \frac{a_0}{h} \sigma \int e^{-\mu x} (\sin \sigma t \cos kx - \cos \sigma t \sin kx) dx$$

$$u = \frac{a_0}{h} \sigma \left[ e^{-\mu x} \sin \sigma t \left( \frac{-\mu \cos kx + k \sin kx}{\mu^2 + k^2} \right) - e^{-\mu x} \cos \sigma t \left( \frac{-\mu \sin kx - k \cos kx}{\mu^2 + k^2} \right) \right] + F(t)$$

The integration constant  $F(t)$  is zero, since for  $x = \infty$  the velocity  $u = 0$  at all values of time. The equation for  $u$  is readily simplified as follows:

$$u = \frac{a_0}{h} \sigma e^{-\mu x} \frac{1}{\mu^2 + k^2} [-\mu \sin(\sigma t - kx) + k \cos(\sigma t - kx)]$$

$$u = \frac{a_0}{h} C_0 e^{-\mu x} \frac{k_0}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} \left[ -\frac{\mu}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} \sin(\sigma t - kx) + \frac{k}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} \cos(\sigma t - kx) \right]$$

In agreement with Eq. (10.35b):

$$\sin \alpha = \frac{\mu}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} \quad \text{and} \quad \cos \alpha = \frac{k}{\sqrt{\mu^2 + k^2}}$$

Therefore:

$$u = \frac{a_0}{h} C_0 e^{-\mu x} \frac{k_0}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} [-\sin \alpha \sin(\sigma t - kx) + \cos \alpha \cos(\sigma t - kx)]$$

and finally:

$$u = \frac{a_0}{h} C_0 e^{-\mu x} \frac{k_0}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} \cos(\sigma t - kx + \alpha) \quad (10.38)$$

The following differences are noted with respect to the frictionless velocity given by Eq. (10.6):

- The velocity is reduced in accordance with the damped amplitude  $a_0 e^{-\mu x}$ .
- The velocity is further reduced by the factor

$$\frac{k_0}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} = \frac{1}{\sqrt{2\left(\frac{k}{k_0}\right)^2 - 1}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 2\left(\frac{\mu}{k_0}\right)^2}} \quad (10.39)$$

which is always less than unity [see Eq. (10.34)].

c) The occurrence of the maximum velocity is no longer coincident in time with the maximum amplitude but is shifted relative to it by the time angle  $\alpha$ , and therefore precedes it.

It is also noted that the celerity of the wave is reduced over the frictionless celerity  $C_0 = \sqrt{gh}$  by the factor

$$\frac{C}{C_0} = \frac{L}{L_0} = \frac{1}{\sqrt{1 + (\mu/k_0)^2}} \quad (10.40)$$

and that this factor is not the same as the one given in Eq. (10.39). The ratios  $C/C_0$  have been determined for various tidal channels as follows [7], [11], [13]:

Waterways Experiment Station—rectangular flume (various tidal conditions)	.71-.82
Panama Canal Model, semidiurnal tide	.81
Panama Canal Model, diurnal tide	.79
Delaware River, prototype	.94
Cape Cod Canal, prototype	.91

From these examples it is clear that the friction effect on tidal flow is sizable and must be considered in applications to actual estuaries.

#### Applications to More Complex Tidal Flows-Cooscillating Tides

The linearized method of analysis has been applied to various basic problems of the type discussed for the frictionless tidal motion. Perroud [11] studied analytical solutions for the various cases of tidal canals of gradually varying section, but the influence of friction could only be included by considering again a linearized factor  $M$  as defined by Eq. (10.29) and, as for the rectangular channel, the velocity  $u_{max}$  variable along the channel had to be replaced by some suitable average velocity  $\bar{u}$  of constant value throughout the channel. This makes the numerical prediction of the factor  $M$  from normal friction factors practically difficult, and recourse must be had to some observations of amplitudes along the channel and possibly of some velocities to obtain experimental values of  $M$ .

Analysis of the flow in a canal subject to tides at both ends, such as the Cape Cod Canal and the proposed sea-level canal across the Isthmus of Panama, has been of particular interest in recent years. The latter has been studied in detail by model experiments [14], which furnished the material for the analytical solution of the linearized problem by Einstein and Fuchs [7], [8] at

the request of the Tidal Hydraulics Committee of the U. S. Corps of Engineers. Since the computational methods are not essentially different from those of other tidal problems, it is preferred here to present some details of the work which was carried out at MIT in connection with analytical studies of the cooscillating tides in the experimental tidal channel at the Waterways Experiment Station at Vicksburg [13] and of the Bay of Fundy [12].

#### a) Tidal elevations for damped cooscillating tide in rectangular channel

With the definitions given in Fig. 10.1, the tidal elevations in the channel closed at one end are governed by the total reflection of the incident wave at the end of the basin. Mathematically, this problem is solved by means of superposition of two waves of the characteristics derived under 10.3 above: an incident wave of amplitude  $\eta_1$  entering from the ocean and traveling in the positive  $x$  direction and a reflected wave of amplitude  $\eta_2$  moving in the negative  $x$  direction. The amplitudes  $\eta_1$  and  $\eta_2$  are functions of  $x$  and  $t$  and are at all times equal at the reflecting station at  $x = 0$ . The time  $t$  is measured from the occurrence of high water at  $x = 0$ , at which time  $\eta_1 = \eta_2 = a_0$ . The tidal elevation at any time  $t$ , and at any station  $x$  in the channel is therefore

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = a_0 [e^{-\mu x} \cos(\omega t - kx) + e^{\mu x} \cos(\omega t + kx)] \quad (10.41)$$

The time of high water at any station in the channel is determined by

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 = -a_0 \omega [e^{-\mu x} \sin(\omega t_H - kx) + e^{\mu x} \sin(\omega t_H + kx)] \quad (10.42)$$

Equation (10.42) may be expanded and regrouped as follows:

$$0 = (e^{\mu x} + e^{-\mu x}) \sin \omega t_H \cos kx + (e^{\mu x} - e^{-\mu x}) \cos \omega t_H \sin kx$$

and since

$$\tanh \mu x = \frac{e^{\mu x} - e^{-\mu x}}{e^{\mu x} + e^{-\mu x}} \quad (10.43)$$

$$\tan \omega t_H = -\tan kx \tanh \mu x$$

This equation gives the time of high water at any station in the estuary with respect to the time of high water at the end of the channel at  $x = 0$ , where  $\omega t_H = 0$ . The value of  $\omega t_H$  in degrees is evidently

$$\omega t_H = \tan^{-1}(-\tan kx \tanh \mu x) \quad (10.44)$$



This time measure in degrees may be converted to  $t_H$  in hours by dividing  $\omega t_H$  by 29 degrees per hour assuming a tidal period  $T = 12.42$  hr. For the evaluation of the damping coefficient  $\mu$  from experimental tidal elevations the local maximum amplitude  $\eta_H$  is to be expressed in terms of the high-water amplitude  $\eta_{OH}$  at  $x = 0$ . By substituting Eq. (10.44) into Eq. (10.41), the following expression for  $\eta_H$  is obtained after considerable trigonometric conversion:

$$\eta_H = 2a_0 \sqrt{\frac{1}{2} (\cos 2kx + \cosh 2\mu x)} \quad (10.45a)$$

Since  $\eta_{OH} = 2a_0$ , the desired ratio is

$$\frac{\eta_H}{\eta_{OH}} = \sqrt{\frac{1}{2} (\cos 2kx + \cosh 2\mu x)} \quad (10.45b)$$

The amplitude of the ocean tide  $\eta_{EH}$  is therefore

$$\frac{\eta_{EH}}{\eta_{OH}} = \sqrt{\frac{1}{2} (\cos 2k\ell + \cosh 2\mu\ell)} \quad (10.46)$$

This total amplitude  $\eta_{EH}$  is the maximum of the amplitudes of the incident and reflected waves at the ocean entrance; however, it is to be noted that at this station these amplitudes differ considerably in magnitude.

#### b) Velocities for damped cooscillating tide in rectangular channel

In accordance with the derivation given for the velocity  $u$  from Eqs. (10.36) through (10.38) the expression for the tidal velocity for a cooscillating tide may be written immediately through superposition:

$$u = u_1 + u_2 = \frac{a_0 \sigma}{h} \int_0^x [e^{-\mu x} \sin(\omega t - kx) + e^{\mu x} \sin(\omega t + kx)] dx \quad (10.47)$$

This expression has the solution

$$u = \frac{a_0}{h} C_0 \frac{k_0}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} [e^{-\mu x} \cos(\omega t - kx + \alpha) - e^{\mu x} \sin(\omega t + kx + \alpha)] \quad (10.48)$$

in which the expression for  $u_2$  was derived by analogous procedure as for  $u_1$ . Since  $\eta_{OH} = 2a_0$  and since  $\eta_{OH}$  may be replaced through use of Eq. (10.46), Eq. (10.48) may be restated:

$$u = \frac{\eta_{EH}}{h} C_0 \frac{k_0}{\sqrt{\mu^2 + k^2}} \frac{[e^{-\mu x} \cos(\omega t - kx + \alpha) - e^{\mu x} \cos(\omega t + kx + \alpha)]}{\sqrt{2(\cos 2k\ell + \cosh 2\mu\ell)}} \quad (10.49)$$

For use in the salinity intrusion analysis the maximum tidal velocities at the ocean entrance of the channel are of interest. The maximum velocity at any station occurs when  $\partial u / \partial t = 0$ , and therefore, from Eq. (10.49):

$$\omega t_H = \tan^{-1}(-\tan kx \cosh \mu x) - \alpha \quad (10.50)$$

This value can be substituted into Eq. (10.49) to give the maximum velocity at any station and, with  $x = -\ell$ , the maximum velocity at the ocean entrance.

#### c) Tidal energy dissipation

One of the most important aims in trying to describe the tidal motion in estuaries through a mathematical solution is the quantitative definition of the energy dissipation per unit mass of fluid and the scale of turbulence. Knowledge concerning these quantities is essential for the quantitative description of the diffusion processes in estuaries, which are governed by the turbulence production and the convective currents of the tidal motion. While these processes are not open to analysis in detail, the preceding developments on tides with friction provide some bulk concepts on energy dissipation which have been useful in correlating diffusion data.

For such oscillatory waves, as have been assumed throughout, the energy per unit surface area is given by Eq. (10.16), which evidently is now variable with  $x$  due to the amplitude damping. At any station ( $-x$ ) the net flux of energy averaged over a tidal period  $T$  for the cooscillating tide must be the difference between the flux due to the incident wave  $\eta_1$  and the reflected wave  $\eta_2$ :

$$P = \gamma \frac{L b a_0^2}{2T} (e^{-2\mu x} - e^{2\mu x}) \quad (10.51)$$

$$P = -\gamma C b a_0^2 \sinh 2\mu x$$

wherein  $b$  is the width of the channel and  $L$  and  $T$  are invariable wave length and period, respectively. It is seen that for  $\mu = 0$  (i.e., a standing wave) the total energy flux is zero.

The energy flux at an intermediate station ( $-x$ ) with the convention adopted previously (see Fig. 10.1) is

$$P_{-x} = -\gamma C b a_0^2 \sinh 2\mu x \quad \frac{(1-ibx)}{sec}$$

and at the ocean end ( $x = -\ell$ )

$$P_{-\ell} = -\gamma C b a_0^2 \sinh 2\mu\ell \quad \frac{(1-ib\ell)}{sec}$$

The rate of energy dissipation between these two stations is therefore

$$-(P_{-l} - P_{-x}) = \gamma C b a_0^2 (\sinh 2\mu l - \sinh 2\mu x) \quad (10.52)$$

The mass of fluid in this portion of the channel is  $\rho b h (l - x)$ , and therefore the average rate of dissipation per unit mass is

$$G_x = \frac{\gamma C a_0^2}{h(l-x)} (\sinh 2\mu l - \sinh 2\mu x) \quad (10.53a)$$

The average rate of dissipation per unit mass for the entire channel is obtained for  $x = 0$ , hence

$$G = \frac{\gamma C a_0^2}{h l} \sinh 2\mu l \quad (10.53b)$$

The ratio of  $G_x/G$  is seen to be equal to

$$\frac{G_x}{G} = \frac{1 - \frac{\sinh 2\mu x}{\sinh 2\mu l}}{1 - \frac{x}{l}} \quad (10.54)$$

The ratio approaches unity for small values of  $\mu l$  and therefore, for the following analysis of salinity intrusion into an experimental channel, for example, the total rate of dissipation was determined from Eq. (10.53b) with sufficient accuracy. In this equation the amplitude of the individual wave  $a_0$  can be replaced by the maximum tidal amplitude at the ocean end  $\eta_{Hl}$  from Eq. (10.46):

$$G = \frac{\gamma C \eta_{Hl}^2}{2 h l} \left[ \frac{\sinh 2\mu l}{\cos 2k l + \cosh 2\mu l} \right] \quad (10.53c)$$

#### d) Method of determining wave number $k$ and damping modulus $\mu$

To describe the tidal motion in a simple estuary of prismatic section, it is necessary to determine two parameters: the wave number  $k = 2\pi/L$  and the damping modulus  $\mu$ . It is generally not possible to predict the values of  $\mu$  and  $k$  through their relation to  $\tan \alpha$  and  $M$  [see Eqs. (10.29) and (10.35)] since the latter values depend on the assumption of a representative average value of  $u_{max}$  in the estuary, in addition to the Chezy coefficient  $C_c$ . Einstein and Fuchs [8] have shown that some tidal observations are necessary to arrive at suitable numerical values for these quantities by comparisons with the results of the Panama Sea-Level Canal model studies.

For the evaluation of  $\mu$  and  $k$  in the cosemitting tide studies in the tidal flume at the Waterways Experiment Station at Vicksburg the following approach was employed [13]:

1) The time of high water  $t_{Hl}$  is determined as illustrated in Fig. 10.4 as a function of distance  $x$  from experimental observation of amplitude variations.

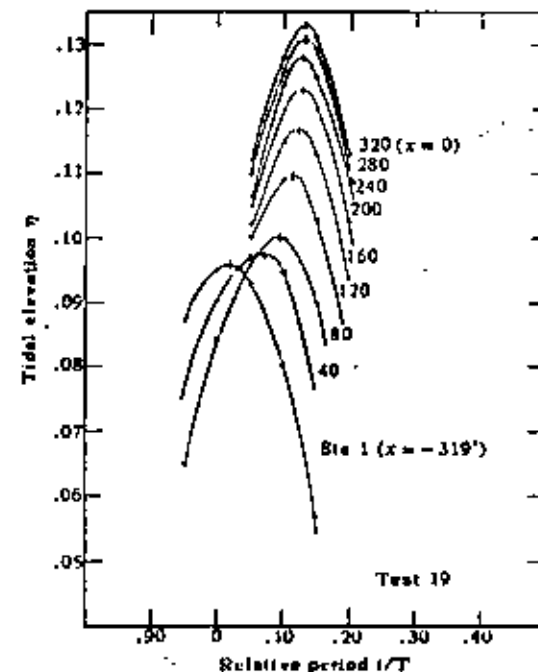


FIG. 10.4. Variation of amplitude and time of high water along channel [13].

2) Maximum amplitudes  $\eta_{Hl}$  at the various stations  $x$  are derived from the same plot and expressed in terms of the maximum amplitude  $\eta_{0Hl}$  at the closed end of the channel.

3) The experimental values of  $\eta_{Hl}/\eta_{0Hl}$  and of  $t_{Hl}$  are plotted next and will define a distinct curve. The equations (10.44) and (10.45b) are used to plot in the same plane two families of curves making use of the condition (10.35b) in the form:

$$\mu x = kx \tan \alpha = kx \frac{\Phi}{2\pi} \quad (10.55)$$

With either  $\Phi$  or  $kx = \text{constant}$ , simultaneous solutions of Eqs. (10.44) and (10.45b) will give curves of constant  $\Phi$  and  $kx$ , from which the values of  $\Phi$ ,  $kx$ , and then  $\mu x$  are obtained by interpolation.

4) With  $\mu$ ,  $k$ , and  $\phi$  or  $\alpha$  known, the maximum velocity at the ocean entrance at  $x = -l$  is readily evaluated from Eqs. (10.50) and (10.49).

5) The average rate of energy dissipation  $G$  is finally obtained from Eq. (10.53c).

The entire procedure will be illustrated in detail in the following section.

## 10.5 Experimental Results on Cooscillating Tides

In connection with salinity intrusion studies sponsored by the Tidal Hydraulics Committee of the U. S. Corps of Engineers at the Waterways Experiment Station in Vicksburg [13], valuable information was obtained on the tidal flows in a rectangular channel. The tests covered a considerable range of tidal amplitude and channel roughness, and the results are presented here to demonstrate the degree to which the linearized theory of the cooscillating tide in a rectangular channel may be applied with satisfactory results.

### Description of Experimental Conditions

Tests were carried out in a lucite flume  $L = 327$  ft long,  $b = .75$  ft wide, and at a depth  $h = .50$  ft. Tides were generated at the open end in a large salt-water basin and near the closed end provision was made for the steady inflow of metered fresh water. In accordance with the constant depth the wavelength of the frictionless tide was  $L_0 = 2400$  ft for a wave velocity  $C_0 = \sqrt{gh} = 4$  ft per sec and a constant period of  $T = 10$  min = 600 sec. Only for one run was the period changed to 7 min = 420 sec (run No. 30-3). The tidal amplitudes  $\eta_{2H}$  were .05, .075, and .10 ft at the ocean end, so that the total tidal range varied from 20 to 40 percent of the depth: a somewhat strained condition for the application of the small-amplitude theory, but necessitated by experimental accuracy. The channel roughness for most runs consisted of 1/4-in. square lucite strips attached to the sides of the channel only, at 2-in. distances center to center; some runs had the same strips only on the bottom, and one run was made with a smooth channel. The Manning roughness coefficient was determined from steady-flow runs to be .020, .018, and .011 for the various roughness conditions. In the order mentioned. Certain runs were made without fresh-water flow to obtain tidal data on surface elevations and velocities for direct comparison with the theory, while for others the effects of varying fresh-water flows and different ocean salinities on the tidal quantities were to be determined.

### Analysis of Tidal Data

As an example of the calculation procedure, the analysis for test 29 is presented in detail. A plot was made of surface elevation (above or below MSL) versus time for each station recorded. By graphical interpolation the amplitudes and times of both high water and low water are recorded for each station, in columns (2) and (5) in Table 10.1. The averages of the elevations of both high and low water are listed in column (3), since the theory assumes a symmetrical tidal wave. The ratio of the average local amplitude at the closed end  $\eta_{2H}/\eta_{2H}$  is then computed as shown in column (4). A similar averaging of the time of high and low water is given in column (6). Finally, the time of high water referred to zero at the closed end is shown in columns (7) and (8). The values tabulated in columns (7) and (8) are plotted as shown in Fig. 10.5 and the value of  $\phi$  which best fits the experimental data is found by trial. (In test 29,  $\phi = 2.75$ .) The value of  $kx$  for each experimental point along the  $\phi = \text{const}$  curve is interpolated from Fig. 10.5 as shown in column (9) of Table 10.1. Since the distance  $x$  [column (10)] is known for each point, the corresponding value of  $k$  is found as shown in column (11) and the average value is used for the test. In test 29 this average value is  $k = .166^\circ/\text{ft} = .0033$  rad/ft. From Eq. (10.55),

$$\mu = \frac{\phi}{2\pi} k = \frac{2.75}{6.28} (.0033) = .0014 \text{ rad/ft}$$

The maximum value of the tidal velocity at the ocean entrance as calculated from Eqs. (10.50) and (10.49) is  $u_0 = 0.44$  ft/sec. Maximum velocities at other stations along the channel were calculated in the same manner. As expected, the variation of the maximum velocity along the channel within the salinity intrusion length (approximately one half of channel length) is almost linear. Figure 10.5 also shows the results from several other runs in series I (tidal amplitude  $\eta_{2H} = .05$  ft) and in series III (tidal amplitude  $\eta_{2H} = .10$  ft).

All of the pertinent tidal data are summarized in Table 10.2. For all practical purposes  $\mu$  and  $k$  may be considered quite independent of changes in salinity and fresh-water velocity. The wave damping factor  $\mu$  increases with increasing tidal amplitude and decreasing tidal period (test 30-3). The roughness indicated in the table as side, bottom, and smooth refers to the conditions mentioned at the beginning of this section.

For the series III tests Table 10.2 shows that the value of  $\mu$  changes in direct proportion to the change in Manning's  $n$ . The changes in  $\mu$  due to tidal amplitude and period noted above are in accordance with Eqs. (10.35) and (10.29). The value of the linearized friction coefficient  $M$  increases with  $u_{max}$ , which is proportional to amplitude and inversely proportional to period.  $M$  in turn

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Station from ocean	$\eta$ $\pm$ MSL (ft)	$\eta_H$ (av.) $\pm$ MSL (ft)	$\frac{\eta_H}{\eta_{OH}}$	$\frac{t}{T}$	$\frac{f_0}{T}$ (av.)	$\frac{f_H}{T}$ (av.)	$\frac{\sigma f_H}{360^\circ \times (7)}$	$kx$ ( $\Phi = 2.75$ )	$x$ (ft)	$k$ %/ft
1	(H.W.) +.047 (L.W.) -.054	.050	0.70	(H.W.) .017 (L.W.) .482	-.001	-.112	-40.3°	-61°	-326	.187
40	+.051 -.053	.052	0.72	.042 .528	.035	-.076	-27.3	-54	-287	.188
80	+.052 -.038	.055	0.76	.070 .555	.062	-.049	-17.6	-46	-247	.186
120	+.058 -.063	.060	0.84	.073 .583	.078	-.034	-12.2	-38	-207	.184
160	+.063 -.063	.063	0.875	.085 .592	.088	-.023	- 8.3	-32	-167	.191
200	+.067 -.068	.068	0.94	.090 .605	.097	-.014	- 5.0	-23	-127	.181
240	+.068 -.071	.069	0.96	.100 .612	.106	-.005	- 1.8	-18	- 87	.205
280	+.071 -.071	.071	0.99	.100 .623	.111	0	0	-	- 47	-
320	+.071 -.073	.072	1.00	.100 .623	.111	0	0	-	- 7	-

Table 10.2 General Summary of Tidal Characteristics [13]

Mean depth,  $h = 0.5$  ft;  
tidal period,  $T = 600$  sec  
(except where noted)

Length  $l = 327$  ft;  
width  $b = .75$  ft

$C_0 = \sqrt{gh} = 4.0$  ft/sec;  
 $L_0 = C_0 T = 2400$  ft;  
 $k_0 = .0026$  rad/ft

Test No.	Type of roughness	Salinity $S_0$ ppt	Fresh-water velocity $U_f$ (ft/sec)	Wave number $k$ (rad/ft)	Damping modulus $\mu$ (rad/ft)	Wavelength $L = \frac{2\pi}{k}$ (ft)	Celerity $C = \frac{L}{T}$ (ft/sec)	Energy dissipation $G \times 10^3$ (ft <sup>2</sup> /sec <sup>3</sup> )
Series I tidal amplitude = .05 ft								
29	side	0	0	.0033	.0014	1925	3.18	-
30-3	side	0	0	(.0048)	(.0021)	(1350)	(3.12)	-
18	side	5.3	.02	.0035	.0015	1790	3.00	1.00
16	side	29.2	.02	.0034	.0015	1860	3.08	0.95
2	side	25.6	.04	(T16)	(T16)	(1860)	(3.08)	(0.95)
11	side	26.4	.056	(T16)	(T16)	(1860)	(3.08)	(0.95)
26	bottom	28.3	.02	.0032	.0014	1940	3.28	0.88
31	side	dye	.02	(T29)	(T29)	(1925)	(3.18)	(0.93)
Series II tidal amplitude = .075 ft								
15	side	29.5	.02	.0035	.0017	1790	3.00	2.20
10	side	26.8	.056	(T15)	(T15)	(1790)	(3.00)	(2.20)
32	side	dye	.02	(T15)	(T15)	(1790)	(3.00)	(2.20)
Series III tidal amplitude = .10 ft								
28	side	0	0	.0037	.0019	1700	2.83	3.90
19	side	5.3	.02	.0036	.0019	1740	2.91	3.90
14	side	29.7	.02	.0036	.0019	1740	2.91	3.90
4	side	27.3	.04	(T14)	(T14)	(1740)	(2.91)	(3.90)
9	side	27.0	.056	(T14)	(T14)	(1740)	(2.91)	(3.90)
25	bottom	4.9	.02	.0034	.0018	1860	3.08	3.80
24	bottom	29.7	.02	(T25)	(T25)	(1860)	(3.08)	(3.80)
34	smooth	27.5	.06	.0031	.0010	2010	3.38	3.00
33	side	dye	.02	(T28)	(T28)	(1700)	(2.87)	(3.90)

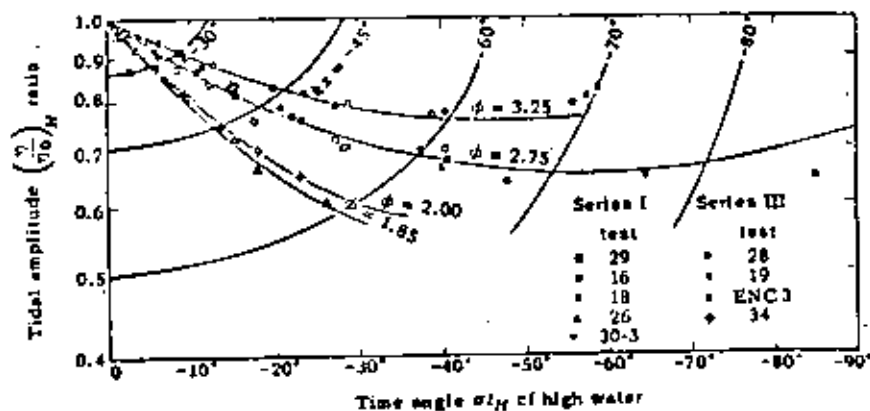


FIG. 10.5. Determination of damping coefficient  $\mu$  and of wave number  $k$  from tidal elevations [13].

is proportional to  $\tan \alpha$  and hence to  $\mu$ . An exact correlation is not possible, since the effect of the assumption of linear frictional damping must also contribute to the changes in  $\mu$  noted above.

It is concluded that the values of  $\mu$  and  $k$  as determined generally reflect the effect of the various independent quantities on the tidal dynamics quite accurately. The length and celerity of the tidal wave are also given in Table 10.2. Both  $L$  and  $C$  show a reduction, in comparison with the frictionless values  $L_0$  and  $C_0$ , of approximately 25 percent.

The value of the average rate of energy dissipation (per unit mass fluid)  $G$ , due to tidal friction is calculated from Eq. (10.54) and is given in the last column of Table 10.2.

#### REFERENCES

1. Lamb, H.: "Hydrodynamics," Cambridge University Press, 1932; (American edition) Dover Publications, New York, 1945.
2. Proudman, J.: "Dynamical Oceanography," Methuen and Co., Ltd., London, 1952.
3. Pillsbury, G. B.: "Tidal Hydraulics," Sales Agent, Superintendent of Documents, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., revised edition, 1956.
4. Schoenfeld, J. C.: "Propagation of Tides and Similar Waves," Staatsdrukkerij, 'S-Gravenhage, Netherlands, 1951.
5. Dronkers, J. J. and J. C. Schoenfeld: "Tidal Computations in Shallow Water," Rijkswaterstaat, Koningskade 25, The Hague, Netherlands, 1959.
6. Dronkers, J. J. and J. C. Schoenfeld: Tidal Computations in Shallow Water, J. Hydraulics Div., Proc. ASCE, Separate No. 714, June 1955.
7. Einstein, H. A. and R. A. Fuchs: "The Prediction of Tidal Flows in Canals and Estuaries," 1. Report to Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, U. S. Army, 1954.
8. Einstein, H. A. and R. A. Fuchs: "The Calculation of Tidal Flows in the Panama-Sea-Level Canal by the Linearized Method," 2. Report to Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, U. S. Army, 1956.
9. Einstein, H. A. and R. A. Fuchs: Computation of Tides and Tidal Currents—United States Practice, J. Hydraulics Div., Proc. ASCE, Separate No. 715, June 1955.
10. Evangelisti, G.: On Tidal Waves in a Canal With Variable Cross Section, Paper A-10, Proc. Sixth General Meeting IAHR, The Hague, Netherlands, 1955.
11. Perroud, P.: "The Propagation of Tidal Waves into Channels of Gradually Varying Cross Section," Technical Memorandum No. 112, Beach Erosion Board, Washington, D. C., 1959.
12. Ippen, A. T. and D. R. F. Harleman: "Investigation of Influence of Proposed International Passamaquoddy Tidal Power Project on Tides in the Bay of Fundy," Report to U. S. Army Engineer Division, New England Corps of Engineers, Boston, Mass., July 1958.
13. Ippen, A. T. and D. R. F. Harleman: "Analytical Studies of Salinity Intrusion in Estuaries and Canals, Phase 1: One-Dimensional Analysis," Technical Bulletin No. 5, Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, U. S. Army, June 1961.
14. Meyers, J. S. and E. A. Schultz: Tidal Currents, Panama Sea-Level Canal Symposium, Trans. ASCE, vol. 114, 1949.
15. Harleman, D. R. F. and A. T. Ippen: Friction and Energy Dissipation in Long Wave Hydrodynamics, Proc. Conf. on Tsunami Hydrodynamics, 10th Pacific Science Congress, Sept. 1961.
16. Allen, J. and J. L. Matheson: An Experimental Investigation of the Propagation of Tides in Parallel and in Convergent Channels, J. Inst. Civil Eng., vol. 15, pp. 107-118, Dec. 1940.
17. Proudman, J.: Oscillations of Tide and Surge in an Estuary of Finite Length, J. Fluid Mech., 2(4):371-82 (1957).
18. Schoenfeld, J. C.: Theoretical Considerations on an Experimental Bore, Paper A15, Sixth Congress IAHR, The Hague, 1955.
19. Rose, D.: Die numerische Ermittlung der Gezeitenbewegungen in Tideflüssen, Publ. No. 51, Int. Assoc. for Sci. Hydrology, IUGG, Helsinki, 1960.
20. Rose, D.: Ueber die quantitative Ermittlung der Gezeiten und Gezeitenströme in Flachwassergebieten mit dem Differenzenverfahren, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau, pp. 1-189, no. 18, 1960, Technische Hochschule, Hannover, Germany.

21. Rubbert, F. K.: Die Tiderechnung als Problem der numerischen Analysis, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, No. 12, pp. 29-51, 1959, Karlsruhe, Germany.

## PART II: REAL ESTUARIES

D. R. F. HARLEMAN

### 10.6 Introduction

Analysis of tidal motion in real estuaries necessarily involves a degree of approximation, since it is never possible to specify boundary conditions by exact analytical expressions. For relatively narrow estuaries it is generally permissible to neglect the effect of the earth's rotation (as was the case in Part I); however, it is rarely possible to ignore the effect of friction on tidal wave propagation in real estuaries. Thus the dynamic equation to be satisfied is the one-dimensional equation of motion for long waves with frictional dissipation (Eq. (10.24))

$$\frac{\partial u}{\partial t} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + g \frac{u|u|}{C_c^2 R} = 0 \quad (10.56)$$

where, in keeping with the long-wave approximation, the term  $u \partial u / \partial x$  is neglected. In addition, the hydraulic radius is used in the frictional resistance term\* in place of the depth  $h$ . Thus, with the latter exception, the equation of motion is identical with that used for analysis of tidal motion in rectangular channels.

Since the particle velocity  $u$  given by Eq. (10.56) is a function only of  $x$  and  $t$ , it must represent the instantaneous fluid velocity averaged over the cross section. The continuity equation for an estuary in which the area is a variable is obtained as follows: During the interval of time  $dt$ , let  $A$  and  $A + \partial A / \partial x dx$  be the cross sectional areas at  $x$  and  $x + dx$ . The corresponding velocities are  $u$  and  $u + \partial u / \partial x dx$ . During the same interval,  $b$  is the average water surface width in the section  $dx$  and  $\eta$  is the instantaneous water surface elevation measured with respect to the undisturbed depth  $h$ .

\*The frictional resistance force per unit mass fluid is  $g S_e$ , where  $S_e$  is the instantaneous energy gradient given by the Chezy equation  $u = C_c \sqrt{h S_e}$ .

The inflow minus the outflow equals the increase in the volume of water in the region, thus

$$A u dt - \left( A + \frac{\partial A}{\partial x} dx \right) \left( u + \frac{\partial u}{\partial x} dx \right) dt = \left( \frac{\partial \eta}{\partial t} dt \right) (b dx) \quad (10.57)$$

Dividing by  $dx dt$  and neglecting the second-order term in  $dx$ , the equation of continuity is obtained:

$$\frac{\partial (A u)}{\partial x} + b \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \quad (10.58)$$

As discussed in Part I, the nonlinear resistance term in Eq. (10.56) may be replaced by the equivalent linear term; thus the equation of motion becomes

$$\frac{\partial u}{\partial t} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + g M u = 0 \quad (10.59)$$

where

$$M = \frac{B u_{max}}{3 u C_c^2 R} \quad (10.60)$$

In general,  $u_{max}$ ,  $R$ , and  $C_c$  are functions of  $x$ , therefore  $M$  is also a function of  $x$ . By employing the substitution

$$u = \frac{\partial \xi}{\partial t} \quad (10.61)$$

where  $\xi$  is the horizontal particle displacement, the continuity equation becomes

$$\eta = -\frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial x} (A \xi) \quad (10.62)$$

and the equation of motion can then be written as

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} - g \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial x} (A \xi) \right] + g M \frac{\partial \xi}{\partial t} = 0 \quad (10.63)$$

If  $A$  is taken to be the mean cross sectional area corresponding to the undisturbed depth  $h$ , then  $b$  is the mean surface width and  $A = bh$ . Therefore, since  $A$ ,  $b$ , and  $h$  are functions of  $x$  and not of  $t$ , Eq. (10.63) may be written in terms of the new variable  $(A \xi)$ :

$$\frac{\partial^2 (A \xi)}{\partial t^2} - gh \frac{\partial^2 (A \xi)}{\partial x^2} + \frac{gh}{b} \frac{\partial b}{\partial x} \frac{\partial}{\partial x} (A \xi) + g M \frac{\partial (A \xi)}{\partial t} = 0 \quad (10.64)$$

The solution of Eq. (10.64), subject to the appropriate boundary conditions, gives  $(A\xi)$  as a function of  $x$  and  $t$ . Thus the water surface elevation  $\eta$  at any  $x$  and  $t$  follows from Eq. (10.62) and the tidal velocity is given by

$$v = \frac{1}{A} \frac{\partial(A\xi)}{\partial t} \quad (10.65)$$

from Eq. (10.61).

Equation (10.64) can be solved for certain simple boundary geometries if  $M$ , the linearized frictional coefficient, is taken to be a constant rather than a function of  $x$ . Several cases of this type have been worked out by Perroud [1]; however, this approach is of little practical value in the case of real estuaries where  $M$  [Eq. (10.60)] is an unknown function of  $x$ .

### Physical Concepts of Tidal Motion in Estuaries

The analytical difficulties associated with the general equation (10.64) for tidal motion in an estuary with friction have given rise to various approximate methods. Before discussing these methods some considerations of the physical processes encompassed by the general equation will be helpful.

An incident wave enters the estuary from the ocean. The period of this wave and that of the entire wave motion in the estuary is governed by the characteristics of the ocean tide. For the classical semidiurnal tide  $T = 12.42$  hr; in the case of a mixed tide in which succeeding high waters are appreciably different, a superposition of incident waves may be used as long as the wave amplitude-to-depth ratio does not become large enough to introduce nonlinear effects. In extreme cases the tide may be represented by a diurnal period of 24.84 hr. The amplitude of the incident wave progressing up the estuary is influenced by the geometry of the estuary in several ways:

- a) If the estuary is convergent, the amplitude tends to increase;
- b) since the length of the estuary is generally less than the tidal wavelength, wave reflection from the side walls may be expected due to rapid convergence. This continuous reflection of energy tends to reduce the incident wave amplitude;
- c) energy dissipation by boundary friction tends to reduce the amplitude of the incident wave.

If the estuary has a small bottom slope and is very long and without physical obstructions, the latter two effects may dominate and the tidal amplitude may gradually diminish to zero. The motion in such an estuary is therefore characterized by a single progressive wave. In this case the incident wave at the ocean entrance is equal

to that which would be observed by a tide gauge at that point. The difference between the time of high water at two points within this type of estuary is given approximately by the time of travel of a long progressive wave. Neglecting frictional effects and recognizing that the depth  $h$  may be a function of  $x$ ,

$$C = \sqrt{gh(x)} \quad (10.66)$$

and

$$t = \int \frac{dx}{\sqrt{gh(x)}} \quad (10.67)$$

If the estuary is terminated by a dam or by a fall line where critical depth exists for all tidal stages, the incident wave will be reflected at this point. The reflected wave will propagate down the estuary and will be influenced by estuary geometry (widening) and frictional dissipation. The observed tidal wave motion in the estuary, including the tide gauge at the ocean entrance, will be the sum of the incident and reflected waves. The time of high water will still occur progressively later; however, the difference will generally be less than that given by Eq. (10.67). This type of motion is known as a cooscillating tide.

The justification for using the mean depth  $h = A/b$  in wave equations for a channel of irregular cross section has been given by Proudman [2]. By considering wave propagation in a channel of parabolic section it can be shown that the frictionless celerity is given by

$$C = \sqrt{gh \left[ 1 - \frac{1}{9} \left( \frac{b}{L} \right)^2 \right]} \quad (10.68)$$

Thus the correction based on the channel width to tidal wavelength ratio is negligible in a real estuary.

### 10.7 Methods of Analysis

The various methods of analysis of tidal motion within estuaries can be generally grouped in two main categories:

- a) numerical integration
  - 1) by finite differences,
  - 2) by characteristics;
- b) harmonic.

A brief outline of the numerical integration methods will be given, together with some references which may be consulted for specific procedures. The harmonic method will be illustrated by

application of the damped cooscillating tide analysis (as discussed in Part I) to actual estuaries.

The choice of the method of analysis depends to a large extent on the type of information desired and on the information available. Due to the difficulty and expense of making tidal velocity measurements in an estuary, it is frequently necessary to have a method of calculating these velocities from quantities which are already known or which are more readily measured. Thus, if the water surface elevations  $\eta$  and the time phasing of high and low water are known, the continuity equation (10.58) provides the means of determining the tidal velocities. The harmonic methods have an advantage over numerical methods in that they result in analytic expressions for surface elevation and tidal velocity. Thus, if the expressions represent existing conditions, predictions may be made as to the effect of proposed changes on the tidal regime.

### 10.8 Numerical Integration Methods

All of the numerical integration methods of analysis, whether by finite differences or by characteristics, require a schematization of the estuary. The first geometric simplification divides the estuary into channels which convey water and parts (like shoals and dead branches) which store water on the rising tide and return water on the falling tide. A second sectionalization is necessary in view of variations in cross section along the axis of the estuary. The spacing between segments is a matter of considerable variation and depends upon the geometric complexity of the estuary under consideration.

#### Finite Differences

The equation of continuity (10.58) and the equation of motion with the linearized frictional term (10.59) are assumed to have solutions of the form

$$\eta = Z_1(x) \cos \sigma t + Z_2(x) \sin \sigma t \quad (10.69)$$

and

$$u = U_1(x) \sin \sigma t - U_2(x) \cos \sigma t \quad (10.70)$$

Upon substituting Eqs. (10.69) and (10.70) into Eq. (10.58) and replacing the derivatives by finite differences, the following are obtained:

$$\Delta(AU_1) = \sigma b Z_1 \Delta x \quad (10.71)$$

$$\Delta(AU_2) = \sigma b Z_2 \Delta x$$

where  $\Delta x$  is the longitudinal distance between segments.

By performing a similar substitution in Eq. (10.59) the additional equations are obtained:

$$\Delta Z_1 = \left( -\frac{\sigma U_1}{g} + MU_2 \right) \Delta x \quad (10.72)$$

$$\Delta Z_2 = \left( -\frac{\sigma U_2}{g} - MU_1 \right) \Delta x$$

Assume that from observation the tidal velocity  $u$  is known as a function of time at station  $x = 0$ , near the head of the estuary. Hence  $U_1(0)$  and  $U_2(0)$  can be found from Eq. (10.70).

The second boundary condition requires that observations of tidal elevation as a function of time be made at station  $x_1 = 0 + \Delta x/2$ . Therefore,  $Z_1(x_1)$  and  $Z_2(x_1)$  can be found from Eq. (10.69). In addition,

$$u_{max}^2(0) = U_1^2(0) + U_2^2(0) \quad (10.73)$$

and  $M(0)$  can be determined from Eq. (10.60) by picking a suitable value of the Chezy coefficient for the section in question. Equations (10.71) and (10.72) are then used to evaluate  $U_1$  and  $U_2$  at subsequent even-numbered sections and  $Z_1$  and  $Z_2$  at odd-numbered sections. Therefore,  $\eta$  and  $u$  can be found for the various sections along the estuary.

The above method has been used by Proudman [3] and is typical of the various finite differences methods. Similar procedures have been given by Defant [4], Taylor [5], and Grace [6]. It is interesting that all four have applied their methods to the tides of the Bristol Channel. For example, Grace obtains a reasonable agreement with observed tidal elevations with values of  $C_c$  (English units) ranging from 80 to 140 with a mean value of 105 for the entire channel. In practice the difficulty lies in choosing, a priori, the correct value of  $C_c$ . However, values which produce the observed tidal elevation and phasing can be found by trial. More recent measurements of friction in tidal currents have been made by Bowden and Fairbairn [7] in the Mersey estuary, LeFloch [8] in the Seine (av.  $C_c = 90$ ), Proudman [9] and Munk et al. [10] on frictional effects on continental shelves.

#### Characteristics

The application of the method of characteristics to the calculation of tides in estuaries is most readily shown by neglecting frictional effects. In this case ( $M = 0$ ), the equations of continuity (10.58) and motion (10.59) can be written in terms of the instantaneous tidal discharge ( $Q = Au$ ) and elevation  $\eta$ :



$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \quad (10.74)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (10.75)$$

Multiplying Eq. (10.74) by  $W_0 C_0/2$  and Eq. (10.75) by  $C_0/2$  and adding or subtracting, the following equation is obtained:

$$\frac{W_0 C_0}{2} \left[ \frac{\partial Q}{\partial x} + b \frac{\partial \eta}{\partial t} \right] \pm \frac{C_0}{2} \left[ \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} \right] = 0 \quad (10.76)$$

where  $W_0 = \sqrt{\frac{1}{gAb}}$  and  $C_0 = \sqrt{\frac{gA}{b}} = \sqrt{gh}$ . Taking the positive sign, Eq. (10.76) is identical with

$$\frac{dF}{dt} = \frac{\partial F}{\partial t} + C_0 \frac{\partial F}{\partial x} = 0 \quad (10.77)$$

If

$$F = \frac{\eta}{2} + \frac{W_0 Q}{2} \quad (10.78)$$

In a similar manner, taking the negative sign, Eq. (10.76) is identical with

$$\frac{dG}{dt} = \frac{\partial G}{\partial t} - C_0 \frac{\partial G}{\partial x} = 0 \quad (10.79)$$

If

$$G = \frac{\eta}{2} - \frac{W_0 Q}{2} \quad (10.80)$$

The functions  $F$  and  $G$  may be considered as new variables in the  $\eta - Q$  plane; they are known as the characteristic wave components. Since both satisfy the condition that their total derivatives with respect to time are zero [Eqs. (10.77) and (10.79)],  $F$  is propagated in the positive sense with a velocity  $+C_0$  and  $G$  in the negative sense with a velocity  $-C_0$ . As a starting point in the analysis it must be assumed that  $\eta$  is known as a function of time at the mouth of the estuary and that  $Q$  is known at the landward end. Furthermore, the variation of  $\eta$  and  $Q$  must be known (or assumed) along the estuary at the instant  $t_0$ . The modifications necessary to account for frictional effects have been discussed by Dronkers (11); however, the method becomes extremely cumbersome. The method of characteristics is most useful in dealing with situations in which

friction can be neglected, as in short estuaries or delta regions consisting of interconnecting waterways. In the latter case the use of the  $\eta - Q$  plane is a simplification in comparison with the physical  $x - t$  plane.

### 10.9 Harmonic Method: Damped Cooscillating Tide

The equations for the damped cooscillating tide in a rectangular estuary of constant depth and width were derived in Part I. The purpose of this discussion is to show how modifications of this analysis can be applied to real estuaries. The primary advantage of this method is that it eliminates the need for stepwise treatment of the estuary and results in a very large saving in analysis time. The method is primarily designed to give variation in tidal velocity along the axis of an estuary. The problem of choosing a friction coefficient, inherent in the finite differences and characteristics methods, is avoided by making use of information on tidal elevations within the estuary. Usually it is sufficient to obtain such data from the tide tables published by the Coast and Geodetic Survey. A rapid means of calculating tidal velocities in an estuary in which tidal elevations are known is often desired. Important examples are the problems of determining the characteristics of the salinity intrusion in an estuary, sediment transport characteristics, and the dispersion of pollutants.

Two general types of estuaries are considered:

a) Estuaries of nearly rectangular geometry in plan view. Included in this category are estuaries in which convergence is not a significant feature of the geometry, even though the width at the head may be one-half or one-third the width at the mouth. Examples of such estuaries are the Bay of Fundy and Long Island Sound.

b) Estuaries whose width varies exponentially. Many natural estuaries exhibit a fairly uniform convergence from the ocean entrance to the head of tide which can be represented by an exponential function of the form

$$b = b_0 e^{\delta x} \quad (10.81)$$

where  $b_0$  is the surface width at the head of tide ( $x = 0$ ) and  $\delta$  is a constant whose magnitude is a measure of the convergence of the estuary. Examples are the Delaware, Thames, and Seine estuaries.

The Bay of Fundy and the Delaware estuary are chosen to illustrate the harmonic method of analysis.

#### Bay of Fundy

The Bay of Fundy has an east-west orientation between the Canadian provinces of Nova Scotia and New Brunswick. The bay

## 14

## Pollution in Estuaries

D. R. F. HARLEMAN

PROFESSOR OF CIVIL ENGINEERING

MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY

CAMBRIDGE, MASSACHUSETTS

## 14.1 Introduction

The problem of pollution in estuaries is concerned with the temporal and spatial distribution of contaminants introduced into the estuary and with their effect on water quality. Analysis of pollution effects is important in predicting the degree of treatment and the quantities of municipal and industrial wastes which can be tolerated by the natural circulatory system of an estuary. Contaminants enter the estuary by means of upland river flow and also through outfall structures with varying amounts of initial dilution through jet entrainment. The character of the mixing and dispersion process is critically dependent upon the type of salinity intrusion found in the estuary. In a highly stratified (saline wedge) estuary vertical mixing is effective within each of the layers; however, exchange of fluid across the interfacial region of large salinity gradients is inhibited. Thus, dispersion of wastes introduced in low-level outfalls will differ markedly from dispersion of wastes introduced into the freshwater flow. This chapter is primarily concerned with the more common type of mixed estuary; however, the effect of vertical salinity gradients is nevertheless an important factor in the mixing process.

In addition to the effect of longitudinal and vertical salinity gradients, tidal velocity oscillations provide an important mechanism for longitudinal dispersion. The velocity due to the freshwater discharge of the estuary is generally insignificant in comparison with the tidal velocity; however, the net seaward flux due to the freshwater flow provides the important flushing action in estuaries.

Consideration must also be given to nonconservative contaminants such as radioactive materials having a decay factor, flocculating materials which settle to the bottom, and biological matter

which exists on oxygen demand. Additional terms expressing these effects must be included in the convective-diffusion equation. If one-dimensional conservation equations are employed the effect of cross-sectional area variations must also be included. From the above considerations it is seen that determination of the residence time of contaminants is an important objective of pollution analysis of estuaries.

Prior to about 1950 analysis of pollution problems was based on the tidal-prism exchange concept, as illustrated by the work of Phelps and Velz [1] on New York Harbor. The state of knowledge as of 1950 was summarized by the proceedings of a colloquium on the flushing of estuaries held at M.I.T. [2].

Since 1950 pollution analysis has developed within the framework of diffusion and mass-transfer theory. These developments have been highly influenced by the pioneering work on turbulent diffusion by G. I. Taylor [3]. General discussions of techniques in pollution analysis are given by Pritchard [4] and Pearson [5].

Probably the greatest single difficulty in analysis of estuarine mixing lies in recognizing the importance of distinguishing the different mixing mechanisms in regions of constant density from those in regions of variable density. The following sections treat some of the analytical methods in detail.

14.2 Tidal Prism Concepts in Pollution Analysis 20

In classical tidal prism theory it was assumed that the water brought into an estuary on the flood tide is completely mixed with the polluted estuarine waters. Since the ebb tide would remove a volume of water exceeding that brought in by the flood (by an amount equal to the river inflow during one tidal period), a proportion of the pollutant brought in by the river would be flushed out of the estuary during each tidal cycle. The flushing volume relates to the ratio between the total tidal prism and the total volume of water in the estuary. The tidal prism is defined as the volume of water contained in the estuary between mean high water and mean low water.

The basic assumption of the tidal-prism theory is invalid, due to incomplete mixing within the estuary. Ketchum [6, 7, 8] has suggested an improvement, which overcomes certain objections, by dividing the estuary into segments. Within each segment it is assumed that there is complete mixing at high tide. It is proposed that the length of a segment be defined by the average length of the tidal excursion, since this is the largest segment in which complete mixing by the tide can be assumed. The tidal excursion is defined as the average distance traveled by a particle of water on the flood tide. The segment so defined would contain, at high tide, a volume equal to that contained in the adjacent seaward segment at low tide.

The innermost segment is defined as the section above which the volume required to raise the level of the water from low to high tide is equal to the volume contributed by the river during one tidal cycle ( $R$ ). The following equations define the volume of successive segments. ( $V$  is the low-tide volume of each segment.)

$$V_1 = V_0 + R$$

$$V_2 = V_1 + P_1 = V_0 + R + P_1$$

$$V_3 = V_2 + P_2 = V_0 + R + P_1 + P_2$$

Hence, in general,

$$V_n = V_0 + R + \sum_1^{n-1} P \quad (14.1)$$

In the above equations  $P$  is the local tidal prism for the segment (the difference between low-tide and high-tide volumes in the segment). The proportion of water removed from a segment on the ebb tide  $r_n$  is given by

$$r_n = \frac{P_n}{P_n + V_n} \quad (14.2)$$

For constant river flow and after a large number of tidal cycles, the total volume of river water  $Q_n$  accumulated in any segment at high tide is

$$Q_n = \frac{R}{r_n} \quad (14.3)$$

In the above discussion river water is used as an indicator substance. It follows that the same exchange ratio will apply to anything suspended or dissolved in river water entering the estuary. Thus if one is interested in the distribution of pollution, the exchange ratio multiplied by the initial concentration of the pollutant will give a measure of the downstream distribution.

The modified tidal-prism approach is still open to objection in regard to the assumption of complete vortical mixing in each segment. Good agreement with observations has been obtained by Ketchum in applying his method to the Raritan estuary; however, in this case the ratio of the tidal prism to river flow was 279 and the number of segments was 13. In estuaries such as the Delaware, the number of segments is small and the method is not sufficiently accurate.

### 14.3 Diffusion Concepts in Pollution Analysis

#### One-Dimensional, Variable Area Convective-Diffusion Equation

The one-dimensional diffusion and dispersion equations discussed in Chapters 12 and 13 provide most of the basic tools for analysis of pollution problems in mixed estuaries. However, the boundary condition due to longitudinal variation in cross-sectional area as well as the possibility of dealing with nonconservative substances must also be considered.

The conservation-of-mass equation written between two sections of the estuary shown schematically in Fig. 14.1 leads to the following generalization of Eq. (12.11):

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( AD_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) - Kc \quad (14.4)$$

$K$  is a "first-order" rate constant and the term  $Kc$  represents disappearance of the diffusing substance via any of the following mechanisms: loss of substance by chemical reaction, precipitation, or flocculation, radioactive decay, absorption (of dye) on the boundaries, or consumption (of oxygen) by biological organisms.

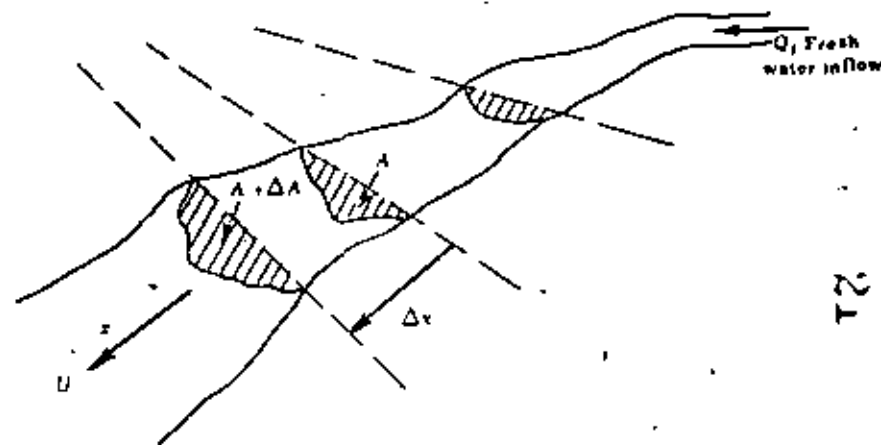


FIG. 14.1. Schematic diagram of estuary.

A consistent notation for the one-dimensional dispersion coefficient has not been evolved in the literature. In Chapter 12,  $D_t$  was used to designate a turbulent diffusion coefficient in which the mass flux is due to the cross-product of velocity and concentration fluctuations. This is the only diffusion coefficient which is numerically comparable with the eddy viscosity in turbulent flow.

$D_{Lx}$  was used to designate a spatial variation in the above coefficient. The longitudinal dispersion due to vertical velocity distribution in a uniform shear flow was denoted by  $D_L$ . The longitudinal dispersion due to superposition of turbulent flow and longitudinal density gradients was designated by  $D'_x$ . In the estuary regime the mass-transfer mechanism is further complicated by the fact that basic turbulent flow is both nonuniform and unsteady. To avoid an elaborate and cumbersome notation, the longitudinal diffusion-dispersion coefficient for the estuary is given by  $D$  in regions of constant density (either fresh or salt water) and by  $D'$  in regions of variable density or stratified flow. In either case the subscript  $x$  denotes spatial variation of the coefficient.

When one or more of the coefficients such as velocity, area, and diffusivity in Eq. (14.4) are functions of  $x$ , spatial distribution of the concentration for an instantaneous input is no longer symmetrical as was the case in Fig. 12.6. For example, if  $D_x$  increases in the positive  $x$  direction, the lower portion of the space-concentration curve will be subjected to increased dispersion and the curve will become skewed. The center of mass will not be coincident with the peak value. These factors are important if the mean flow velocity is to be inferred from measurements of concentration distributions. Bryant and Geyer [9] and Krenkel [10] have summarized some of the findings on this effect.

#### Dispersion of Pollutants in Tidal Flows: Constant-Density Regime

Prediction of the distribution of a pollutant discharged into a constant-density portion of the estuary requires knowledge of the effective longitudinal dispersion coefficient. The flow is both unsteady in time and nonuniform spatially. Constant-density regimes in estuaries are found under the following conditions: i) in the upper freshwater portion of estuaries in which the saline intrusion is stabilized downstream by freshwater flow, ii) near the seaward end of estuaries in which the saline water is approximately equal in density to that in the ocean, iii) throughout estuaries, bays, and tidal inlets which have negligible freshwater inflows. In the absence of a more direct analytical approach to dispersion in unsteady flow, a modification of Taylor's development for longitudinal dispersion in a pipe [3] gives useful results. From Eq. (12.27),

$$\frac{D_L}{\nu} = 77 \left( \frac{n}{R^{3/4}} \right) \text{ft}^2/\text{sec.} \quad (14.5)$$

where the Reynolds number for uniform free surface flow is

$$R = \frac{UR}{\nu}$$

Equation (14.5) may be used to calculate the longitudinal dispersion coefficient in a tidal channel by redefining the Reynolds number so that the velocity is the time average over half a tidal cycle. Hence, assuming a sinusoidal velocity variation

$$R_{(\text{tidal})} = \frac{2}{\pi} \frac{|u_{\text{max}}| R}{\nu} \quad (14.6)$$

and

$$\frac{D_x}{\nu} = 77 \left( \frac{n}{R^{3/4}} \right) \frac{2}{\pi} \frac{|u_{\text{max}}| R}{\nu} \quad (14.7)$$

#### Validity of Taylor dispersion equation in tidal flow

Constant-density dye diffusion tests in the rectangular tidal flume of the Waterways Experiment Station have been analyzed by Ippen and Harleman [11] (see also Chapter 13). In these experiments dyed fresh water was used in the ocean basin and a barrier at the ocean entrance separated the flume and ocean water. At time  $t = 0$  the tidal motion was started, the barrier was removed, and a constant fresh waterflow was maintained in the channel. The test continued until a quasi-steady state was obtained (i.e., the dye distribution at increments of time differing by one tidal period was unchanged), at which time instantaneous dye distributions were obtained in 1/10 tidal period intervals for one period. The dispersion coefficient was assumed to decrease in the upstream direction in accordance with Eq. (12.17). Thus the conditions tested are represented by Fig. 12.5. Equation (12.16) was used to analyze the experimental data.

A comparison of the experimental values of  $D_0$  (at flume entrance) with the calculated values using the modified Taylor equation (14.7) is shown in Fig. 14.2. In calculating the tidal Reynolds number, Eq. (14.6), the maximum value of the tidal velocity was also taken at the flume entrance. The agreement is considered good in view of the approximations involved. Equation (14.7) provides an important means of estimating tidal dispersion coefficients in pollution studies. It should be emphasized that the equation is not valid in regions of longitudinal density variation and does not include the effect on longitudinal dispersion of bends, section changes, and channel irregularities. It is therefore to be expected that an actual estuary will exhibit somewhat larger values of the dispersion coefficient than would be predicted by Eq. (14.7).

Returning to the Taylor equation for longitudinal dispersion in uniform free surface flow in the form of Eq. (12.25),

$$D = \frac{14.3 \sqrt{2g}}{C_r} UR \quad (14.8)$$

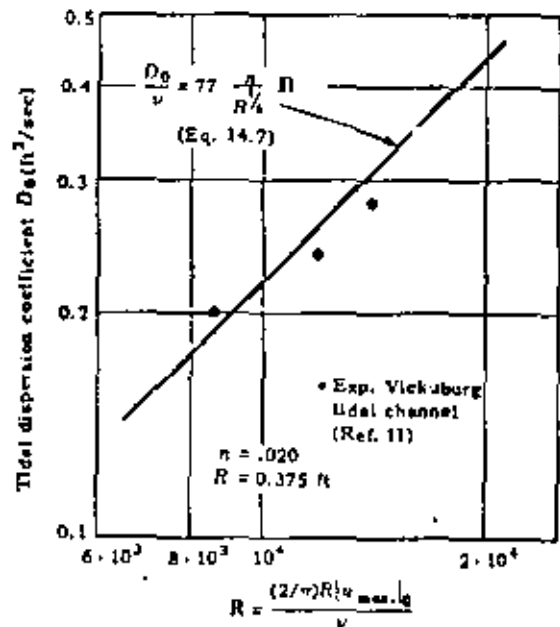


FIG. 14.2. Correlation of longitudinal dispersion coefficient with tidal Reynolds number and Taylor equation.

It is interesting to note that the equation can be expressed in terms of rate of energy dissipation per unit mass fluid instead of in the Reynolds number form of Eq. (14.5). For uniform open channel flow, the product of the energy gradient and a length of channel is

$$S_E L = \text{energy dissipated/wt. of fluid flowing}$$

also,

$$\gamma Q = \text{wt. of fluid flowing/sec.}$$

∴

$$S_E L \gamma Q = \text{energy dissipated/sec.}$$

since

$$\rho A L = \text{mass of fluid flowing.}$$

$$G = \frac{S_E L \gamma Q}{\rho A L} = g U S_E = \text{rate of energy dissipation per unit mass of fluid} \quad (14.9)$$

Since

$$S_E = \frac{U^2}{C_c^2 R}$$

Eq. (14.9) becomes

$$G = \frac{g U^3}{C_c^2 R} \quad (14.10)$$

Eliminating  $U$  between Eqs. (14.8) and (14.10),

$$D = \left[ \frac{20.2 g^{1/2}}{C_c^{1/2}} \right] R^{3/2} G^{1/2} \quad (14.11)$$

Thus the Taylor longitudinal dispersion equation has the same form as the Kolmogoroff similarity relation given by Eq. (12.30). Upon comparing Eqs. (14.5) and (14.11) it is apparent that for a given channel the rate of energy dissipation per unit mass fluid should vary with the cube of the Reynolds number. This is verified in Fig. 14.3 for the same data used in Fig. 14.2. Thus the validity of the uniform flow relations applied to tidal channels using the tidal Reynolds number defined by Eq. (14.6) is further established.

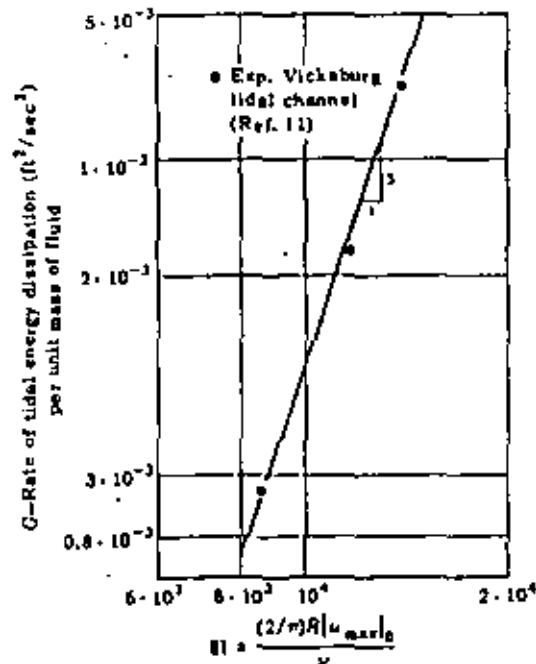


FIG. 14.3. Relation between rate of energy dissipation and tidal Reynolds number.

As an example, the longitudinal dispersion coefficient will be calculated for the freshwater-tidal portion of the Delaware Estuary. Taking the hydraulic radius equal to the mean depth,  $R = 21$  ft (Fig. 10.4), and the mean rate of energy dissipation [Eq. (10.57)],  $G = 0.001$  ft<sup>2</sup>/sec<sup>3</sup>, it is assumed that the Chezy coefficient is of

the order of magnitude of  $C_c = 120$ . Hence, from Eq. (14.11),  $D = 40$  ft<sup>2</sup>/sec. Alternatively, Eq. (14.7) could have been used by estimating the Manning roughness and the maximum tidal velocity, which is approximately 2.2 ft/sec.

The modified Taylor dispersion equation (14.7) has also been verified by experiments by Holley and Harleman [12] in an estuary-type flow. In these experiments a tracer material was injected into a pipeline. Tidal motion was simulated by longitudinal oscillations produced by a piston; a constant-displacement pump provided the through flow equivalent to the freshwater discharge. It was demonstrated that the dispersion coefficient could be considered constant in time, even though the fluid motion and concentration distribution were unsteady.

### Solutions of the conservation equation

For a constant-area estuary the velocity term in Eq. (14.4) may be approximately represented by

$$U = U_f + u_{max} \sin \sigma(t - \delta) \quad (14.12)$$

where  $U_f$  = freshwater velocity or "through flow"

$u_{max}$  = maximum value of the tidal velocity

$t$  = time measured from the beginning of injection of a pollutant

$\delta$  = a constant representing the time shift between  $t = 0$  and the time of zero tidal velocity

The solution of Eq. (14.4) for an instantaneous input at  $t = 0$  is given by [12],

$$c = \frac{M}{\rho A \sqrt{4\pi D t}} \exp \left\{ - \frac{\left[ x - U_f t + \frac{u_{max}}{\sigma} [\cos \sigma(t - \delta) - \cos \sigma \delta] \right]^2}{4 D t} - K t \right\} \quad (14.13)$$

where  $M$  = mass of tracer introduced; the dispersion coefficient is assumed to be a constant. It is common practice in both field and laboratory measurements to determine concentrations at tidal "slack" times when the tidal component of the velocity is zero. If the instantaneous injection occurs at high-water slack at  $x = 0$  and  $t = 0$ , then  $\delta = 0$  and  $t = NT$ , where  $N = 1, 2, 3$ , etc., refers to the number of tidal cycles. Equation (14.13) becomes

$$c(x=0) = \frac{M}{\rho A \sqrt{4\pi D N T}} \exp \left\{ - \frac{(x - U_f N T)^2}{4 D N T} - K N T \right\} \quad (14.14)$$

Concentration distribution at low-water slack is obtained by letting  $N$  differ by  $T/2$ ; thus  $N = 1.5, 2.5, 3.5$ , etc. The solution resembles Eq. (12.20).

O'Connor [13] has a solution for an instantaneous input for variable-area estuaries which gives the concentration distribution at high-water slack.

Concentration distributions for the case of continuous introduction of a pollutant must be obtained by integration of Eq. (14.13), following a procedure similar to the development of Eq. (12.22). The integration has been programmed for digital computation by Huber [14] and Zargar [15].

Previous investigators have assumed that the equation for concentration distribution for continuous injection can be obtained from integration of Eq. (14.14) rather than Eq. (14.13). This is incorrect, since the integrand given by Eq. (14.14) is not a continuous function of time.

### Dispersion of Pollutants in Tidal Flows: Variable-Density Regime

24

Within the region of salinity intrusion the longitudinal dispersion coefficient includes both the dispersive effect of the oscillating tidal motion and additional dispersion due to gravitational instability. The inclusion of both mass-transfer mechanisms in an "apparent" diffusion coefficient was discussed in Chapters 12 and 13. The apparent diffusion coefficient  $D'_x$  is highly variable with  $x$ , and at a particular  $x$  is strongly influenced by changes in the freshwater discharge of the estuary. In the Delaware, for example,  $D'_x$  changes by a factor of 5 within a longitudinal distance of 20 miles. In addition, the location of the region of rapid change shifts by as much as 10 miles within the normal range of freshwater discharges. Therefore, in dealing with the distribution of contaminants in the variable-density regime much more attention must be directed toward changes in the overall state of the estuary than in the constant-density case. Using the apparent diffusion coefficient  $D'_x$ , Eq. (14.4) may be solved by finite-difference methods which account for spatial variation of cross-sectional area, freshwater velocity, and  $D'_x$ . Both Stommel [16] and Kent [17] have used this approach in estuary pollution analysis. The variation of  $D'_x$  with  $x$  can be determined for an estuary if the quasi-steady longitudinal distribution of salinity is known for a certain freshwater discharge. With  $\partial c / \partial t = 0$  and  $K = 0$ , Eq. (14.4) becomes

$$U \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( A D'_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (14.15)$$

Integrating with respect to  $x$  and multiplying the result by the cross-sectional area  $A$  gives

$$Q_f c = A D'_x \frac{dc}{dx} \quad (14.16)$$

where  $Q_f$  is the freshwater discharge. In finite-difference form,

$$D'_x = \frac{Q_f c_x 2 \Delta x}{A(c_{x+\Delta x} - c_{x-\Delta x})} \quad (14.17)$$

The salinity gradient  $dc/dx \rightarrow 0$  at both ends of the salinity distribution curve, hence Eq. (14.17) can only be used within the region of saline intrusion. Figure 14.4 shows the variation of  $D'_x$  for one of the tests in the Delaware River model [18]. Experimental data used is mean vertical salinity at high-water slack for the various channel stations. The values of  $D'_x$  (2000 to 5500 ft<sup>2</sup>/sec) are, as expected, considerably higher than those reported in the previous section for the constant-density (freshwater) reaches near Philadelphia.

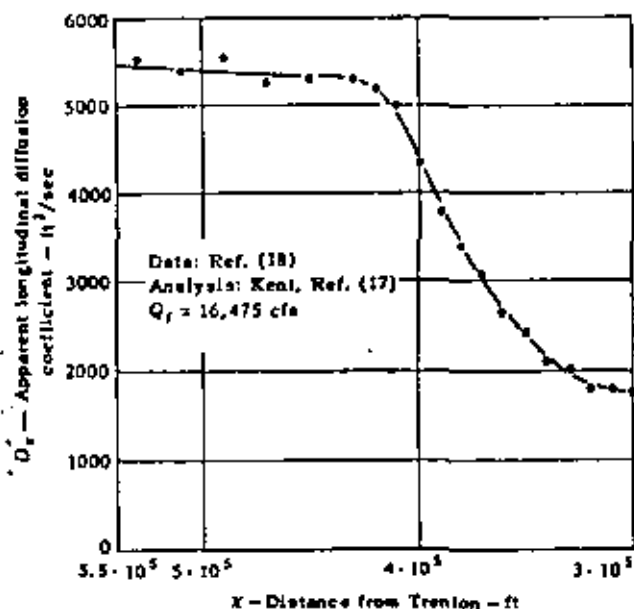


FIG. 14.4. Variation of  $D'_x$  in Delaware estuary.

Equation (14.4) may be written in finite-difference form for the time-dependent dispersion of a contaminant introduced instantaneously at some section. The finite-difference replacements for the partial derivatives in Eq. (14.4) are as follows:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{c_{x,t+\Delta t} - c_{x,t}}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial c}{\partial x} = \frac{c_{x+\Delta x,t} - c_{x-\Delta x,t}}{2 \Delta x}$$

$$\frac{\partial^2 c}{\partial x^2} = \frac{c_{x+\Delta x,t} + c_{x-\Delta x,t} - 2c_{x,t}}{(\Delta x)^2}$$

Upon substituting into Eq. (14.4) the unsteady finite-difference equation is obtained, with  $K = 0$ :

$$c_{x,t+\Delta t} = c_{x,t} \left[ 1 - \frac{1}{A_x} \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} \left\{ (AD')_{x+\frac{\Delta x}{2}} + (AD')_{x-\frac{\Delta x}{2}} \right\} \right] + c_{x+\Delta x,t} \left[ -\frac{U_x \Delta t}{2 \Delta x} + \frac{(AD')_{x+\Delta x/2}}{A_x} \cdot \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} \right] + c_{x-\Delta x,t} \left[ \frac{U_x \Delta t}{2 \Delta x} + \frac{(AD')_{x-\Delta x/2}}{A_x} \cdot \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} \right] \quad (14.18)$$

The magnitude of  $c$  at position  $x$  and time  $t + \Delta t$  is related to the values of  $c$  at positions  $(x + \Delta x)$  and  $(x - \Delta x)$  at a previous time  $t$ .

Kent [17] has used Eq. (14.18) to compute the spread of dye introduced (during the high-water slack period) at distances of  $2.8 \times 10^5$  and  $3.2 \times 10^5$  feet from Trenton in the Delaware model [18]. The measured spatial distribution at the end of the third tidal cycle was used as an initial condition in the finite-difference solution. Kent assumed that the diffusion coefficient for the pollutant (dye) should be less than that for salt ( $D'_s$ ) on the basis that diffusion coefficients are proportional to the length-scale of the diffusion process. It was further assumed that the ratio of the diffusion coefficient for dye to that for salt is equal to the ratio of the horizontal extent of the two materials. As time increases the diffusion coefficients become equal. In view of the modified Taylor longitudinal dispersion relation [Eq. (14.11)], it would appear that the length-scale relates to the hydraulic radius or depth rather than to a horizontal dimension. It would therefore seem logical to assume that the two diffusion coefficients are identical functions of  $x$ . Kent made a second analysis, assuming that the diffusion coefficient was a constant equal to the mean value of that for the salt distribution. Both predicted curves are shown, together with the experimental data, in Fig. 14.5. Since the calculations are matched with the observed value at the third tidal cycle, the results are not very sensitive to the assumptions with regard to  $D'_x$ .

Selleck and Pearson [19] have applied similar numerical methods to a salinity and pollution study of south San Francisco Bay. They report a mean value of  $D'_x$  of 460 ft<sup>2</sup>/sec with maximum values as high as 1400 ft<sup>2</sup>/sec. The area studied is geometrically complex, and data analysis was difficult due to saline wastes discharged from the landward end of the estuary.

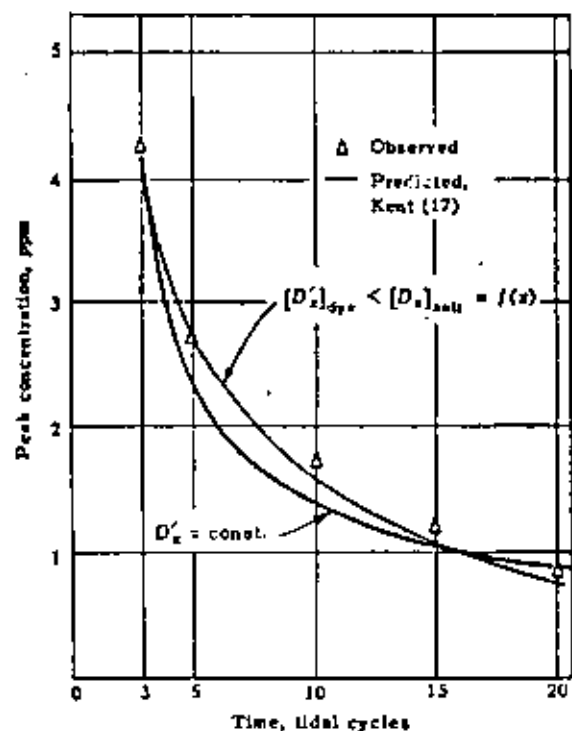


FIG. 14.5. Predicted and observed peak concentration of pollutant vs. time.

### Oxygen Balance in Estuaries

The one-dimensional, variable-area, mass-transfer equation (14.4) can be modified to include the transfer of matter across a free surface. In the case of oxygen transfer from the atmosphere to flowing water it is generally observed that no measurable gradient of dissolved oxygen exists in the vertical direction. Thus vertical mixing is sufficient to confine the gradient to a thin surface film. The amount of oxygen passing into the fluid is assumed to be given by the product of a re-aeration coefficient  $K_2$  and the deficit in dissolved oxygen  $c_s - c$ , where  $c_s$  is the saturation concentration of oxygen at the given temperature. The removal of

oxygen by organisms is accounted for by the decay term in Eq. (14.4). However, the removal is proportional to the BOD (biochemical oxygen demand)  $L_a$ , and the amount removed is equal to  $K_1 L_a$ , where  $K_1$  is a coefficient of deoxygenation. Hence Eq. (14.4) becomes

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( A D'_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + K_2 (c_s - c) - K_1 L_a \quad (14.19)$$

As pointed out by Dobbins [20] and others, various additional factors may have to be taken into account in the overall oxygen balance. These include:

- i) removal of BOD by sedimentation or adsorption,
- ii) addition of BOD by local runoff,
- iii) removal of oxygen by bottom deposits,
- iv) addition or removal of oxygen by plankton photosynthesis or respiration.

For the quasi-steady state,  $\partial c / \partial t = 0$ , hence the dissolved oxygen concentration at any point is assumed to be constant for times differing by one tidal period. O'Connor [21] has applied a simplified form of Eq. (14.19) to computation of the dissolved oxygen distribution in the Delaware and James estuaries. The diffusion coefficient, river velocity, and cross-sectional area were assumed to be constant. Under these conditions Eq. (14.19) can be written

$$U_f \frac{dc}{dx} = D \frac{d^2 c}{dx^2} + K_2 (c_s - c) - K_1 L_a \quad (14.20)$$

The BOD (expressed as  $L_a$ ) was assumed to be a function of  $x$ , and a material balance, using the same assumptions for BOD as for oxygen, is therefore

$$U_f \frac{dL_a}{dx} = D \frac{d^2 L_a}{dx^2} - K_1 L_a \quad (14.21)$$

Under the conditions  $L_a = L_0$  at  $x = 0$  and  $L_a = 0$  at  $x = \infty$  (downstream), the solution to Eq. (14.21) is given by

$$L_a = L_0 e^{-l_1 x} \quad (14.22)$$

where

$$l_1 = \frac{U_f}{2D} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{4K_1 D}{U_f^2}} \right] \quad (14.23)$$

Substituting the expression for the spatial distribution of BOD, Eq. (14.22), into Eq. (14.20) leads to a linear, second-order equation



which can be integrated by standard procedures to determine the dissolved oxygen distribution

$$c = c_0 e^{j_2 x} + c_1 (1 - e^{j_2 x}) - \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} [e^{j_1 x} - e^{j_2 x}] \quad (14.24)$$

where  $c = c_0$  at  $x = 0$   
 $c = c_1$  at  $x = +\infty$

and

$$j_2 = \frac{U_f}{2D} \left[ 1 - \sqrt{1 + \frac{4K_2 D}{U_f^2}} \right] \quad (14.25)$$

In the Delaware the region of the dissolved-oxygen sag corresponds to the region of salinity intrusion; the longitudinal change in  $D_x$  is therefore appreciable, as shown in Fig. 14.4. In addition, the mean cross-sectional area doubles in the same region. O'Connor used a constant value of  $D_x$  on the order of 3000 ft<sup>2</sup>/sec, which closely corresponds to the mean value in Fig. 14.4. The deoxygenation-rate constant  $K_1$  was obtained by fitting Eq. (14.22) to measured BOD values along the river. The reoxygenation-rate constant  $K_2$  was computed from a formula developed for uniform river flows [22]. In the James estuary the oxygen depletion region is above the region of saline intrusion. In this case sulfate ion introduced as an upstream waste was used as a tracer to determine the longitudinal dispersion coefficient. In spite of, or perhaps because of, the various assumptions the longitudinal dissolved-oxygen profiles agree reasonably well with values observed in the field.

A similar analysis of pollution in New York Harbor and in the Hudson River estuary has been undertaken [23], [24].

#### 14.4 Dispersion in Hydraulic Models

Hydraulic models of tidal estuaries are frequently used for the study of water pollution problems. Since estuary models are vertically distorted (usually by a factor of 10 to 1), complete dynamic and mass-transfer similitude is not possible. By a process of adjustment of boundary roughness and by use of vertical strips to induce turbulence and mixing, models may be verified to reproduce certain phenomena which have been observed in the prototype. Typically these are tidal motion and salinity distribution. In many cases pollution investigations are concerned with estuary reaches which are either in regions of freshwater tidal motion, such as the Delaware near Philadelphia, or in regions of uniform salt water, such as the East River in New York City. In either case the mixing

process in these uniform-density reaches is completely different from that which occurs in a region of longitudinal salinity gradients. Hence the sections in which mixing processes are important in pollution studies do not necessarily correspond with sections in which mixing processes have been verified in the estuary model. Careful attention must therefore be given to the fundamental question of mass-transfer similitude in distorted hydraulic models.

The direct approach to the similitude question is to write the one-dimensional conservation-of-mass equation (14.4) in dimensionless form. This may be done by defining the following set of reference quantities (designated by a zero subscript):

- $c_0$  (maximum concentration at injection point),
- $L_0$  (a characteristic horizontal length, such as the tidal excursion),
- $U_0$  (a characteristic velocity, such as the maximum tidal velocity at the injection point),
- $D_0$  (the longitudinal dispersion coefficient at the injection point).

Dimensionless quantities are designated by a bar over the quantity; thus

$$\bar{c} = c/c_0, \quad \bar{x} = x/L_0, \quad \bar{U} = U/U_0, \quad \bar{t} = U_0 t/L_0, \quad \bar{A} = A/L_0^2, \quad \bar{D}_x = D_x/D_0$$

After introducing these dimensionless quantities and rearranging, Eq. (14.4), with  $K = 0$ , becomes

$$\left[ \frac{U_0 L_0}{D_0} \right] \left( \frac{\partial \bar{c}}{\partial \bar{t}} + \bar{U} \frac{\partial \bar{c}}{\partial \bar{x}} \right) = \frac{1}{\bar{A}} \frac{\partial}{\partial \bar{x}} \left( \bar{A} \bar{D}_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial \bar{x}} \right) \quad (14.26)$$

The single dimensionless group  $U_0 L_0 / D_0$  in Eq. (14.26) may be called a dispersion Reynolds number. According to the theory of models, mass-transfer similitude is achieved only if this dimensionless group is numerically equal in model and prototype. This requirement may be stated as

$$\frac{U_r L_r}{D_r} = 1 \quad (14.27)$$

where the subscript  $r$  refers to the ratio of corresponding quantities in model and prototype.

Estuary models are designed to satisfy the inertial-gravitational similitude expressed by equality of Froude numbers in model and prototype; thus

$$U_r = (Y_r)^{1/2}$$

where  $Y_r$  is the vertical-scale ratio and  $L_r$  is the horizontal-scale ratio.

100

100

100

In the constant-density portion of an estuary the longitudinal dispersion coefficient ratio may be obtained directly from Eq. (12.24), whence

$$D_r = (R)^{3/2} (S_e)^{1/2} \quad (14.28)$$

In a distorted model the hydraulic radius  $R_r = Y_r$  and  $(S_e)_r = Y_r/L_r$ , therefore

$$D_r = Y_r^2/L_r^{1/2} \quad (14.29)$$

The similitude condition given by Eq. (14.27) is not satisfied, since

$$\frac{U_r L_r}{D_r} = \frac{(Y_r)^{3/2} L_r}{Y_r^2/L_r^{1/2}} = \left(\frac{L_r}{Y_r}\right)^{3/2} \quad (14.30)$$

It is concluded that concentration similitude is not obtained in the constant-density portions of distorted estuary models [25].

Pollutants introduced into the salinity intrusion region in an estuary model may be expected to disperse correctly since the saline-freshwater mixing process has been verified in the model.

#### REFERENCES

1. Phelps, E. and C. Velz: "Pollution of New York Harbor," Sewage Works J., vol. 5, no. 1, 1933.
2. Stommel, H. (Ed.): Proceedings of the Colloquium on the Flushing of Estuaries, Woods Hole Oceanographic Institute, no. 50-37, October 1950.
3. Taylor, G. I.: "Dispersion of Soluble Matter in Solvent Flowing Slowly through a Tube," Proc. Roy. Soc. London, A, 219, 1953; "The Dispersion of Matter in Turbulent Flow Through a Pipe," Proc. Roy. Soc. London, A, 223, 1954; "Diffusion by Continuous Movements," Proc. London Math. Soc., vol. 20 (2), 1922.
4. Pritchard, D. W.: "The Movement and Mixing of Contaminants in Tidal Estuaries," Proc. First Intl. Conf. on Waste Disposal in the Marine Environment (E. Pearson, Ed.), Pergamon Press, New York, 1960.
5. Pearson, E. A.: "Tracer Methodology and Pollutional Analyses of Estuaries," Proc. First Intl. Conf. on Waste Disposal in the Marine Environment (E. Pearson, Ed.), Pergamon Press, New York, 1960.
6. Ketchum, B. H.: "The Exchange of Fresh and Salt Water in Tidal Estuaries," J. Marine Res., vol. 10, 1951.
7. Ketchum, B. H.: "The Flushing of Tidal Estuaries," Sew. and Ind. Wastes, vol. 23, 1951.
8. Dinichishin, A. N., S. G. Hess and W. T. Ingram: "Sewage Disposal in Tidal Estuaries," Trans. ASCE, vol. 119, 1954.
9. Bryant, G. T. and J. C. Goyer: "The Travel Time of Radioactive Wastes in Natural Waters," Trans. Am. Geophys. Union, vol. 39, no. 3, June 1958.
10. Krenkel, P. A.: "Waste Dispersion Characteristics of Streams Using Turbulent Diffusion Phenomenon," J. Water Poll. Cont. Fed., vol. 34, no. 12, December 1962.
11. Ippen, A. T. and D. R. F. Harleman: "One-Dimensional Analysis of Salinity Intrusion in Estuaries," Technical Bulletin No. 5, Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, June 1961.
12. Holley, E. R., Jr., and D. R. F. Harleman: "Dispersion of Pollutants in Estuary-Type Flows," M. I. T. Hydrodynamics Laboratory Technical Report No. 74, January 1965.
13. O'Connor, D. J.: "Estuarine Distribution of Nonconservative Substances," Proc. ASCE, vol. 91, no. SA1, February 1965.
14. Huber, W. C.: "Dispersion of Continuously Injected Pollutants in Estuary Type Flows," S. M. Thesis, M. I. T. Hydrodynamics Laboratory, June 1965.
15. Zargar, D.: "Dispersion of Pollutants in a Variable Area Estuary," S. M. Thesis, M. I. T. Hydrodynamics Laboratory, January 1966.
16. Stommel, H.: "Computation of Pollution in a Vertically Mixed Estuary," Sew. and Ind. Wastes, vol. 25, no. 9, Sept. 1953.
17. Kent, R. E.: "Turbulent Diffusion in a Sectionally Homogeneous Estuary," Proc. ASCE, vol. 86, S.A. 2, March 1960.
18. Delaware River Model Study: Report No. 1, "Hydraulic and Salinity Verification," May 1956; Report No. 2, "Salinity Tests of Existing Channel," June 1954, Tech. Memo. No. 2-337, Corps of Engrs. Waterways, Exp. Sta., Vicksburg, Mississippi.
19. Selleck, R. E. and E. A. Pearson: Tracer Studies and Pollutional Analyses of Estuaries, State Water Pollution Control Board, Publication No. 23, Sacramento, California, 1961.
20. Dobbins, W. E.: "BOD and Oxygen Relationships in Streams," Proc. ASCE, vol. 89, 1963.
21. O'Connor, D. J.: "Oxygen Balance of an Estuary," Trans. ASCE, vol. 126, Part III, 1961.
22. O'Connor, D. J. and W. E. Dobbins: "Mechanism of Reaeration in Natural Streams," Trans. ASCE, vol. 123, 1958.
23. O'Connor, D. J.: "Organic Pollution of New York Harbor—Theoretical Considerations," J. Water Poll. Cont. Fed., vol. 34, no. 9, September 1962.
24. Contamination Dispersion in Estuaries—New York Harbor, Misc. Paper, No. 2-332, Report No. 3, Corps of Engineers, January 1961.
25. Harleman, D. R. F.: "The Significance of Longitudinal Dispersion in the Analysis of Pollution in Estuaries," Proc. Second Internatl. Water Pollution Res. Conf., Tokyo, Pergamon Press, New York, 1965.

## 14.2.3 CAMPO LEJANO PARA SISTEMAS ABIERTOS

Se denomina campo lejano de una descarga térmica al espacio donde el chorro de agua caliente ha perdido el impulso original y pasa a ser una mancha de agua relativamente caliente, que es arrastrada por las corrientes advectivas del lugar.

## 14.2.3.1 DESCARGAS AL MAR

Para determinar la distribución de las isotermas en el campo lejano, es suficiente aplicar un modelo matemático bidimensional de la hidrodinámica del fenómeno, superponiéndole la descarga térmica en el punto de frontera correspondiente.

El modelo hidrodinámico se modifica de la siguiente forma:

Para la descarga en cuestión, calculése con las fórmulas de campo cercano, el semiancho del chorro al término del mismo ( $b_2$ ), la distancia a la que termina ( $x_2$ ) y la dilución promedio al final de la zona ( $R_2$ )

Dibújese en el punto de descarga un rectángulo de longitud  $x_2$  y ancho  $2b_2$ . Luego divídase en dos partes iguales de longitud  $(x_2/2)$ .

A.I

Como condición de frontera al modelo hidrodinámico, impóngase las siguientes:

Por la cara  $2b_2$ , póngase una descarga (Q) igual a

$$Q = Q_0 \cdot R_2 \quad (I.40)$$

Póngase como velocidad  $V_2$  por esta cara a

$$V_2 = Q / (2b_2 h_2)$$

Por las caras laterales  $C_i$  y  $C_d$  extráigase un gasto de agua ( $Q_i$  y  $Q_d$ ) igual a

$$Q_i = Q_d = (R_2 - 1) Q_0 / 2 \quad (I.41)$$

En el punto donde se ha propuesto la obra de toma, extráigase un gasto ( $Q_0$ ) perpendicular a la costa.

Resuélvase el problema hidrodinámico y calcúlese el campo de velocidades.

Superpóngase al problema hidrodinámico, utilizando preferentemente el mismo esquema numérico, la ecuación de conservación de calor, en estado permanente o transitorio según como se haya calculado la hidrodinámica, de la siguiente forma.

$$\frac{\partial T}{\partial t} + u \frac{\partial T}{\partial x} + v \frac{\partial T}{\partial y} = E \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) - \frac{d}{\rho CH} \dot{m}_i + W_i \quad (1.41)$$

donde  $u, v$  velocidades calculadas por el modelo hidrodinámico.

$\rho C$  calor específico volumétrico

$\dot{m}_i$  es el calor neto que entrega el agua a la atmósfera  
(se discutirá más adelante).

$W_i$  carga térmica descargada al agua en el cuadro  $i$

$E$  espesor de la capa caliente ( $H=h_2$  constante)

$E$  coeficiente de difusión de calor lateral que se debe tomar como 1.5 veces el que se haya utilizado para la difusión de vorticidad en la ecuación hidrodinámica.

Como condición de frontera deberá cumplirse que

$$\left. \begin{aligned} T - \frac{E}{u} \frac{\partial T}{\partial x} &= T_2 \\ T - \frac{E}{v} \frac{\partial T}{\partial y} &= T_2 \end{aligned} \right\} \text{ en el punto de descarga}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{E}{u} \frac{\partial T}{\partial x} &= 0 \\ \frac{E}{v} \frac{\partial T}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{ en infinito}$$

donde  $T_2$  es la temperatura al final del campo cercano.

Cálculo de  $\delta$ 

Para el cálculo del calor neto que el agua entrega a la atmósfera ( $\delta_{ni}$ ) en cada cuadro (i) de la malla de computación se procede de la siguiente forma:

Restese la energía recibida del sol ( $\delta_s$ ) y la de la atmósfera ( $\delta_a$ ) a la energía perdida por el agua, por convección ( $\delta_c$ ), radiación ( $\delta_r$ ) y evaporación ( $\delta_e$ ), quedando

$$\delta_{ni} = \delta_c + \delta_r + \delta_e - \delta_a - \delta_s \quad (1.43)$$

Calcúlese cada término de la siguiente manera, en ( $W/m^2$ )

$$\delta_a = 0.45 \delta_m \quad (1.44)$$

donde  $\delta_m$  es la radiación solar del sitio, en langley/día.

Obréngase  $\delta_m$  por medición directa o de las gráficas de radiación mensual en la República Mexicana.

$$\delta_a = 0.511 \times 10^{-12} T_a^6 (1 + 0.17 C^2) \quad (1.45)$$

donde  $T_a$  temperatura del aire, en °K  
 $C$  fracción de cielo cubierto con nubes

$$\delta_c = 2.26 v_2 (T - T_a) \quad (1.46)$$

donde  $V_2$  velocidad del viento ( medida a 2 metros sobre el es-  
pajo del agua), en m/s

$T$  temperatura de agua, en °K

$$d_r = 5.44 \times 10^{-8} T^4 \quad (I.47)$$

$$d_c = (3.53 \theta^{1/3} + 4.0V_2) (e_s - e_a) \quad (I.48)$$

donde

$e_s$  presión de saturación a la temperatura del agua, en  
mm de Hg

$e_a$  presión de vapor en el aire, en mm Hg

$\theta$  diferencia de temperatura virtuales del agua  
( $T_v$ ) y del aire ( $T_{av}$ ), en °K

Para calcular los  $e$  y  $\theta$  utilífcese las siguientes relaciones

$$e = 162.9 \cdot 10^6 \exp ( 4157 / (34.3 - T) )$$

$$e_a = (H\% / 100) 162.9 \cdot 10^6 \exp ( 4157 / (34.3 - T_a) )$$

$$\theta = T_v - T_{av}$$

$$T_v = T / (1 - 0.005 e)$$

$$T_{av} = T_a / (1 - 0.005 e_a)$$

donde H% es el porcentaje de humedad relativa del aire



El balance de  $\dot{q}_{hi}$  quedará en ( $W/m^2$ ) y debe reducirse a unidades compatibles con el resto de la ecuación de conservación de calor.

Si el análisis se hace para estado permanente, tómesese todas las variables meteorológicas como promedios mensuales del máximo número de años de registro que se disponga.

Si el análisis se hace para estado transitorio, utilícese el valor de las variables meteorológicas registradas en cada tiempo de integración.

#### Cálculo de $W_i$

En el punto de la malla correspondiente a la descarga deberá incluirse una fuente de calor  $W_i$  que se calcula de la siguiente forma.

Múltiplíquese la potencia nominal de generación de planta termoeléctrica ( $P_G$ ) por 1.3, para obtener la potencia equivalente ( $P_t$ ) rechazada por el circuito de enfriamiento.

$$P_t = P_G \times 1.3 \quad (1.49)$$

Conviertanse las unidades de  $P_t$  a unidades de calor por unidad de tiempo, compatibles con las utilizadas en la ecuación de conservación de calor ( $W_1$ )

#### 14.2.3.2 Descargas en ríos

Cuando la descarga del agua de enfriamiento se hace en un río, el campo de temperatura se calcula en forma unidimensional de la siguiente forma.

Defínase el comienzo del campo lejano a una distancia ( $X_2$ ) aguas abajo de la estructura de descarga.

Para calcular  $X_2$  se recomienda utilizar la relación

$$X_2 = 0.8 \frac{U_a}{U_r} W \quad (1.50)$$

donde

- $U_r$     velocidad media del río
- $U_a$     velocidad del chorro de agua caliente
- $W$     ancho del río

Resuélvase, a partir de ese punto, la ecuación de conservación de calor unidimensional, en estado permanente

$$v \frac{dT}{dx} = E_L \frac{d^2T}{dx^2} + \frac{\rho n i}{\rho C H} \quad (1.51)$$

donde

$v$  velocidad promedio del río

$E_L$  coeficiente de dispersión longitudinal

Calcúlese el coeficiente de dispersión longitudinal  $E_L$  mediante

$$E_L = 1.9 \left( \frac{W}{2} \right)^2 \frac{v^*}{R_h} \quad (1.52)$$

donde

$W$  ancho medio del río

$R_h$  radio hidráulico

$v^*$  velocidad al cortante, definida como

$$v^* = \sqrt{g R_h S_e} \quad (1.53)$$

donde

$S_e$  es el gradiente de energía; se obtiene con la siguiente ecuación

$$S_e^2 = \frac{vn}{(R_h)^{3/2}} \quad (1.54)$$

donde

$n$  coeficiente de fricción de Manning

#### 14.2.4 OBRA DE TOMA

Se construye para proveer de agua, en condiciones adecuadas, a las bombas de circulación.

La obra de toma puede ser superficial, submarina o fluvial. Se divide en las siguientes partes.

Para toma superficial

- Protección exterior
- Canal de llamada
- Estructura de rejillas y mallas
- Cárcamo de bombeo

## A.I

Para toma submarina (fig I.10)

- Torrecilla de toma
- Tubería submarina
- Estructura de inversión de flujo
- Estructura de rejillas y mallas
- Cárcamo de bombeo

Para toma fluvial (fig I.11)

- Estructura de control
- Canal de llamada
- Estructura de rejillas y malla
- Cárcamo de bombeo

En todos los casos la obra de toma debe diseñarse de manera que se suministre a las bombas agua con las siguientes características.

- a) libre de arena en suspensión
- b) libre de cuerpos flotantes
- c) libre de oleaje
- d) libre de remolinos
- e) con una distribución de flujo uniforme

En el caso de toma fluvial, las variaciones de nivel del río no deben afectar mayormente a la carga de succión de las bombas.

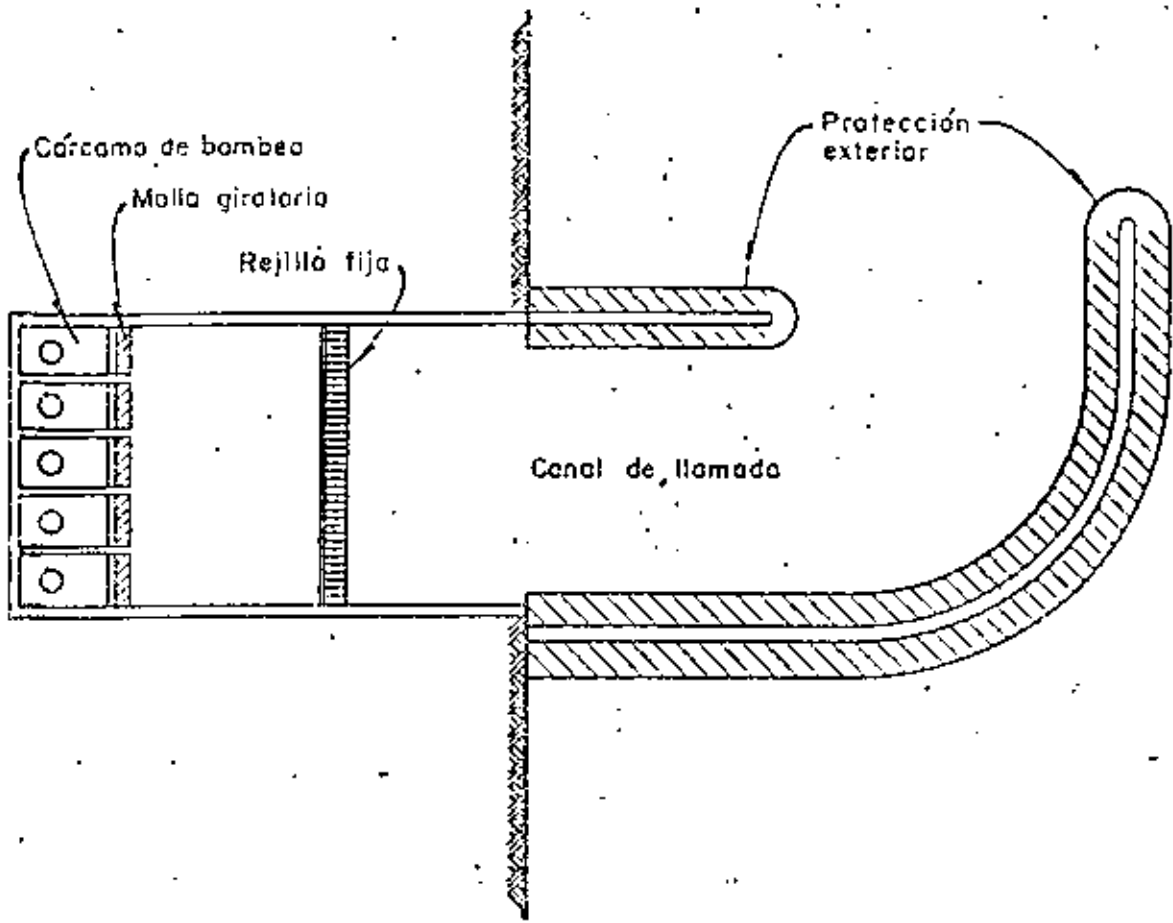


FIG. I.9 Obra de toma marina superficial

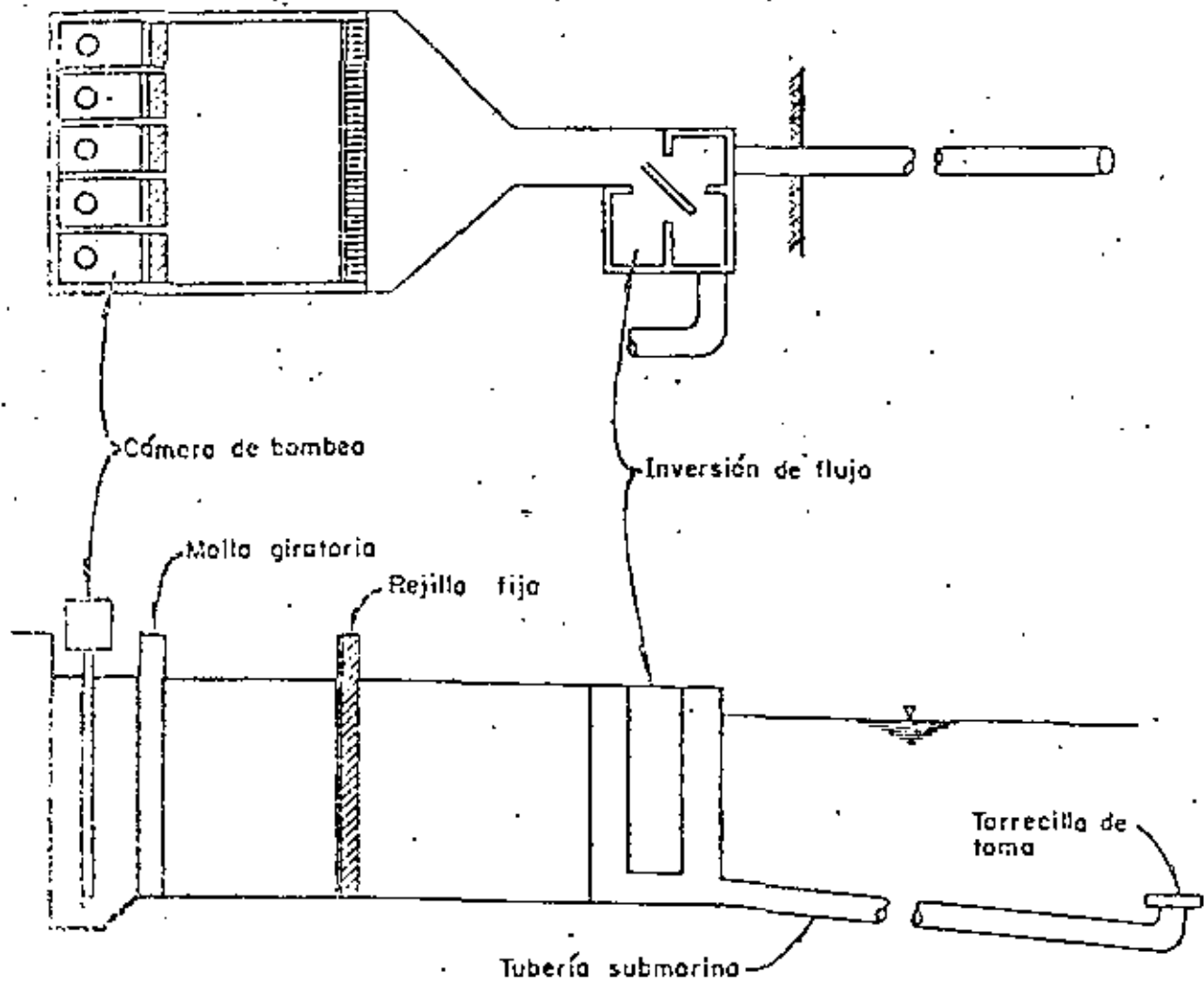
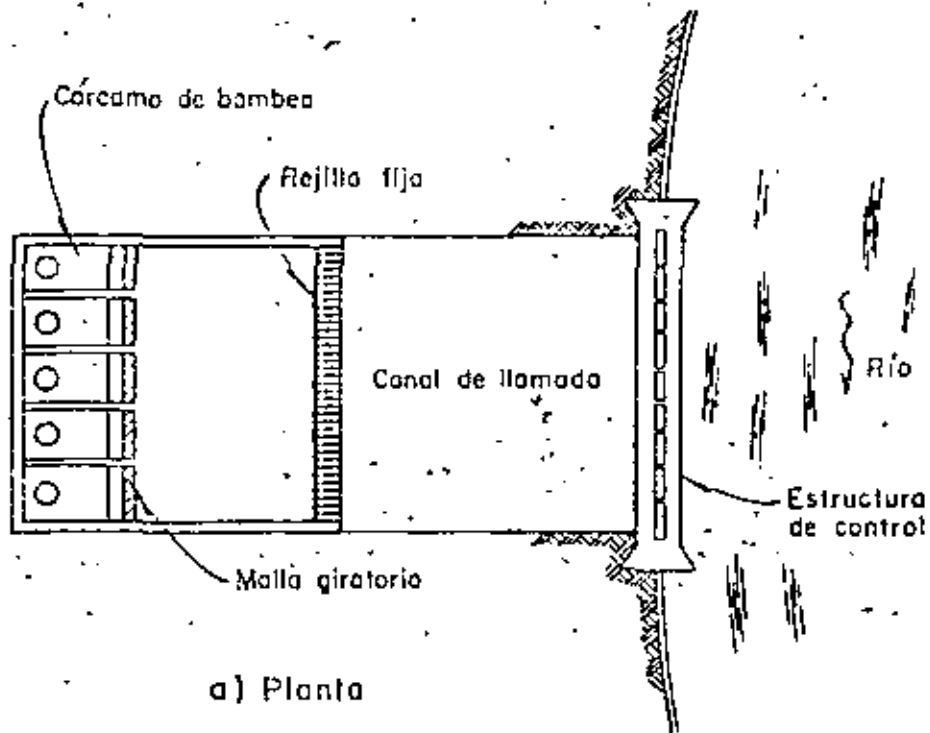
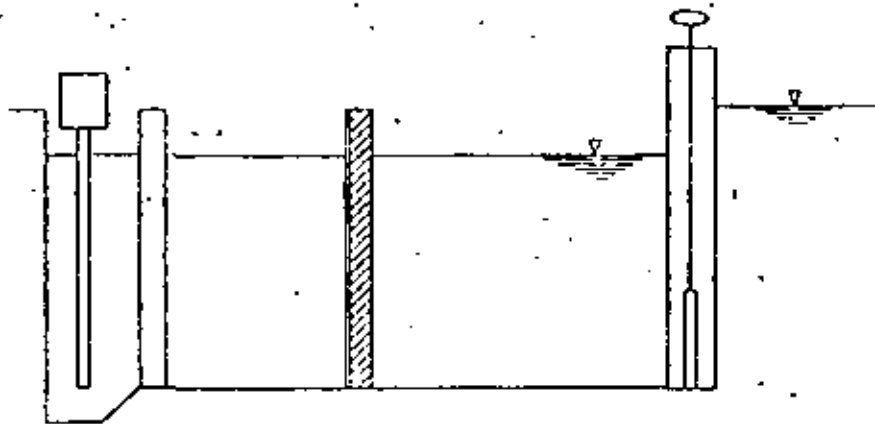


FIG. 1.10 Obra de toma submarina



a) Planta



b) Elevación

FIG. 1.11 Obra de toma fluvial



#### 14.2.4.1 Toma superficial

Para tomar agua de enfriamiento del mar, se debe tratar de -- utilizar una toma superficial, siempre que se resuelvan satisfactoriamente los problemas de entrada de arena a las bombas.

#### Protección exterior

Para evitar la entrada de arena y de oleaje al canal de llamada es recomendable en algunos casos utilizar escolleras de -- protección.

#### Canal de llamada

Las funciones principales del canal de llamada son:

- Canalizar el agua del mar hasta el cárcamo desde un punto donde exista la menor cantidad posible de arena en suspensión. Para ello deberá extenderse como mínimo una y media vez la distancia de la costa a la zona de rompiente.
- Servir de tanque sedimentador. La poca arena en suspensión por la boca del canal deberá sedimentar dentro del mismo, para que no llegue hasta las bombas. Por lo tanto su dimensionamiento deberá cumplir con la relación.

$$\frac{L}{H(V)} = \frac{1.5}{U} \quad (1.55)$$

donde

- L longitud del canal de llamada
- H profundidad del canal (referido al nivel de baja mar inferior)
- V velocidad media del agua en el canal
- U velocidad de sedimentación del material por decantar

La plantilla del canal de llamada deberá llevar pendiente suave hasta alcanzar una cota más profunda que el piso del cárcamo. Entre el final del canal y el comienzo de la estructura de rejillas se pondrá un muro vertical de aproximadamente 1 m de altura para trampa de arena. Se dispondrá además de las instalaciones necesarias para extraer el arena atrapada sin necesidad de secar el canal fig I.12

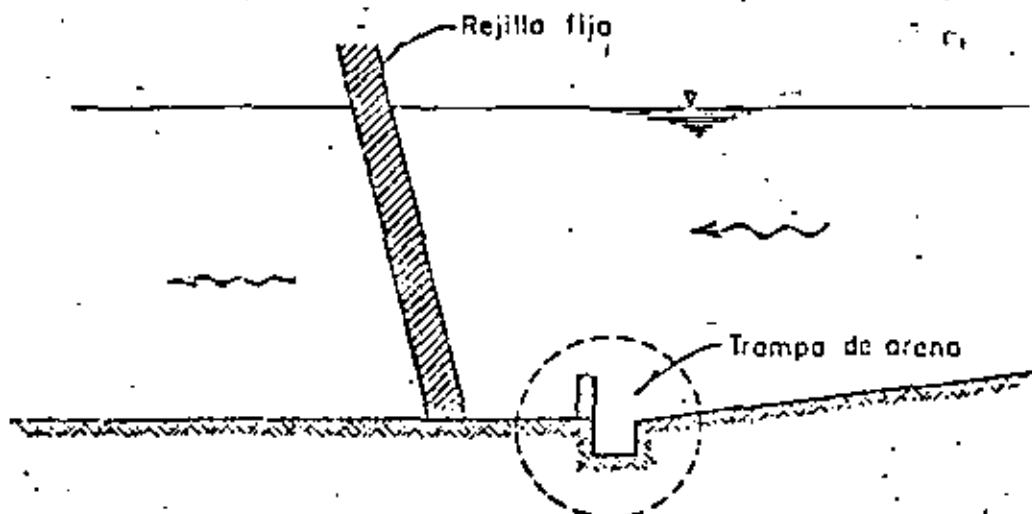


FIG. I.12 Trampa de arena en canal de llamada

### Estructura de rejillas y mallas

Al final del canal de llamada se debe instalar una estructura de rejillas para impedir el paso de cuerpos flotantes hasta las bombas.

Antes de llegar el agua a las bombas, deberán instalarse mallas finas para impedir la entrada de organismos pequeños al condensador. El tamaño de la malla debe ser menor que el diámetro de los tubos del condensador. Generalmente las mallas son de tipo giratorio. Su movimiento se produce automáticamente al existir una diferencia de carga hidráulica entre sus caras de agua arriba y aguas abajo. La limpieza de las mismas se realiza mediante chiflones de agua a presión.

### Cárcamo de bombeo

Para el dimensionamiento del cárcamo, se recomiendan las siguientes dimensiones referidas al diámetro de la campana de succión (D), fig. 1.13.

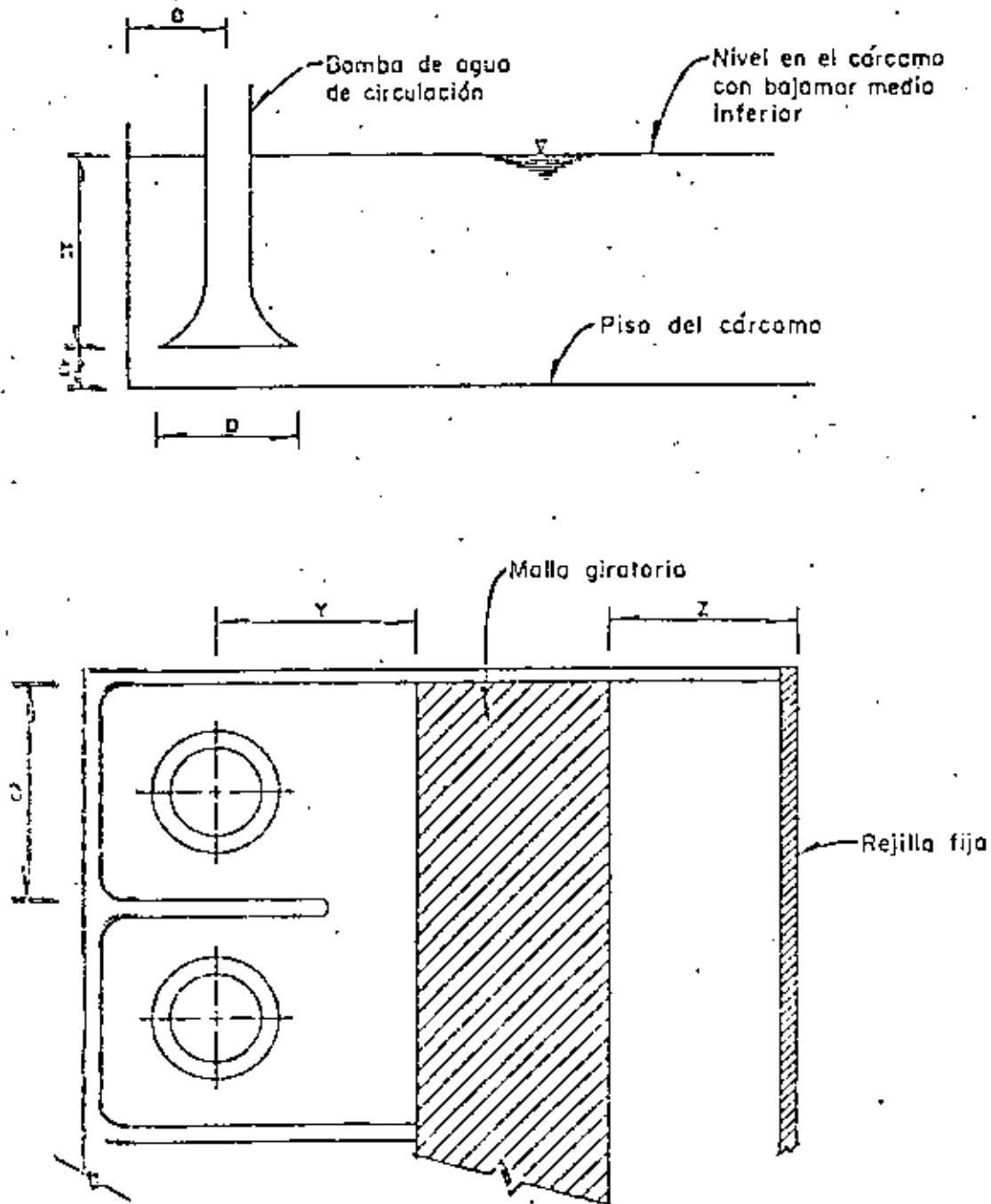


FIG. 1.13 Dimensionamiento del cárcamo de bombeo



Distancia de la campana al piso  $C = 0.5 D$

Distancia del centro de la campana a la pared posterior  $B = 1.0 D$

Ancho entre muros  $S = 2 D$

Distancia mínima entre las bombas y las mallas giratorias  $Y = 6 D$

Distancia mínima entre las mallas giratorias y la rejilla fija

$Z = 2 D$

Distancia vertical de la campana al espejo de agua en su nivel mínimo  $H = 1.5 D$

Si no se conoce el diámetro de la campana ( $D$ ) puede estimarse como

$$D = \frac{3}{4} \sqrt{Q} \quad (1.56)$$

Conde

$Q$  gasto de la bomba, en  $m^3/\text{seg}$

$D$  diámetro de la campana, en  $m$

Las esquinas de cada compartimiento deben ser redondeadas

La longitud de los muros que separan a las bombas deben tener una longitud mínima de  $4 D$ .

## 14.2.4.2 Toma submarina

En los casos en que no sea posible instalar una toma superficial por razones de entrada excesiva de arena o por que no exista el espacio suficiente para evitar la recirculación de agua caliente, o porque sea necesario proteger la vida acuática tomando el agua de capas medias donde es menos abundante la biomasa, debe instalarse una toma submarina (ver fig 1.10 y 1.14).

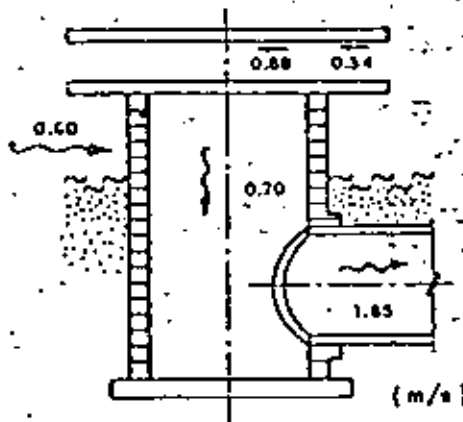


FIG. 1.14 Torrecilla de una toma submarina

Al tomar la decisión debe tenerse presente que en las paredes interiores de la tubería submarina, se desarrollarán con facilidad incrustaciones marinas orgánicas, principalmente de las especies "sacabocados" y "mejillones". Esto implica que para inhibir su desarrollo se deberá invertir el flujo de agua por esta tubería haciéndola funcionar como descarga de agua caliente durante varias horas (alrededor de 8) cada cierto tiempo (alrededor de 3 semanas) dependiendo de las características biológicas del lugar. También deberá considerarse que los peces que entren por la toma llegarán hasta las mallas del cárcamo donde quedarán atrapados debiendo ponerse un retorno al mar para los peces por razones de operación de la planta (obstrucción de las mallas) y de impacto al medio ambiente (muerte excesiva de peces).

#### Torrecillas de toma

La torrecilla de toma que se instala al comienzo de la tubería submarina es de la forma indicada en la fig 1.14

La tapa superior tiene tres funciones:

- a) Tomar el agua del estrato inferior del mar donde se encuentre ubicada, la que generalmente es más fría que la de la superficie.



- A.L.
- b) Evitar la formación de un vórtice en la superficie del agua
  - c) Evitar la entrada de peces por la toma

Para determinar la profundidad a que se debe colocar la tapa superior de la torrecilla, se debe tener presentes los siguientes factores:

- a) Obstrucción a la navegación.
- b) Condiciones de estratificación del mar para que realmente se aproveche el agua más fría para el enfriamiento de la planta
- c) Condiciones hidrodinámicas (en su caso) para que no se succione agua de la superficie donde puede eventualmente existir derrames de petróleo, sargazo o "aguas malas"
- d) Características de la biomasa del sitio. Es conveniente succionar de la capa donde se afecta poco a los organismos marinos.  
Esta se encuentra generalmente a la mitad de la profundidad del sitio

La distancia de la tapa de la torrecilla al lecho marino se diseñará de manera que no se succione arena del fondo.

La velocidad horizontal de entrada del agua a la torrecilla debe tener un máximo, en el borde, inferior a 0.6 m/s

### Tubería submarina

Con el fin de arrastrar los sedimentos que puedan entrar a la tubería submarina se recomiendan velocidades superiores a --- 1.8 m/seg. Para el cálculo de las pérdidas por fricción en la tubería considérese un n de Manning de 0.02 para tomar en cuenta las incrustaciones orgánicas que se desarrollarán en su interior.

### Estructuras de inversión de flujo

Cuando se instala una obra de toma submarina debe proveerse de una estructura para invertir el flujo y hacer trabajar a la -- toma como descarga del agua caliente.

Esto puede hacerse en las formas indicadas en las figs I.15 y I.16. En ambos casos es recomendable independizar la estructura de inversión de flujo de la de rejillas y mallas. •

La segunda alternativa, ver fig I.16, es más económica y de -- operación más confiable que la primera. En ambos casos es indispensable determinar las pérdidas hidráulicas mediante modelo físico a escala de Froude.

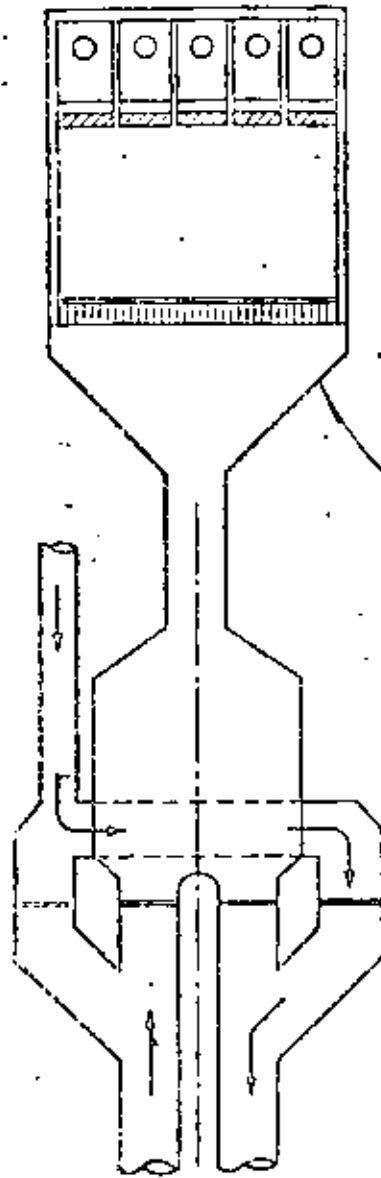


FIG. I.15

Estructura para invertir  
flujo en toma submarina

Cárcamo de bombeo

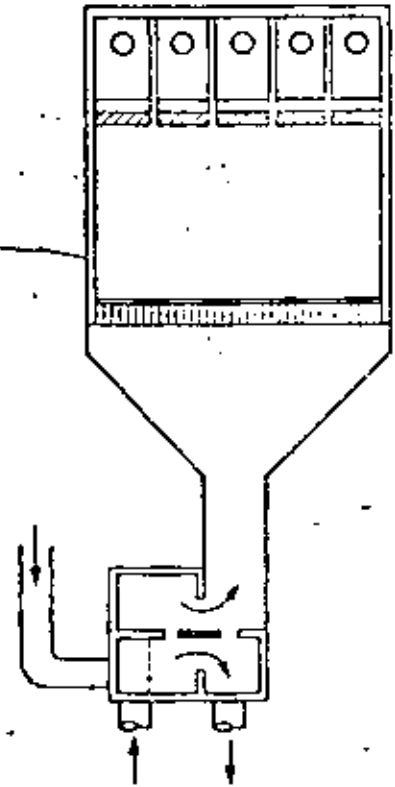


FIG. I.16

Estructura para invertir  
flujo en toma submarina

En las obras de toma submarinas, las estructuras de rejillas, de mallas y el propio cárcamo de bombeo son similares a las de las tomas superficiales.

#### 14.2.4.3. Toma fluvial

**Ubicación.** Para una toma fluvial deberá seleccionarse de preferencia un sitio donde se asegure que no habrá depósito importantes de sedimentos a la entrada del canal de llamada. Esto se logra en parte, ubicándola donde el río tenga una curvatura suave y poniendo la toma por el margen exterior de la curva.

#### Estructura de derivación

Cuando las variaciones de nivel del río son importantes (mayores de 2 m) es necesario una obra de control con compuertas, que permita mantener una elevación de agua prácticamente constante en el canal de llamada y por ende en las bombas.

El canal de llamada, la estructura de rejillas y mallas, así como el cárcamo de bombeo, son similares a las tomas marinas superficiales.

En el caso de tomas fluviales es a veces recomendable utilizar bombas de eje horizontal en el cárcamo seco. Si en época de

estiaje existe un tirante en el río muy pequeño, hay peligro de llevar sedimentos gruesos a las bombas.

En esos casos, una obra de derivación y tanque desarenador -- puede ser necesaria.

#### 14.2.4.4 Tomas selectivas

En los casos en que en el sitio de la toma exista una estratificación de temperatura, es recomendable diseñar una toma selectiva para succionar el agua de la capa inferior y así mejorar el rendimiento de la planta.

En el caso de tomas superficiales, en presencia de estratificación, se puede diseñar frente al canal de llamada una pantalla de concreto semisumergida que extraiga solamente el agua fría de la capa inferior. En general dicha estructura es vulnerable al golpe del oleaje.

#### Dimensionamiento

En un cuerpo estratificado (ver fig 1.17), con densidad en la capa superior ( $P_1$ ) y en la inferior ( $P_2$ ), con la termoclina a una altura ( $h_1$ ) del fondo, para extraer un gasto ( $Q_s$ ) de la capa inferior fría, el ancho de la estructura ( $B$ ) y el tamaño de la apertura entre la pantalla y el fondo ( $h_2$ ) debe cumplir con la relación.

$$Q_c < \sqrt{2g \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2} (h_1 - h_2) h_2^2} \quad (1.57)$$

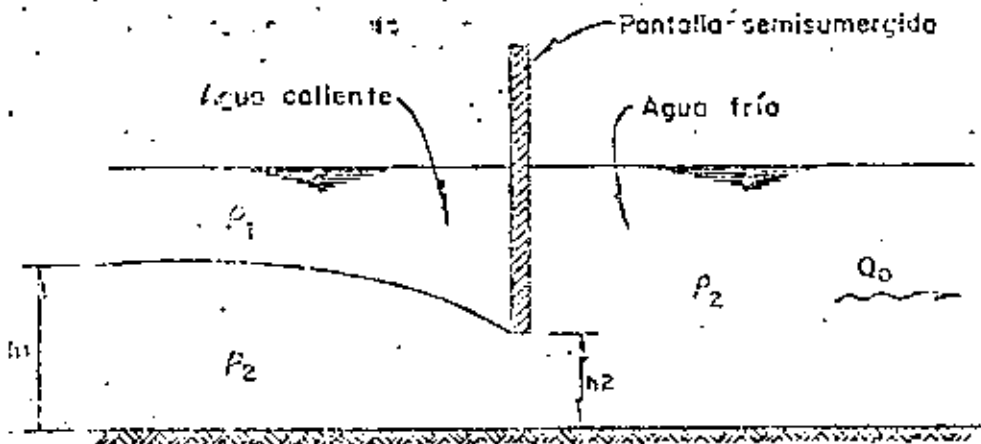


FIG. I.17 Tema selectiva

### 14.3 SISTEMAS CERRADOS DE ENFRIAMIENTO

Los sistemas cerrados de enfriamiento son aquellos en los que el agua que circula por los condensadores, una vez utilizada, debe ser enfriada para volver a ser usada como enfriador.

Los sistemas cerrados más comunes son:

- a) Estanques de enfriamiento
- b) Torres de enfriamiento

En los primeros, la superficie del estanque intercambia calor con la atmósfera por radiación, evaporación y convección. En los segundos, el agua caliente es elevada mediante bombas a la parte superior de una torre desde donde se deja caer en forma de lluvia en contracorriente con un flujo de aire. El enfriamiento en este caso es principalmente por evaporación.

#### 14.3.1 ESTANQUES DE ENFRIAMIENTO

Una alternativa eficiente y económica para enfriar en circuito cerrado el agua utilizada en los condensadores es el uso de tanques de enfriamiento.

Un estanque de enfriamiento es un cuerpo de agua grande, de donde se toma el agua para enfriamiento de los condensadores. La descarga de agua caliente se efectúa al mismo estanque donde se enfría por intercambio de calor con la atmósfera.

Los estanques de enfriamiento se clasifican en artificiales y naturales.

Los estanques artificiales son los que se construyen, ya sea mediante diques perimetrales o aprovechando la topografía y provocando un embalse mediante una pequeña presa, con el fin principal de servir para el enfriamiento de plantas termoeléctricas. Los estanques naturales son los que ya existen (lagos, embalses para riego o generación hidroeléctrica) y que en forma secundaria se aprovechan para enfriamiento de una planta termoeléctrica.

La clasificación indicada se utiliza para distinguir si la evaporación natural del cuerpo de agua es imputable a la planta termoeléctrica o no.

El estudio y diseño de un estanque de enfriamiento se centra en determinar la temperatura del agua a la entrada de los condensadores y el consumo de agua inducido por la planta termoeléctrica.

#### 14.3.1.1 Estanques artificiales

Un estanque artificial de enfriamiento puede ser confinado por diques perimetrales o por la topografía.

En el primer caso se trata de un terreno relativamente plano en el que en 1ª etapa se puede escoger, prácticamente sin restricciones, la geometría más adecuada.



En el segundo se trata de aprovechar un accidente topográfico para la creación de un embalse confinado por la topografía.

Estanque artificial confinado por bordos (ver fig I.18)

Para el dimensionamiento preliminar del estanque, utilícese 0.25 a 0.3 hectáreas por MW instalado. Como tirante del estanque considérese 2 m dependiendo de lo plano que sea el terreno.

De permitirlo el terreno y aconsejarlo la economía, escójase una geometría lo más larga y angosta posible.

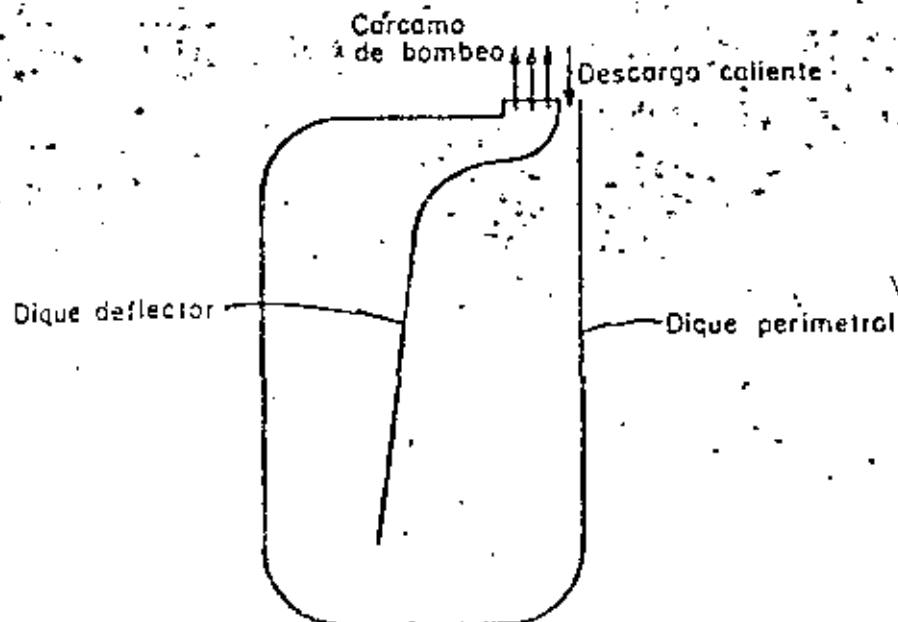


FIG. I.18 Estanque artificial de enfriamiento confinado por bordos

$$P = \left\{ \frac{1}{400} \frac{D_v^3 Q_c^2}{g \frac{\Delta \rho}{\rho}} \frac{L}{W^2 H^4} \right\}^{1/4} \quad (1.58)$$

donde

L longitud equivalente que debe recorrer el agua descargada, en m

W ancho equivalente (A/L), en m

A área del estanque, en m<sup>2</sup>

H tirante medio del estanque, en m

Q<sub>c</sub> gasto de agua de circulación, en m<sup>3</sup>/s

ρ densidad del agua del estanque, en Kg/m<sup>3</sup>

Δρ decremento de densidad producido por calentamiento en los condensadores, en Kg/m<sup>3</sup>

g aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>

D<sub>v</sub> dilución a la entrada del agua caliente al estanque (considérese D<sub>v</sub> = 1.3)

Si  $P < 0.3$  trátase el caso como estanque estratificado con espesor de la capa caliente ( $h_c$ ) igual a

$$h_c = P H \quad (1.59)$$

Si  $P > 0.3$  trátase el caso como no estratificado, es decir -- completamente mezclada en la vertical, y considérese el tir-

1 : 2

1000

1000

1000

## A.I

El modelo anterior debe utilizarse solamente en los casos en que no existen áreas muertas. (zonas en forma de remolino, que generalmente aparecen en las esquinas de un estanque donde no llega, o llega muy poco, el agua caliente).

La detección y eliminación de áreas muertas es factor determinante en el diseño.

Cuando el estanque opera estratificado, ( $P < 0.3$ ) las áreas muertas se eliminan solas, por las propias corrientes de densidad.

Cuando el estanque opera con número de Froude,  $P > 0.3$  debe estudiarse en modelo físico la mejor ubicación de los diques interiores para eliminar o reducir dichas áreas. En todo caso las áreas muertas remanentes deberán descontarse del área considerada en el modelo matemático hidrotérmico o recurrirse a modelos más complejos que las tomen en consideración.

Como regla general de diseño un estanque de poco tirante debe contener una gran cantidad de diques deflectores que eliminen al máximo las áreas muertas, mientras que en uno profundo con  $P < 0.3$ , la atención se debe centrar en evitar el corto circuito del agua descargada hacia la toma, reduciéndose en este caso la cantidad de diques deflectores.

## A.I

### Consumo de agua de estanques artificiales

El consumo de agua de un estanque artificial proviene de tres factores,

- a) Evaporación
- b) Filtraciones
- c) Purgas

#### Consumo por evaporación

El consumo de agua por evaporación de un estanque artificial de enfriamiento, que incluye la evaporación natural y la inducida por la descarga de agua caliente, se calcula mediante

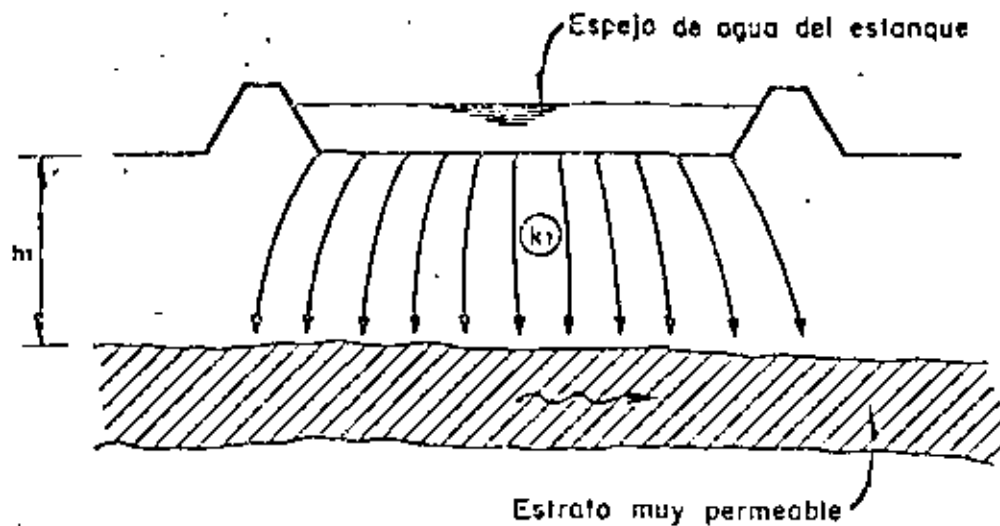
$$E = 0.034(3.53 \theta^{1/3} + 4.0 v_2) (e_s - e_a) \quad (1.64)$$

donde E se obtiene en mm/día y el resto de los términos fueron definidos en la ec 1.48

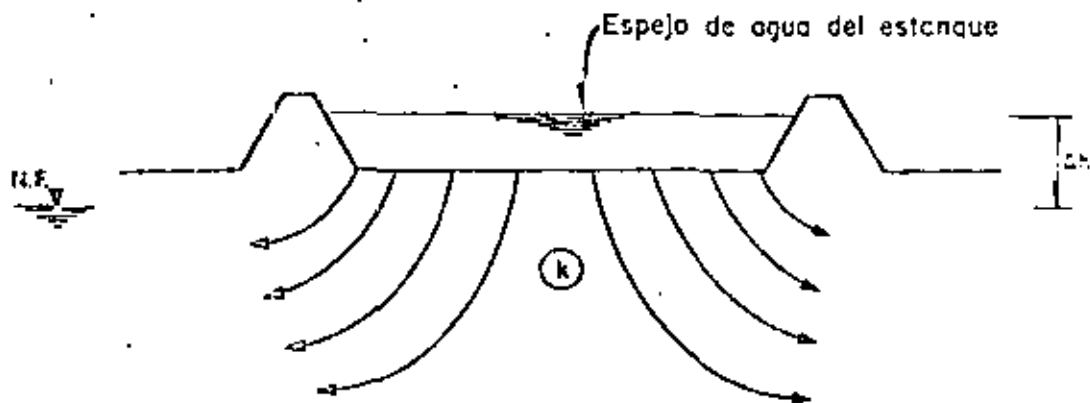
La ecuación 1.64 se resuelve en combinación con la ec 1.48, ya que depende de la temperatura del agua.

La evaporación neta ( $E_{\text{neta}}$ ) se calcula restándole la precipitación pluvial a la evaporación (E).

Para calcular el consumo de filtraciones considerése que en un estanque artificial siempre existirán filtraciones y deben cuantificarse con exactitud.



a) Filtraciones verticales



b) Filtraciones horizontales

FIG. I.19 Filtraciones verticales y filtraciones horizontales

## A.I

- a) filtración vertical
- b) filtración horizontal

Cuando existe en el subsuelo una capa muy permeable, a pocos metros de profundidad, las filtraciones son verticales y están -- controladas por el coeficiente de permeabilidad ( $k_i$ ) y el espesor ( $h_i$ ) del estrato superior. Las filtraciones en este caso son

$$F = k_i A \frac{h+h_i}{h_i} \quad (I.65)$$

$F$  filtraciones, en  $m^3/s$

$A$  área del estanque, en  $m^2$

$h$  tirante en el estanque, en  $m$

$k_i$  coeficiente de permeabilidad vertical en  $m/s$

$h_i$  espesor del estrato de permeabilidad  $k_i$ , en  $m$

Cuando la permeabilidad del subsuelo es relativamente homogénea (fig I.19) o se incrementa con la profundidad, las filtraciones son principalmente horizontales hacia el manto freático.

En este caso las filtraciones están controladas por la permeabilidad del suelo ( $k$ ) y la carga hidráulica correspondiente a la diferencia de nivel estático entre el espejo de agua en el es--

## A.I

tanque y el nivel freático ( $\Delta h$ ). Las filtraciones en este caso son:

$$F = K P (\Delta h) \quad (I.66)$$

P perímetro del estanque, en m

k permeabilidad del suelo, en m/s

$\Delta h$  carga hidráulica, en m

Cuando las filtraciones son del tipo vertical generalmente se hace necesario revestir el fondo del estanque con una capa impermeable de arcilla.

Cuando las filtraciones son del tipo horizontal, no se recomienda impermeabilizar, ya que las pérdidas de agua son pequeñas.

Para calcular el consumo por purgas se deberán tener en cuenta las características químicas del agua del estanque y los materiales utilizados en el circuito de enfriamiento.

Se fija un límite de concentración máximo de los sólidos discutidos y se definen los ciclos de concentración (K).

$$K = \frac{\text{Contenido de sales permisible}}{\text{conteniendo original del agua}}$$



## A.I

Para no rebasar este límite, es necesario purgar agua del estanque a razón de:

$$P = \frac{E}{K-1} \quad \text{donde } E \text{ es la evaporación}$$

En un estanque artificial debe tenerse presente que dado el gran volumen de agua embalsado, el nivel de concentración  $K$  se alcanza al cabo de varios años.

Finalmente debe tomarse en cuenta que las filtraciones se contabilizan como purga por la que la purga efectiva ( $P_{ef}$ ) es a la postre

$$P_{ef} = P - F \quad (I.67)$$

$P$  purga calculada

$F$  agua perdida por filtración

### Estanques artificiales confinados por la topografía

Cuando las condiciones topográficas e hidrológicas lo permiten, es posible crear un embalse artificial mediante una pequeña presa o bordo. Esta alternativa es de las más económicas para el sistema de enfriamiento de una planta termoeléctrica. El área requerida es generalmente mayor que la establecida para el caso de estanque artificial confinado por bordos, ya que en este ca-

so las áreas muertas serán mayores especialmente en las partes más bajas del embalse:

Para el diseño deberán calcularse cuatro factores principales:

- a) Área del embalse
- b) consumo del agua
- c) configuración de los diques deflectores
- d) variación estacional del nivel del agua en el embalse

Todos ellos serán fundamentales para el análisis económico del proyecto.

Para el estudio se deberá conocer la topografía, curvas elevación-área-volúmenes, lluvia, evaporación promedio mensuales, escurrimientos promedios mensuales hacia el vaso.

El diseño debe dividirse en dos partes:

- a) Estudio de factibilidad, estimación preliminar
- b) Diseño de detalle

Para el estudio de factibilidad procédase como sigue:

Area del embalse

Calcúlese el calor rechazado por la planta termoeléctrica (Q) de la siguiente forma

$$Q = P \times 1.3 \times 1000$$

donde

Q calor rechazado, en watt

P potencia nominal de la planta, en Kw

Con base en la información meteorológica disponible, confecciona una tabla de promedios mensuales para temperatura del aire, humedad relativa, radiación solar, velocidad del viento y nubosidad.

Calcúlese la temperatura que tendría el agua de enfriamiento a la entrada del condensador ( $T_i$ ), para diferentes áreas (A) del embalse. Como en esta etapa es todavía muy complicado incluir la batimetría del embalse, calcúlese dicha temperatura por un método conservador (suponiendo el estanque totalmente homogéneo-mezclado horizontal total) y otra optimista (suponiendo el estanque como un canal larguísimo, sin mezclado horizontal).

Para el caso conservador (suposición de mezclado horizontal to

A.I

tal) la temperatura de entrada a los condensadores ( $T_i$ ) para cada mes se calcula a partir de

$$Q = \phi_{ni} A \quad (I.68)$$

donde

$\phi_{ni}$  intercambio de calor agua atmósfera, en watt/m<sup>2</sup>

Definida por la ecuación 1.43

A área del embalse, en m<sup>2</sup>

Q calor rechazado por la planta, en watt

Mediante un proceso iterativo se obtiene la temperatura de entrada al condensador que aparece implícita en la función  $\phi_{ni}$ .

Luego, calcúlese para el caso optimista (sin mezclado horizontal) la temperatura de entrada al condensador ( $T_i$ ) con base en la siguiente información

$$\frac{\partial T}{\partial A} = \frac{-\phi_{ni}}{\rho C G_0} K \quad (I.69)$$

donde

K constante para hacer las unidades equivalentes

$\rho$  densidad media, en Kg/m<sup>3</sup>

A.I

C calor específico, en Kcal/°C/kg

$\rho$  definido anteriormente

$G_0$  gasto de agua de circulación, en m<sup>3</sup>/s

Esta ecuación se resuelve por diferencias finitas e iterando

Las condiciones de frontera son

$$\text{para } A = 0 ; T = T_i + \Delta T$$

donde

$$\Delta T = Q / \rho C G_0$$

Dibujéense en una gráfica las temperaturas  $T_i$  obtenidas por ambos métodos, utilizando el área (A) como ordenada. La temperatura real a la que operará el estanque se encuentra entre la optimista y la pesimista.

Considérese para fines de estimación preliminar una temperatura promedio entre las dos anteriores.

Mediante análisis económico determínese el área más conveniente.

### Consumo de agua

Para estimar el consumo de agua calcúlese la evaporación produ-

cida por la planta termoeléctrica mediante la ecuación

$$E = P \times 1.3 / (640 \times 3600) \quad (1.70)$$

donde :            P . potencia nominal de la planta, en Kw  
                   E . evaporación producida por la planta, en m<sup>3</sup>/s

Súmesele a la anterior la evaporación normal que tendría el embalse sin planta y las pérdidas que se esperan por filtraciones.

#### Configuración de los diques deflectores

En un embalse natural deben generalmente instalarse diques interiores deflectores para evitar corto circuito del agua caliente y eliminar posibles áreas muertas que no contribuyan al enfriamiento.

No existen recomendaciones precisas para el trazado de dichos diques. Para su trazo se deberá tener presente que en las zonas más bajas no se produce estratificación por lo que la tendencia a formarse áreas muertas es mayor en esos puntos.

El arreglo que parezca más adecuado deberá calcularse como se detalla en el párrafo de "análisis de detalle".

Téngase presente que cualquier estanque es capaz de disipar to

do el calor que desecha la planta, lo importante está en conocer qué temperatura debe alcanzar el agua del embalse para disipar ese calor. Por lo tanto la solución es principalmente económica donde se compara el costo del embalse con sus diques deflectores y el costo de los condensadores y su equipo asociado contra el castigo al rendimiento de la planta por incremento de la temperatura del agua de enfriamiento.

#### Variación estacional del nivel del agua en el embalse

En el diseño del embalse deberá hacerse un balance mensual de los ingresos y extracciones del agua para determinar sus niveles. Con esta información se podrán conocer las variaciones que tendrán las bombas de agua de circulación en la succión y la presión que existirá en el interior de los tubos más altos del condensador. Ambas variables son de suma importancia en el estudio preliminar del proyecto.

#### Análisis de detalle

Una vez establecidas las características básicas del proyecto, se recomienda escoger dos o tres de las alternativas consideradas para realizar en ellas el siguiente análisis de detalle en el orden indicado.

Temperatura de entrada del agua de enfriamiento a los condensadores.

Resuélvase la ecuación I.61 considerando un factor de planta de 1.0, es decir que la planta genera al 100% de su capacidad durante todo el año.

Para las condiciones meteorológicas utilícese el promedio mensual de varios años y así obténgase la temperatura mensual promedio de entrada a los condensadores.

Examínese la información meteorológica y escojase, de todo el registro, el mes que presente las peores características para el enfriamiento. Resuélvase la ecuación I.61 con esos datos para obtener la temperatura máxima de entrada a los condensadores.

Variaciones de nivel

Simúlese la operación del embalse, mes a mes, durante el máximo número de años, considerando como ingresos las lluvias y escurrimientos reportados y como egresos la evaporación natural del embalse más la producida por la planta, más las filtraciones y más los derrames por el vertedor de excedencias.

Escojase como cota máxima del embalse la correspondiente a la cresta del vertedor y como mínimo la más baja que haya resulta-



do del ensayo de operación del vaso descrito anteriormente.

Diséñese el canal de llamada hacia el cárcamo de bombeo y el se llo de la descarga de acuerdo con los valores anteriores.

En un modelo físico, utilizando similitud del Número de Froude, con agua fría estudiéase la mejor localización de los diques de flectores para evitar que el agua descargada haga cortocircuito con la toma y par disminuir a un mínimo las áreas muertas.

#### 14.3.1.2 Estanques naturales

El cálculo de un estanque natural de enfriamiento (lago embalse ya existente) es idéntico al caso anterior (estanques artificiales confinados por la topografía) solamente cambian las siguientes consideraciones:

- a) El consumo de agua por evaporación natural y filtraciones no es atribuible a la planta termoeléctrica.
- b) El impacto ecológico que provoque la descarga de la planta debe estudiarse con detenimiento.
- c) El área del embalse está prefijado por lo que no es aplicable el paso a) del capítulo anterior.

## 14. 5 IMPACTO ECOLOGICO DEL SISTEMA DE ENFRIAMIENTO

El impacto ecológico que produce el sistema de agua de enfriamiento deberá estudiarse en la etapa de diseño bajo dos aspectos:

Impacto de la toma

Impacto de la descarga

### 14.5.1 IMPACTO DE LA TOMA

Al hacer circular permanentemente grandes volúmenes de agua por el interior del circuito de enfriamiento morirán algunas especies de plancton y otras aumentarán su crecimiento, por acción mecánica de las bombas, química del tratamiento y térmica por el incremento de temperatura de los condensadores.

Se deberá tener en cuenta que al modificar de esta forma la variedad de plancton se alterará la cadena trófica que originalmente se encontraba en equilibrio. Los efectos de esta alteración son el crecimiento acelerado de algunas especies con la consecuente desaparición de otras.

### 14.5.2 IMPACTO DE LA DESCARGA

El impacto de la descarga, es menos importante que el de la to

1. The first part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

A full list of the names and addresses of the members of the committee is given in the enclosed list.

2. The second part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee.

The names and addresses of the members of the committee are given in the enclosed list.

3. The third part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee.

The names and addresses of the members of the committee are given in the enclosed list.

4. The fourth part of the document is a list of the names and addresses of the members of the committee.

The names and addresses of the members of the committee are given in the enclosed list.

## A.I

na, ya que se circunscribe a un área bien determinada donde la vida acuática se renueva principalmente por las corrientes de mareas.

Su principal efecto es la alteración de la cadena trófica por el aumento de la temperatura y la consecuente disminución del oxígeno disuelto en el agua.

Para minimizar los efectos negativos del sistema de enfriamiento se deberán hacer estudios de la biomasa del sitio y así proporcionar los antecedentes suficientes para definir la mejor ubicación de la obra de toma y de descarga.

La descarga se deberá hacer preferentemente con una caída de uno o dos metros sobre roca antes que llegue nuevamente al mar con el fin de oxigenar el agua caliente.

