

FACULTAD DE INGENIERIA

U.N.A.M.

DESCARTE

RECTIFICACION DEL DELTA DEL RIO BALSAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
~~INGENIERO CIVIL~~
P R E S E N T A

Jaime Ramírez Gómez



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mis padres

Luis Ramírez Ríos

Celia Gómez de Ramírez

A mi abuelita

Juana Berumen de Gómez

A mi hermano

Luis

A mis maestros

A mi director de tesis

M. en I. Jorge Meyer Corral

A mis amigos



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA.
Dirección.
Núm. 73-
Exp. núm. 73/214.2/-1.

Al Pasante señor Jaime RAMIREZ GOMEZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grata transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor ingeniero Jorge Meyer Corral para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

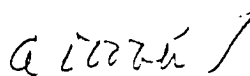
"RECTIFICACION DEL DELTA DEL RIO BALDAS".

- I.- PLANTEAMIENTO
- II.- ANTEPROYECTO DE LA RECTIFICACION.
- III.- REVISION HIDRAULICA.
- IV.- REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL CAUCE.
- V.- REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LA DISEMBOCADURA.
- VI.- ESTRUCTURAS INTERIORES Y EXTERIORES.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis el título del trabajo realizaio.

Atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 13 de agosto de 1964.
EL DIRECTOR


Ing. Antonio Dovalí Jaime.


ADJ/MHO/mvb.

RECTIFICACION DEL DELTA DEL RIO BALSAS

	Pág.
I PLANTEAMIENTO	1
II ANTEPROYECTO DE LA RECTIFICACION	4
III REVISION HIDRAULICA	16
IV REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL CAUCE	23
V REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LA DESEMBOCADURA	33
VI ESTRUCTURAS INTERIORES Y EXTERIORES.	42
BIBLIOGRAFIA	53

II PLANTEAMIENTO

Aguas abajo de la presa " El Infiernillo ", 14 Km. antes de que el Río - Balsas vierta sus aguas al Océano Pacífico, la Comisión Federal de Electricidad y la Comisión del Río Balsas estudian la presa " La Villita " que constituye un aprovechamiento para fines múltiples; en efecto, esta obra servirá para generar 1320×10^6 KWH anualmente, y regar 24,000 Ha de la planicie costera en la zona de la desembocadura del Río Balsas, así como servir de paso de carretera y ferrocarril.

La producción hidroeléctrica será aprovechada casi en su totalidad por - la planta siderúrgica de " Las Truchas " y el excedente se incorporará al sistema - central para su consumo.

La desembocadura del Río Balsas tiene forma de delta en arco poco esta - ble. Generalmente la descarga al mar se realiza por tres bocas, algunas de las - cuales se obturan ocasionalmente; ello depende fundamentalmente del gasto del río, del transporte litoral debido al oleaje y de las mareas.

Los gastos del río son muy variables, desde unos $70 \text{ m}^3/\text{seg.}$ en estiaje - hasta más de $10,000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que se han medido a 68 Km. de la desembocadura. - Esta variación tan grande es la principal causa de la inestabilidad del delta. Al - quedar terminadas las presas El Infiernillo y La Villita, los escurrimientos serán re-

gulados y habrá una tendencia natural a disminuir la inestabilidad del cauce.

El transporte litoral no ha sido cuantificado pero debe esperarse que en Playa Azul se tenga uno de los máximos acarrees de nuestras costas. En Salina -- Cruz el acarreo es del orden de los $800,000 \text{ m}^3/\text{año}$ mientras en California se han cuantificado hasta $1,200,000 \text{ m}^3/\text{año}$. Conservadoramente se puede suponer que el acarreo en Playa Azul sea de unos $1,200,000 \text{ m}^3/\text{año}$. Este transporte decrece de Playa Azul a Petacalco donde el transporte medio anual es prácticamente nulo. Esto significa que probablemente entre Playa Azul y Petacalco tienen lugar fuertes depósitos.

Las mareas son relativamente pequeñas, la marea viva media es de 0.7 - m. Sin embargo las oscilaciones que produce al pie de la cortina, si se rectifica - el cauce, deben tomarse en cuenta; lo mismo que las corrientes de marea que serán máximas en la desembocadura y nulas al pie de la presa donde tiene lugar una reflexión casi total de la onda. Al paso de ciclones es factible que se generen mareas de viento con amplitudes extraordinarias, que serán casi duplicadas por el efecto de reflexión de la presa. En Acapulco se ha registrado una marea de este tipo - de 3.00 m. de amplitud, así es que al pie de la presa La Villita pueden esperarse oscilaciones hasta de 6.00 m.

Al realizarse el llenado de la presa El Infiernillo, que ocurrirá en cosa - de un año, el escurrimiento en la zona deltaica será mínimo (únicamente el corres pondiente a la cuenca de El Infiernillo al mar). Con esos gastos seguramente serán obturadas las desembocaduras cercanas a Playa Azul, por acción del oleaje. Una - vez puestas en servicio las turbinas del Infiernillo con gastos relativamente altos, - pueden ocurrir inundaciones en la zona deltaica por falta de capacidad de las bo - cas. Igual cosa puede acontecer al llenar la presa La Villita que ocurrirá en 70 o -

140 días según sean las extracciones del Infiernillo. Sin embargo el escurrimiento en la zona deltaica sería casi nulo en este caso y muy probablemente las bocas serían obturadas totalmente, con el consecuente peligro de inundaciones.

Por otra parte la cota del fondo del río en la boquilla está cosa de 7.00 m. por arriba del nivel medio del mar y será necesario excavar en esta zona para proporcionar materiales pétreos necesarios para la cortina, con lo que se puede desfogar a un nivel inferior.

Resumiendo, con la rectificación del cauce del río desde la cortina hasta el mar se podrían obtener las siguientes ventajas:

- 1.- Ganar carga de generación, desfogando a un nivel inferior, cercano al nivel medio del mar.
- 2.- Evitar inundaciones si la rectificación se proyecta para el gasto máximo de la casa de máquinas y el producto de dragado se utiliza para formar bordos para avenidas.
- 3.- Lograr un cauce estable que desfoque por una boca.
- 4.- Podría convenir utilizar la boca para dar acceso a un puerto interior.

III ANTEPROYECTO DE LA RECTIFICACION

En esta alternativa se buscó de reducir los dragados al mínimo. Para ello el trazo del canal sigue la línea más corta al mar, desembocando en la Bahía de Petacalco, en el mismo sitio donde actualmente existe una desembocadura y donde el transporte litoral tiene una magnitud del orden de los $150,000 \text{ m}^3/\text{año}$.

El canal consiste de tres tramos, el primero hasta el kilómetro $1 + 500$ tiene 11.00 m . de profundidad para dar paso a barcos de altura. El segundo tramo es de transición hasta el kilómetro $3 + 340$ y el tercero llega hasta la presa con una profundidad de 5.00 m . (kilómetro $13 + 840$).

Las secciones del canal se diseñaron para dar paso al gasto máximo de la planta que es de $800 \text{ m}^3/\text{seg}$. Debido a que la presa captará prácticamente todos los sólidos que acarrea el río se pensó inicialmente proyectar las secciones en tal forma que no existiera movimiento de sólidos en el fondo del canal. Este criterio sin embargo dió secciones demasiado grandes económicamente imposibles de construir por el momento. Por ello se cambió por el criterio del esfuerzo de corte permisible en el fondo. Con este criterio se permite movimiento en el fondo pero se asegura una inestabilidad aceptable del cauce.

Si se supone que el cauce estará formado por arena con un diámetro de -

200 micras, se puede considerar un esfuerzo de corte permisible $\bar{\sigma}_p = 0.13 \text{ Kg/m}^2$

(1)*, por otra parte :

$$\bar{\sigma} = \gamma t S \dots (1) ; \quad t = r$$

γ = peso específico del agua. tirante = radio hidráulico.

S = pendiente

t = tirante = 11.00 m. (tramo 0+000 a 1+500)

$$S_{\text{permisible}} = S_p = \frac{\bar{\sigma}_p}{\gamma t} \dots \dots \dots (1')$$

$$S_p = \frac{0.13}{1000 \times 11} ; \quad \frac{0.0000118 = S_p}{}$$

Y la velocidad máxima permisible se obtiene de la fórmula de Manning,
considerando $n = 0.024$ y $t = r$

$$v_p = \frac{1}{n} r^{2/3} S_p^{1/2} \dots \dots \dots (2)$$

$$v_p = \frac{1}{0.024} (11.00)^{2/3} (0.0000118)^{1/2}$$

$v_p = 0.71 \text{ m/seg.}$, esta velocidad debe ser el valor máximo de la suma

*(1) Ven Te Chow. - Open Channel Hydraulics.

de la velocidad debida a la descarga de las turbinas y a la marea.

Para calcular la velocidad debida a la marea se supone que esta es la suma de las velocidades producidas por las ondas incidente y reflejada en la cortina.

$$v_m = v_i + v_R \quad \dots\dots (3)$$

Las velocidades de la corriente de marea se relacionan con las amplitudes de la misma, según la fórmula:

$$v = \eta \frac{g^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}} \quad \dots\dots (4)$$

η = amplitud resultante.

$$\eta = \eta_i + \eta_R \quad \dots\dots (5)$$

η_i = amplitud por incidencia de la onda.

η_R = amplitud por reflexión de la onda.

g = aceleración de la gravedad.

H = profundidad media en el canal.

Si suponemos una marea sinusoidal con componente semidiurna única de período $T = 12.4$ h., la variación de amplitudes de las ondas incidente y reflejada con el tiempo será:

$$\eta_1 = h \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T} t \quad \dots\dots (6)$$

$$\eta_R = h \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T} (t + \beta) \quad \dots\dots (6')$$

en que :

$$h = \text{semi amplitud máxima} = \frac{0.70}{2} \text{ m. para la marea viva me-}$$

dia.

β = tiempo que dilata la onda en ir de la sección en estudio a la presa y regresar a la misma.

$$\beta = 2 \sum \frac{L}{C} ; \quad L = \text{longitud del tramo sección en estudio a la presa.}$$

C = celeridad en el tramo correspondiente.

De manera que :

(4), (6) y (6') a (3) :

$$v_m = h \frac{g^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}} \operatorname{sen} \frac{2\pi t}{T} - \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T} (t + \beta) \quad \dots (3')$$

Con (3') se puede obtener la velocidad media de la corriente de marea - en cualquier sección y en cualquier instante.

Para obtener la velocidad máxima se deriva la ecuación (3') con respécto al tiempo, se iguala a cero y se obtiene que :

$$\tan \frac{2\pi t}{T} = \frac{\cos \frac{2\pi}{T} \beta - 1}{\text{sen} \frac{2\pi}{T} \beta} \dots\dots (7)$$

de (7) se pueden obtener los tiempos para los cuales ocurren los valores máximos de v_m y se ve que la velocidad varía desde un máximo hacia el mar en reflujos hasta un máximo hacia la presa en flujos, pasando por un valor nulo.

Cálculo de velocidades medias máximas de la corriente de marea en diferentes secciones del canal.

SECCION	KILOMETRO CORRESPONDIENTE
A	0 + 000
B	1 + 500
C	3 + 340
D	13 + 840 (pie de la cortina)

Para emplear (7) calcularemos los diferentes factores β y para ello los valores de la celeridad de la onda de marea considerada como onda de transmisión ya que los fondos en que se propaga son reducidos, por lo que :

$$C = \sqrt{gH} \dots\dots (8)$$

C = celeridad onda de marea

g = aceleración de la gravedad

H = profundidad media en el tramo de canal considerado.

Tramo	Tirante H " m "	$C = \sqrt{g H}$ m/seg.	Longitud L " m "	Tiempo "seg".	$\frac{L}{C}$
A - B	11.00	10.4	1500	144	2'24"
B - C	8.00	8.9	1840	207	3'27"
C - D	5.00	7.0	10500	1500	25'00"

Factor β

$$\beta = 2 \frac{L}{C} ; T = 12.4 \text{ hora}$$

Sección	"Seg" β	"Hora"	$\frac{\beta}{T}$
A	3702	1.03	0.0831
B	3414	0.95	0.0767
C	3000	0.83	0.067

Retraso del paso de la onda de marea en las diferentes secciones A, B y

C con un origen de tiempos en la sección A.

Sección	Retraso "Seg"	"minuto"
A	0.00	0.00
B	144	2'24"
C	351	5'51"
D	1851	30'51"

$$\tan \frac{2\pi}{T} t = \frac{\cos \frac{2\pi}{T} \beta - 1}{\sin \frac{2\pi}{T} \beta} \dots\dots (7)$$

Sección	$\frac{2\pi}{T} \beta$	$\sin \frac{2\pi}{T} \beta$	$\cos \frac{2\pi}{T} \beta$	$\cos \frac{2\pi}{T} \beta - 1$	$\tan \frac{2\pi}{T} t$	$\frac{2\pi}{T} t$
A	30°	0.5000	0.8660	(-0.134)	-0.268	165° y 345°
B	27°36'	0.4633	0.8862	(-0.1138)	-0.246	166° 11' y 346° 11'
C	24°06'	0.4083	0.9128	(-0.0872)	-0.214	167° 55' y 347° 55'

Valores de "t" para los que ocurren los valores máximos de la velocidad de la corriente de marea en las diferentes secciones A, B y C en función del periodo de la marea.

Sección	Tiempo "t"
A	0.458 T y 0.958 T
B	0.462 T y 0.962 T
C	0.465 T , 0.965 T

Velocidad media Máxima de la Corriente de Marea.

$$V_m = h \frac{g^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}} \left[\sin \frac{2\pi}{T} t - \sin \frac{2\pi}{T} (t+\beta) \right] \dots (3')$$

Sec- ción	Tiempo t	$\frac{2\pi}{T} t$	$\frac{2\pi}{T} \beta$	$\frac{2\pi}{T} (t+\beta)$	$i = \text{sen} \frac{2\pi}{T} t$	$r = \text{sen} \frac{2\pi}{T} (t+\beta)$	i - r
A	0.458T	165°	30°	195°	0.2588	-0.2588	0.5176
	0.958T	345°	30°	375°	-0.2588	0.2588	-0.5176
B	0.462T	166°11'	27°36'	193°47'	0.2388	-0.2382	0.4770
	0.962T	346°11'	27°36'	373°47'	-0.2388	0.2382	-0.4770
C	0.465T	167°55'	24°06'	192°01'	0.2093	-0.2082	0.4175
	0.965T	347°55'	24°06'	372°01'	-0.2093	0.2082	-0.4175

DISEÑO DE LAS SECCIONES DEL CANAL
EN SUS DIFERENTES TRAMOS

El gasto de diseño será : $Q = 800 \text{ m}^3/\text{seg.}$

La sección será trapezoidal con taludes laterales 3 : 1 en todo el canal.

TRAMO AB

Tirante 11,00 m.

La velocidad máxima de la corriente de marea ocurre en la sección A

(en la desembocadura), y vale :

$$V_{m\text{máx}} = 0.5176 \cdot h \frac{g^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}}$$

$$V_{m\text{máx}} = 0.35 \frac{\sqrt{9.8}}{\sqrt{11}} \cdot 0.5176 = 0.17 \text{ m/seg}$$

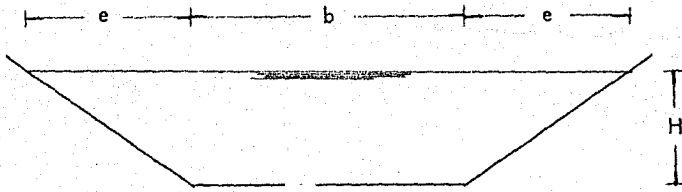
(velocidad máxima de la corriente de marea).

$$V_{\text{máx permisible cauce}} = V_{\text{descarga de turbinas}} + V_{\text{máx de la corriente de marea}}$$

$$V_{\text{descarga de turbinas}} = V_{\text{máx permisible cauce}} - V_{\text{máx de la corriente de marea}}$$

$$V_{\text{máx permisible cauce}} = 0.71 \text{ m/seg.} \quad \text{obtenida según la fórmula (2)}$$

$$V_{\text{descarga de turbinas}} = 0.71 - 0.17 = 0.54 \text{ m/seg.}$$



En la sección trapecial

$$A = H (b + ZH) \dots\dots (9), \quad Z = \frac{e}{H} = 3$$

además se tiene que :

$$Q = V A \quad \dots\dots (10)$$

por lo que, con (9) y (10) :

$$b = \frac{Q}{V H} - Z H \quad \dots\dots (11)$$

A = área de la sección

b = ancho plantilla

Q = gasto

V = velocidad descarga de turbinas.

H = tirante

Z = talud

Aplicando (11) y (9) :

$$b_{AB} = \frac{800}{0.54 \times 11} - 3 \times 11 = \underline{\underline{101 \text{ m.}}}$$

$$A_{AB} = 11 (101 + 3 \times 11) = \underline{\underline{1480 \text{ m}^2}}$$

Pendiente en régimen permanente :

$$S_{AB} = \left(\frac{n V}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.024 \times 0.54}{11^{2/3}} \right)^2 = \underline{\underline{0.00000686}}$$

TRAMO CD

Tirante = 5.00 m.

La velocidad de la corriente de marea en la sección D (descarga de -

la casa de máquinas) es nula, por lo tanto :

Utilizando las fórmulas (1'), (2), (10) y (11)

$$S_p = \frac{0.13}{1000 \times 5} = 0.000026 = S_{CD}$$

$$V_p = \frac{1}{0.024} \cdot 5^{2/3} \cdot 0.000026^{1/2} = \underline{\underline{0.62 \text{ m/seg.}}}$$

$$A_{CD} = \frac{800}{0.62} = \underline{\underline{1290 \text{ m}^2}}$$

$$b_{CD} = \frac{1290}{5} - 3 \times 5 = \underline{\underline{243 \text{ m}}}$$

TRAMO B C

Es una transición recta que une a los tramos de 11.00 m y 5.00 m. de profundidad.

Diferencia de nivel entre las plantillas de las diferentes secciones del canal.

Entre secciones A y B :

$$\Delta Z_{AB} = S_{AB} L_{AB}$$

$$\Delta Z_{AB} = 0.00000686 \times 1500 = \underline{\underline{0.01029 \text{ m.}}}$$

Entre secciones B y C :

$$\frac{V_B^2}{2g} + 1B = \frac{V_C^2}{2g} + 1C + \Delta Z_{BC}$$

- 15 -

$$\frac{0.54^2}{2g} + 11.00 = \frac{0.62^2}{2g} + 5.00 + \Delta Z_{BC}$$

$$\underline{\underline{\Delta Z_{BC} = 6,00 \text{ m.}}}$$

Entre secciones C y D :

$$\Delta Z_{CD} = s_{CD} L_{CD}$$

$$\Delta Z_{CD} = 0.000026 \times 10500 = \underline{\underline{0.273 \text{ m.}}}$$

III REVISION HIDRAULICA

Si bien el cauce principal del canal ha sido diseñado para conducir un -
gasto máximo de $800 \text{ m}^3/\text{seg}$, que corresponde al de máxima generación en las tur-
binas de "La Villita", no es el único al que habrá de estar sujeto y existe la nece-
sidad de resolver el problema que plantean las avenidas, que según la Comisión Fe-
deral de Electricidad contando con observaciones de 1955 a 1963 en la estación —
" La Garita " cerca de Infiernillo y un estudio hidrológico deducido que cubre el -
período 1925-1955, concluyó : que la avenida máxima extraordinaria produce una
descarga de $13886 \text{ m}^3/\text{seg}$. en el vertedor de demasías de Infiernillo, que son los -
mismos que la Comisión del Río Balsas consideró para el proyecto del vertedor de de-
masías de "La Villita, despreciando la regulación por vaso de la misma y suponien-
do que el pico de la aportación por cuenca propia ($3350 \text{ m}^3/\text{seg}$) no coincide con
el de la descarga de Infiernillo.

El interés de controlar las avenidas de manera económicamente convenien-
te se basa en la protección que hay que brindar a las tierras vecinas al canal, que -
se ha planeado en convertir en tierras de cultivo dotadas de un sistema de riego.

Por lo tanto, se ha pensado en construir un cauce para avenidas, formado
por el principal y un incremento de sección formado con bordos en donde los tiran-
tes del flujo y la topografía del terreno lo requieran, construídos con el material -
dragado al formar el cauce principal. Eligiendo para esta alternativa del cauce de

avenidas un gasto de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que corresponde aproximadamente a una avenida de $20000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ en la presa del Infiernillo y que tiene una frecuencia de más de 30 años.

Para calcular las sobreelevaciones de la superficie libre del agua durante la mencionada avenida de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que servirán para fijar las cotas mínimas de las coronas de los bordos de protección, aplicaremos el llamado Método Estándar de la Escalera útil para el análisis de un flujo variado gradualmente, en el que se presume :

- 1.- Que el flujo es continuo para el intervalo de tiempo en consideración.
- 2.- Que las trayectorias de las partículas del fluido son paralelas prácticamente; esto es, que prevalece la distribución Hidrostática de presiones en la sección del canal.

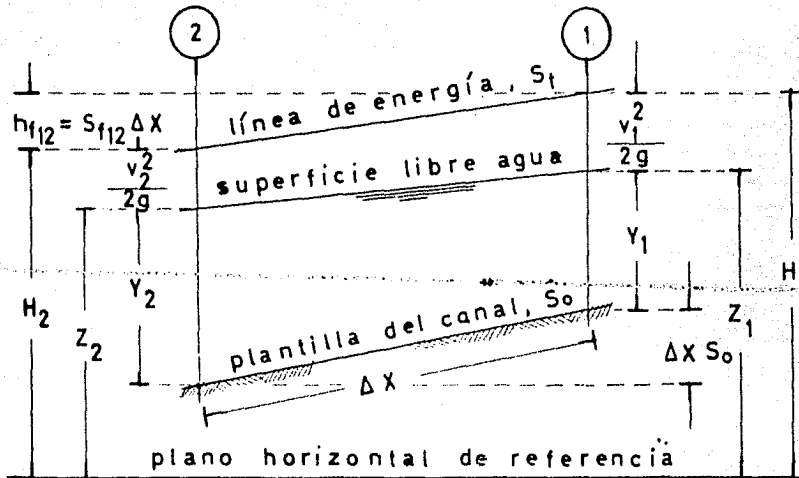
De manera que:

A.- La pérdida de carga en una sección es la misma que la de un flujo uniforme que tenga la velocidad y el radio hidráulico de la sección.

Por lo cual, la fórmula de Manning puede ser utilizada para valuar el gradiente hidráulico, empleando como coeficiente de rugosidad el correspondiente al de flujo uniforme.

El método consiste en aplicar de tramo en tramo entre dos secciones la ecuación de Bernoulli para la energía.

Así, de la figura :



Se tiene :

$$Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_{f12} \quad \dots\dots (12)$$

esto es,

$$H_1 = H_2 + h_{f12} \quad \dots\dots (12')$$

en donde, aceptando que la pérdida de carga por fricción h_{f12} , vale :

$$h_{f12} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \Delta_{12} \dots (13)$$

Nosotros iniciamos el proceso en la sección A (Km 0 + 000), en donde el tirante queda obligado por el nivel del mar, y remontamos el canal determinando los tirantes correspondientes a cada sección para que entre las respectivas secciones extremas de un tramo considerado, se cumpliera siempre con la condición :

$$H_1 = H_2 + h_{f12} \dots (12')$$

La secuela de cálculo se encuentra resumida en la tabla de catorce columnas que se transcribe posteriormente y en la que las diferentes columnas contienen :

COLUMNA 1.- Distancia desde el mar a la sección en estudio en kilómetros.

COLUMNA 2.- Z, Supuesta para iniciar el tanteo excepto en la sección A (Km 0 + 000) altura de la superficie libre del agua referida a un plano de cota - 11.00 m con respecto al nivel medio del mar, en metros.

COLUMNA 3.- "Y", tirante del flujo, en metros.

COLUMNA 4.- A, Area de la sección de la columna 1, en metros cuadrados.

COLUMNA 5.- v, velocidad media en la sección, de la columna 1, en m/seg.

- COLUMNA 6.- $\frac{v^2}{2g}$, carga de velocidad en la sección de la columna 1, en metros.
- COLUMNA 7.- H, carga total en la sección de la columna 1, en metros.
- COLUMNA 8.- R, radio hidráulico en la sección de la columna 1, en metros.
- COLUMNA 9.- $R^{4/3}$, radio hidráulico de la sección de la columna 1, elevado a la potencia 4/3 en metros a la potencia 4/3.
- COLUMNA 10.- S_f , gradiente hidráulico en la sección de la columna 1.
- COLUMNA 11.- $\frac{\Delta h}{L}$, gradiente hidráulico medio entre las dos secciones extremas del tramo en cuestión.
- COLUMNA 12.- Δx , distancia entre las secciones de la columna 11, en metros.
- COLUMNA 13.- h_f , pérdida de carga por fricción entre las secciones de la columna 11, en metros.
- COLUMNA 14.- Debe ser igual a la columna (7) y sirve para comprobar si la "Z" de la columna (2) ha sido bien supuesta, de no ser así, se reinicia el tanteo suponiendo una nueva Z.

CALCULO DE LAS SOBREELEVACIONES DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, DURANTE UNA

AVENIDA DE 6000 m³/Seg.

Estación (1)	" m " Z (2)	" m " Y (3)	" m ² " A (4)	" m/seg " v (5)	v ²	" m " √2/2g (6)	" m " H (7)	" m " R (8)	" m ^{4/3} " R ^{4/3} (9)	S _f (10)	S _f (11)	" m " Δx (12)	" m " h _f (13)	" m " H (14)
0 000	11.000	11.000	1480	4.05	16.40	0.838	11.838	8.68	17.8	0.00053	-----	---	-----	11.838
1 500	11.848	11.838	1620	3.70	13.70	0.700	12.548	9.20	19.3	0.00041	0.000470	1500	0.710	12.548
3 340	12.866	6.866	1800	3.33	11.10	0.565	13.433	6.29	11.6	0.000551	0.000481	1840	0.885	13.433
4 320	13.436	7.410	1970	3.05	9.25	0.472	13.908	6.80	12.8	0.000416	0.000484	980	0.475	13.908
5 820	13.659	7.620	2025	2.96	8.79	0.448	14.107	6.98	13.3	0.00038	0.000398	500	0.199	14.107
5 320	13.676	7.824	2090	2.86	8.28	0.421	14.297	7.15	13.6	0.00035	0.00037	500	0.19	14.297
5 800	14.063	7.998	2135	2.81	7.90	0.403	14.466	7.28	14.0	0.000325	0.000338	480	0.169	14.466
6 300	14.237	8.159	2180	2.75	7.60	0.387	14.624	7.41	14.4	0.000304	0.000315	500	0.158	14.624
6 800	14.399	8.308	2215	2.70	7.32	0.374	14.773	7.50	14.5	0.000291	0.000298	500	0.149	14.773
7 320	14.560	8.455	2260	2.65	7.03	0.359	14.919	7.63	15.0	0.000270	0.000281	520	0.146	14.919
7 855	14.711	8.592	2300	2.61	6.80	0.347	15.058	7.73	15.2	0.000250	0.000260	535	0.139	15.058
8 375	14.851	8.718	2340	2.56	6.60	0.336	15.187	7.85	15.5	0.000245	0.000248	520	0.129	15.187
8 900	14.990	8.843	2380	2.52	6.30	0.322	15.312	8.00	15.9	0.000228	0.000237	525	0.125	15.312
9 480	15.129	8.966	2420	2.46	6.15	0.314	15.442	8.08	16.1	0.000220	0.000224	580	0.130	15.442
10 010	15.251	9.075	2450	2.45	6.00	0.306	15.557	8.18	16.35	0.000212	0.000216	530	0.115	15.557
10 510	15.363	9.174	2475	2.42	5.88	0.299	15.662	8.21	16.5	0.000205	0.000209	500	0.105	15.662
11 010	15.471	9.269	2505	2.39	5.73	0.292	15.763	8.30	16.6	0.000199	0.000202	500	0.101	15.763
11 520	15.578	9.363	2540	2.36	5.55	0.284	15.862	8.40	17.0	0.000188	0.000194	510	0.099	15.862
12 030	15.679	9.451	2570	2.33	5.45	0.278	15.957	8.49	17.1	0.000184	0.000186	510	0.095	15.957
12 530	15.775	9.534	2595	2.32	5.35	0.273	16.048	8.56	17.4	0.000178	0.000181	500	0.091	16.048
13 030	15.868	9.614	2620	2.29	5.25	0.268	16.136	8.63	17.6	0.000172	0.000175	500	0.088	16.136
13 540	15.959	9.692	2640	2.27	5.18	0.264	16.223	8.70	17.8	0.000168	0.000170	510	0.087	16.223
13 840	16.013	9.738	2650	2.26	5.10	0.260	16.273	8.71	17.8	0.000166	0.000167	300	0.050	16.273

De acuerdo a las sobreelevaciones de la superficie libre del agua de la -
tabla anterior, la geometría del cauce principal y las características topográficas -
del terreno, es necesario para evitar inundaciones cuando el gasto alcance el valor
de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ construir varios bordos, a saber :

1).- En la margen izquierda :

TRAMO	ELEVACION MINIMA EN LA CORONA DEL BORDO (Cota Aerofo- to Mexicana)	PENDIENTE MEDIA EN LA CORONA DEL BOR DO.
4 + 320	55.60	0.00045
5 + 032	55.92	
5 + 912	56.25	0.000326
7 + 322	56.71	

2).- En la margen derecha :

TRAMO	ELEVACION MINIMA EN LA CORONA DEL BORDO (Cota Aerofo- to Mexicana)	PENDIENTE MEDIA EN LA CORONA DEL BOR DO.
4 + 660	55.90	0.000306
8 + 050	56.94	

IV REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL CAUCE

Esta revisión tiene por objeto, ver si el arrastre de sólidos no resulta --
excesivo y obliga a un mantenimiento caro.

El transporte de sólidos en el cauce será fundamentalmente tridimensional
y plantea un problema bastante complejo.

Son dos los caminos que se pueden seguir para abordar el estudio del ---
transporte sólido :

En Alemania, E. U. A. y Francia, la investigación ha sido orientada pa
ra abordar el problema de frente tratando de determinar las fuerzas y los demás pa
rámetros de la mecánica que permiten a una partícula sólida sumergida de ser eleva
da del lecho y de ser mantenida en suspensión durante un tiempo no despreciable.

Al contrario, una segunda escuela que comprende principalmente los --
anglo-hindúes y algunos ingenieros austríacos, se inclinan por una solución empíri
ca. Un estudio estadístico de un inventario de dimensiones y de gastos de canales
y de ríos "sedimentológicamente estables" permite establecer fórmulas empíricas --
que relacionan la capacidad de transporte de sedimentos del escurrimiento a las --
principales características hidráulicas.

Diferencia entre arrastre por el fondo y suspensión :

El arrastre de fondo corresponde a los elementos más gruesos de los aluviones transportados que deslizan o ruedan sobre el lecho del canal o saltan de la cresta de una ondulación a otra si la velocidad es suficientemente grande.

Los elementos más pequeños, que el escurrimiento desprende y eleva del lecho del canal o de las márgenes, pueden continuar en suspensión durante un tiempo grande y son entonces transportados varios kilómetros bajo forma de sedimentos en suspensión.

Es conveniente tener en mente que en ningún punto del lecho, las líneas de corriente aun las vecinas nunca son paralelas entre sí o lo que es lo mismo con respecto a las márgenes del cauce tampoco.

También es importante el hecho de que en un cauce erosionable, a la más grande curvatura en planta de las líneas de corriente corresponde la más grande profundidad del canal.

Mediciones han mostrado que en algunos puntos notables de los canales hay fluctuaciones irregulares y variaciones periódicas sistemáticas que permiten concluir que existen dos tipos de corriente ; una convergente cuando el canal se erosiona y otra divergente cuando aparecen depósitos en el cauce.

La estabilidad del cauce será revisada únicamente en el tramo de 5,00 m. de profundidad, pues el tramo de 11,00 m. queda sujeto a corrientes de densidad, que se estudiarán más adelante.

Para facilitar el cálculo, supondremos que el diámetro del material es uniforme e igual a $d = 0,5 \text{ mm}$ lo que es aceptable en el análisis del anteproyecto de alternativa, aclaración pertinente, ya que en este primer tramo puede esperarse que exista material grueso además de arena fina.

Para este cálculo utilizaremos un método de Einstein, propio para materiales de dimensiones uniformes.

Einstein estudia el problema del arrastre de sólidos por el "método de los parámetros hidráulicos significativos". El supone que el movimiento de un grano se efectúa por saltos cuya longitud y frecuencia dependen de sus dimensiones; el número y volumen de las partículas en movimiento forman por lo tanto el gasto sólido de arrastre. En seguida se considera la probabilidad para que una partícula comience a desplazarse durante un intervalo de tiempo dado; esta probabilidad puede expresarse de dos maneras diferentes.

La primera se expresa, en función de la dimensión y del peso de la partícula, del gasto sólido y de un parámetro de tiempo igual a la relación $\frac{d}{w}$ del diámetro de la partícula a la velocidad de movimiento de la misma.

La segunda, puede expresarse en función de la relación de la fuerza ejercida por la corriente a la resistencia al desplazamiento de la partícula. Einstein supone que esta resistencia es proporcional al peso sumergido de la partícula, y que la fuerza ejercida es proporcional al valor que da la ecuación habitual del cortante en función de la velocidad del fluido a la cota:

$$\tau = 11.6 \frac{v}{\sqrt{\frac{\sigma}{\rho}}}$$

sobre el fondo, es decir en el límite de la capa laminar. Si ϕ y ψ son los dos valores respectivos de esta probabilidad, se puede, si se les lleva sobre un mismo diagrama determinar gráficamente la forma de la función $\phi = f(\psi)$.

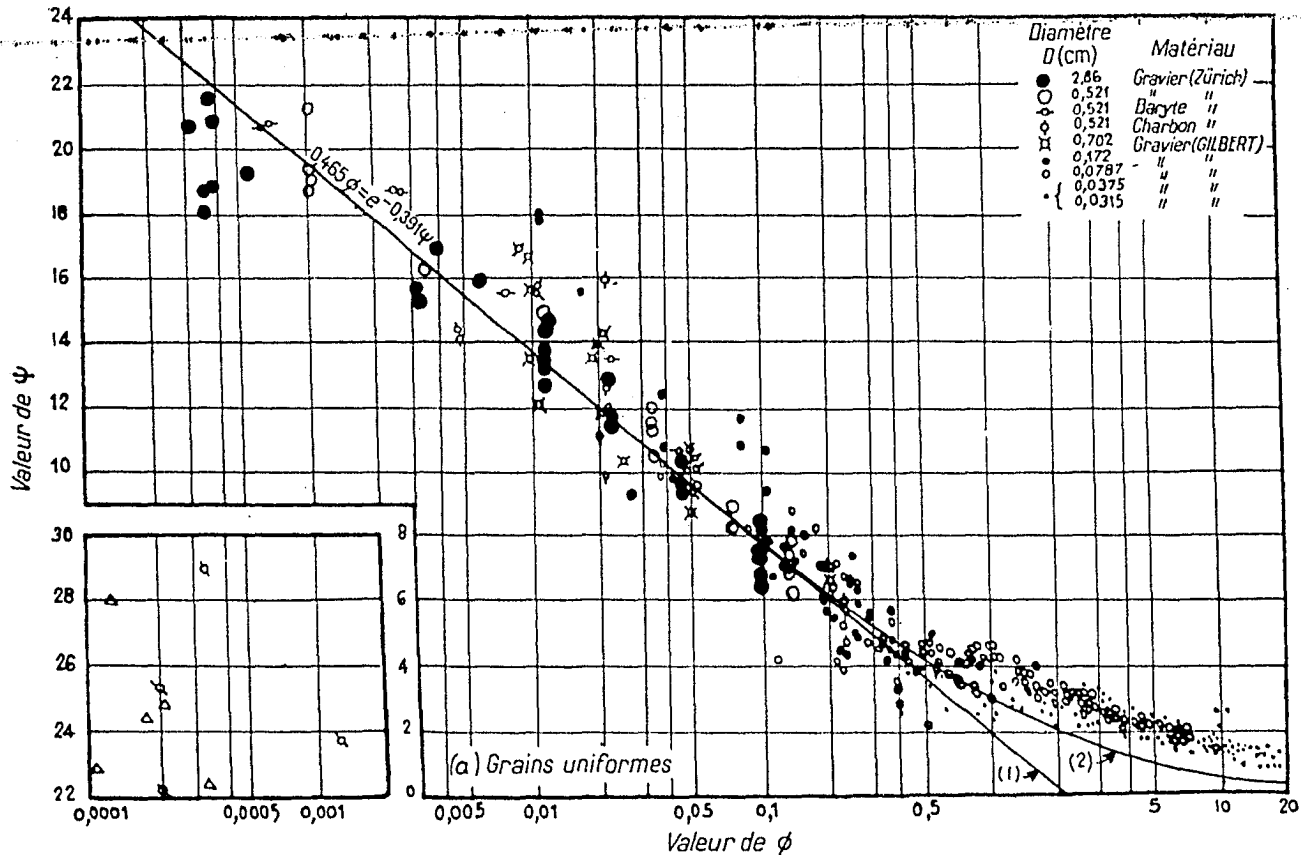


Fig. 23 — Reproduction de la fonction de transport solide par charriage d'EINSTEIN pour une granulométrie uniforme

Se cuenta para la cuantificación del arrastre de sólidos en el tramo de -
tirante cinco metros, con :

- $Q = 800 \text{ m}^3/\text{seg}$: gasto máximo de generación .
- $S = 0.000026$: pendiente hidráulica.
- $v = 0.62 \text{ m/seg.}$: velocidad media.
- $A = 1290 \text{ m}^2$: área de la sección.
- $H = 5.00 \text{ m}$: tirante.
- $b = 243 \text{ m}$: ancho de la plantilla del canal.
- $d = 0.5 \text{ mm}$: diámetro material uniforme.

y las expresiones :

$$\phi = F(\psi) \quad \dots\dots (14)$$

$$q_s = \phi \sqrt{g(S_s - 1)} F d^{3/2} \quad \dots\dots (15)$$

$$\psi = \frac{(S_s - 1) d}{H S} \quad \dots\dots (16)$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{gd^3 (S_s - 1)}} - \sqrt{\frac{36 \nu^2}{gd^3 (S_s - 1)}} \quad \dots\dots (17)$$

en que :

q_s : gasto sólido unitario en $\frac{\text{cm}^2}{\text{seg.}}$

g : aceleración de la gravedad

S_s : densidad relativa de los sólidos ≈ 2.6

F : función adimensional de la velocidad de movimiento de los sólidos.

ν : viscosidad cinemática en $\frac{\text{cm}^2}{\text{seg}} = 0.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$

En (16) :

$$\psi = \frac{(2.6 - 1) 0.5}{5000 \times 0.000026} = 6.15 ; \quad \psi = \underline{6.15}$$

De la gráfica, se obtiene que para $\psi = \underline{6.15}$, $\phi = \underline{0.2}$.

En (17) :

$$\sqrt{\frac{36)^2}{gd^3(S_s-1)}} = \sqrt{\frac{36 \times 0.01 \times 0.01}{981 \times 0.05^3 \times 1.6}} = \sqrt{0.01835} = 0.1355$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + 0.01835} - 0.1355 = 0.6945 ; \quad F = \underline{0.6945}$$

Llevando los valores de (14) y (17) a (15) :

$$q_s = 0.2 \sqrt{981 \times 1.6} \cdot 0.6945 \times 0.05^{3/2}$$

$$q_s = \underline{0.0612 \text{ cm}^2/\text{seg}}$$

$$Q_s = 0.0612 \times 315 \times 24 \times 3600 \times 243 \times 10^{-4}$$

$$Q_s = \underline{40500 \text{ m}^3/\text{año}}$$

Q_s : Capacidad anual de arrastre sólido, trabajando a gasto máximo las turbinas.

Este arrastre es aceptable y formaría una barra interior en el extremo de la cuña de agua salada, que sería periódicamente arrastrada hacia el mar por los gastos

de avenida.

POSICION DEL EXTREMO DE LA CUÑA DE AGUA SALADA

Es interesante conocer la longitud de la cuña de agua salada pues su presencia favorece el depósito de sólidos que el flujo transporta tanto en suspensión como en arrastre y tenderá a formar con ellos una barra interior que de que --
rer establecer la navegación deberá de tenerse en cuenta según sean las dimensiones de aquella, y de las embarcaciones. Por otra parte la mencionada cuña tenderá a modificar el régimen del flujo actuando hidráulicamente como un gran vertedor, sobre que el agua dulce descarga al mar.

En la determinación de su longitud, como una primera aproximación serán considerados los valores que obtengamos al aplicar una fórmula empírica obtenida en laboratorio por el WES de Vicksburg, Miss., cuyo empleo es recomendable para ---
ríos con gasto constante y desembocando a mares sujetos a mareas de poca amplitud. Para dar una idea del grado de aproximación de que es capaz, es conveniente citar que para el río Mississippi con una descarga de 100 000 ft³/seg. ha sido observada en Southern Pass una cuña de agua salada estacionaria con 14 millas de longitud. -
Y según los cálculos empleando la fórmula empírica, tomando :

$$\text{Ancho río} = 1500 \text{ ft}$$

$$\text{Profundidad} = 45 \text{ ft}$$

$$\frac{\Delta p}{\Delta m} = 0.02$$

$$\text{Temperatura del agua } 20^{\circ} \text{ C.}$$

$$V_r = 1.48 \text{ ft/seg.}$$

$$V_\Delta = 5.38 \text{ ft/seg.}$$

la longitud calculada es de 15.5 millas que es un valor muy aceptable.

La fórmula dice :

$$\frac{L_0}{H} = 6 \left[\frac{V_\Delta H}{\nu} \right]^{1/4} \left[\frac{2 V_r}{V_\Delta} \right]^{-5/2} \dots\dots (18)$$

En donde :

L_0 : longitud de la cuña de agua salada.

H : tirante medio en el río.

V_Δ : $\sqrt{\frac{\Delta \rho}{\rho_m} gH}$, velocidad densimétrica.

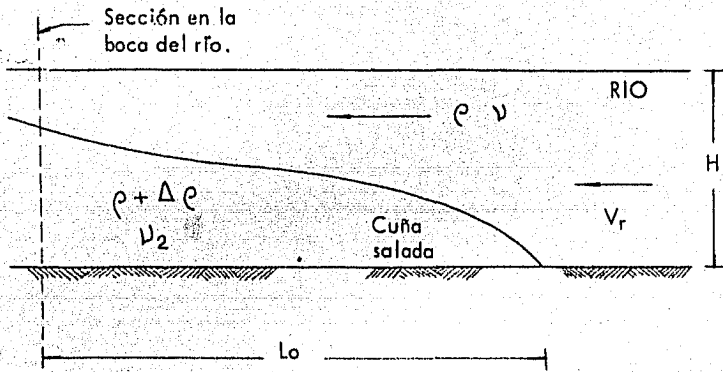
ρ : densidad del agua dulce.

$\rho + \Delta \rho$: densidad del agua de mar.

ρ_m : densidad promedio de los dos líquidos.

ν : viscosidad cinemática del agua dulce.

V_r : es la velocidad del río, oponiéndose al avance de la cuña de agua de mar.



REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA CUÑA ESTACIONARIA DE AGUA SALADA

LONGITUD DE LA CUÑA DE AGUA SALADA PARA EL CASO DE GASTO MAXIMO DE GENERACION $Q = 800 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Si :

$$H = 8.00 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta \rho}{\rho_m} = 0.02$$

$$\rho_m$$

$$\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$V_r = 0.6 \text{ m/seg.}$$

$$V_\Delta = \sqrt{0.02 \times 9.81 \times 8} = 1.255 \text{ m/seg.}$$

$$\left[\frac{V_{\Delta} H}{\nu} \right]^{1/4} = \left[\frac{125.5 \times 800}{0.01} \right]^{1/4} = 56.2$$

$$\left[\frac{2 V_r}{V_{\Delta}} \right]^{-5/2} = \left[\frac{2 \times 0.6}{1.255} \right]^{-5/2} = (0.898)^{-1}$$

$$L_0 = 8 \times 6 \times 56.2 \times \frac{1}{0.898} = 3010 \text{ m}$$

$$L_0 = 3000 \text{ m}$$

LONGITUD DE LA CUÑA DE AGUA SALADA EN EL CASO DE UN GASTO DE -
GENERACION DE 400 m³/seg.

Si :

$$H = 7.00 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta \rho}{\rho_m} = 0.02$$

$$\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$V_r = 0.40 \text{ m/seg.}$$

$$V_{\Delta} = \sqrt{0.02 \times 9.81 \times 7} = 1.175 \text{ m/seg.}$$

$$\left[\frac{V_{\Delta} H}{\nu} \right]^{1/4} = \left[\frac{117.5 \times 700}{0.01} \right]^{1/4} = 53.5$$

$$\left[\frac{2V_r}{V_\Delta} \right]^{-5/2} = \left[\frac{2 \times 0.4}{1.175} \right]^{-5/2} = (0.681)^{-5/2} = (0.383)^{-1}$$

$$L_0 = 7 \times 6 \times 53.5 \times \frac{1}{0.383} = 5880 \text{ m}$$

$$L_0 = \underline{5880 \text{ m}}$$

W REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LA DESEMBOCADURA

Es importante efectuar esta revisión puesto que no existen secciones -- independientes unas de otras en el cauce y el estado de estabilidad en la boca condicionará en parte, la estabilidad en el resto del cauce que a su vez también influirá en la estabilidad de la boca.

Por otra parte, siendo ésta la puerta al mar tanto para el flujo líquido -- como para el de sólidos, lo será también para las embarcaciones si se decide establecer la navegación y en tal caso deberá permanecer abierta ofreciendo un seguro paso a los navíos.

Veamos cuales son los parámetros que influyen en el desarrollo y estabilidad de una desembocadura natural. Y cuales las modificaciones artificiales que nosotros proponemos en nuestro problema.

Llamando al area de la sección transversal " A " , podemos escribir :

$$A = (Q_m , \beta , B , \bar{c} , W_a , M)$$

puesto que efectivamente "A" deberá su desarrollo y estabilidad a:

Q_m .- Que representa el gasto máximo que pase a través de la boca .

Y se dice de acuerdo a las observaciones que entre "A" y Q_m puede esperarse una relación ligeramente lineal. La importancia de Q_m reside en su influencia en el esfuerzo cortante producido en el fondo.

β .- Factor de Forma.-

La velocidad de un flujo en una sección transversal, está dada por una expresión de la forma:

$$v = kR^x S^y$$

k: constante

R : radio hidráulico

S : gradiente hidráulico.

Se puede ver que la velocidad para una S dada es máxima cuando R es -- máxima y en un conducto abierto la mejor geometría para obtenerlos es un medio -- círculo. Para una sección trapezoidal esto se obtiene con un semihexágono.

En condiciones naturales las secciones de las desembocaduras están formadas por dos o más partes, una con plantilla a poca profundidad y la otra a mayor profundidad. En términos generales, una desembocadura sobre material móvil, no se -- puede desarrollar de manera natural como una sección ideal pues esto requiere --- fuertes pendientes en sus costados que los aluviones no soportan.

Por tanto, si se construyen escolleras, mejoraremos la sección transversal para el flujo, al procurarle un sólo canal profundo con menor fricción y pérdida de energía por bancos y barras. En otras palabras las condiciones de flujo quedarán -- mejor organizadas.

B.- Características del Suelo del Fondo.

Generalmente las desembocaduras están enclavadas en materiales no coheu

sivos para los que puede considerarse que las fuerzas tractivas críticas son función de su diámetro medio.

Por otra parte, conviene señalar que las ondulaciones que se formen en el lecho del cauce modificarán su rugosidad y con ello su disponibilidad a conducir un gasto.

τ .- Concentración de Sedimentos en Suspensión.

La disponibilidad de una corriente de agua dulce para transportar sedimentos finos en suspensión puede ser aumentada grandemente con la disminución de la temperatura; el resultado es una tendencia hacia la degradación del canal en la época fría. Así, la Comisión de La Mersey, después de varios análisis, señala que el depósito de material fino en suspensión será tres veces mayor a 25°C que a 5°C y tres veces más grande con un contenido de sal 10 gr/lit. que con 0.4 gr/lit., este último punto permite visualizar la importancia que tendrá la cuña de agua salada en la formación de la barra interior.

Sedimentos en suspensión aumentan el esfuerzo cortante límite.

La rugosidad de un canal disminuye cuando la cantidad de sólidos en suspensión aumenta, lo que parece consecuencia de una disminución en la turbulencia.

En la desembocadura las partículas de sedimentos serán constantemente incorporadas al flujo por el transporte litoral o por las corrientes del río, la turbulencia será empleada para conservar este material en suspensión lo que permitirá conservar el material de fondo existente.

W_a .- Acción del Oleaje.

La influencia de la acción del oleaje, es doble. Hace variar el valor actual del esfuerzo cortante crítico y aumenta el transporte de material tanto el de suspensión como el de fondo, levantando material de fondo para ser conducido por

las corrientes. Tales corrientes pueden ser muy débiles por sí mismas para erosionar - el fondo.

M.- Transporte Litoral

En la naturaleza el paso del gasto sólido de un lado al otro de la desembocadura sobre la playa se presenta principalmente de dos maneras. a).- Paso por barras, b).- Por corrientes de marea. O bien por una combinación de ambas y la predominancia de una sobre la otra parece depender de la relación entre el transporte litoral y el gasto a través de la boca.

El análisis de los datos actuales revela que la estabilidad de una desembocadura es generalmente mejor descrita por la relación del flujo máximo contra el área de la sección que por la del prisma de marea contra el área de la sección.

Si el gasto litoral dominante (M) es expresado en unidades cúbicas por año y el gasto máximo a través de la boca (gasto máximo de marea en sisigias + gasto de agua dulce) en las mismas unidades de volumen por segundo. Se puede establecer la relación $r = M_{\text{medio}} / Q_{\text{máx}}$, y se ha observado que cuando

$r > 200 - 300$, normalmente se tiene barra

$r < 10 - 20$, el paso se realiza por corriente de marea.

Para nuestro problema, habíamos obtenido :

$$v_{M_{\text{máx}}} = 0.17 \text{ m/seg, para } \frac{\eta}{2} = 0.35 \text{ m.}$$

$$\text{Si } \frac{\eta}{2} = 0.75 \text{ m ; tendremos :}$$

$$v_{M_{\text{máx}}} = 0.17 \frac{0.75}{0.35} = 0.365 \text{ m/seg,}$$

como :

$$A = 1480 \text{ m}^2$$

$$Q_{M_{\text{máx}}} = 0.365 \times 1480 = 540 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{ad}} = 800 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{máx}} = 1340 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Si $M = 150\,000 \text{ m}^3/\text{año}$, tendremos :

$$r = \frac{M}{Q_{\text{máx}}} = \frac{150\,000}{1340} = 112$$

El valor de "r" obtenido, nos conduce a proponer la construcción de es-
colleras para tratar de impedir la formación de la barra exterior por el transporte li-
toral.

Cuando se colocan escolleras paralelas, se ha observado que con frecuencia el gasto de marea penetra sufriendo una contracción a la entrada del canal y por el contrario la salida la efectúa a sección completa.

La concentración del gasto de marea en "flujo" significa concentración -
de altas velocidades, que ocasionan mayores profundidades que posteriormente se --
traducen en una sección transversal con un canal predominante que conduce la ma-
yor parte del gasto tanto en flujo como en reflujo. La sección de entrada tenderá
a desarrollarse "antieconómicamente", con bajos a lo largo de las escolleras con pre-
ferencia en la escollera adyacente al aporte litoral.

Los párrafos anteriores son un índice cualitativo de la complejidad del problema, sin embargo, a nosotros lo que en última instancia nos interesa es el orden cuantitativo y los caminos que podemos seguir para conocerlo, son; primeramente el empleo de fórmulas empíricas, y en una segunda etapa el estudio en modelo reducido para una mejor aproximación.

Diferentes autores han establecido relaciones entre el área de la sección transversal de los ríos en su unión con el mar y el prisma de marea de sus estuarios y la descarga de agua dulce. Entre las disponibles la que se antoja emplear es la de M.P. O'Brien por haber sido establecida a partir de un análisis estadístico de los esteros de la Costa del Pacífico en los E. U. A., del que se obtuvo :

$$A = 1000 \left(\frac{\Omega}{640} \right)^{0.85}$$

en donde el área A, referida al nivel medio del mar queda expresada en pies cuadrados cuando el prisma de marea Ω , es indicado en acres pies y es cuantificado entre los niveles medios máximos y mínimos en sisigias, y en nuestro caso el prisma de marea que hay que considerar es el debido a la marea más el volumen equivalente al flujo de agua dulce, durante la mitad del periodo de la marea, esto es :

a) Prisma de marea.

Amplitud de la marea considerada :

$$H = 0.70 \text{ m.}$$

Período de la marea:

$$T = 12.4 \text{ horas.}$$

Tramo	Ancho superficie libre del agua B. "m"	Longitud "m"	$\Delta \Omega/h$ m^3
AB	167	1 500	250 000
BC	220	1 840	405 000
CD	273	10 500	<u>2 860 000</u>
			$\Sigma \Delta \Omega/h = 3 515 000 m^2$

$$\Sigma \Delta \Omega = 0.7 \times 3 515 000 = \underline{\underline{246 \times 10^4 m^3}}$$

Volumen equivalente, V :

$$V = 800 \times 6.2 \times 3 600 = \underline{\underline{1 785 \times 10^4 m^3}}$$

$$\Omega = \Sigma \Delta \Omega + V = \underline{\underline{2 031 \times 10^4 m^3}}$$

$$\Omega = 2 030 \times 10^4 \times 0.0008107 = \underline{\underline{16 500 \text{ acre-pie.}}}$$

$$A = 1 000 \left(\frac{16 500}{640} \right)^{0.85} = \underline{\underline{15 700 ft^2}}$$

$$A = 15 700 \times 0.0929 = \underline{\underline{1 460 m^2}}$$

El área neta " A = 1 460 m², calculada según la expresión de M.P. O'Brien para que la desembocadura permanezca abierta debido al flujo a través de ella es - igual a la calculada en el capítulo II, lo que es alentador.

Por otra parte, considerando ζ función * de Ω/M y de $Q_{\text{máx}}/M$, se tiene:

* Tabla 10 y 11

De Stability of Coastal Inlets de P. Bruun.

Si

$$\Omega/M = \frac{2\,031 \times 10^4}{150\,000} = 135.5 \rightarrow \begin{array}{l} \zeta = 0.51 \text{ Kg/m}^2 \\ \zeta = 0.104 \text{ lb/ft}^2 \end{array}$$

y

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{M} = \frac{1\,340}{150\,000} = 8.9 \times 10^{-3} \rightarrow \begin{array}{l} \zeta = 0.51 \text{ kg/m}^2 \\ \zeta = 0.104 \text{ lb/ft}^2 \end{array}$$

De la relación, $Q = \zeta \cdot A \cdot V$...

$$Q_{\text{máx}} = 1\,340 \text{ m}^3/\text{seg.} = 1\,340 \times 35.31 = 47\,200 \text{ ft}^3/\text{seg.}$$

$$A = 1.5 \times 10^4 \text{ ft}^2 = 1.5 \times 10^4 \times 0.0929 = 1\,395 \text{ m}^2$$

$\approx 1\,480 \text{ m}^2$, calculados en el Capítulo II, por lo tanto puede

esperarse que la desembocadura resulte estable y no requiera de dragados excesivos o no se produzcan erosiones que pongan en peligro la estabilidad de las escolleras.

Conociendo el área neta necesaria para la estabilidad de la desembocadura y la profundidad necesaria para la navegación queda determinado el ancho del canal quedando fija la separación de escolleras, que será, de acuerdo a la expresión q , capítulo II y lo relativo a escolleras en el capítulo VI :

$$b = \frac{A}{H} - ZH$$

$$b = \frac{1395}{11} - 1.5 \times 11 = 110 \text{ m}$$

**Figura 19

De Stability of Coastal Inlets de P. Bruun.

Separación entre ejes

$$\begin{aligned} \text{de escolleras paralelas} &= 110 + 2 (2.3 + 1.5 \times 15.1) \\ &= \underline{160 \text{ m}} \end{aligned}$$

Por razones de navegación la velocidad media en el canal no debe ser mayor de 1.5 m/seg. En nuestro caso

$$V_{\text{máxima}} = \frac{1340}{1395} \doteq 1 \text{ m/seg.} < 1.5 \text{ m/seg, O.K.}$$

VII ESTRUCTURAS INTERIORES Y EXTERIORES

En capítulos anteriores quedó señalado que la rectificación del río en la zona de la desembocadura se proyectó para un gasto de $800 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que es el máximo que puede descargar la planta hidroeléctrica de la presa "La Villita" y que para gastos mayores, se ha proyectado un cauce de avenidas que en algunos tramos requiere bordos formados por el producto del dragado y que según los estudios que se realizan en modelo será necesario proteger en algunas zonas con enrocamientos u otro tipo de recubrimiento o bien con espigones.

El cauce de avenidas se proyectó para un gasto de $6,000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Primero, se buscó que una vez rebasado el gasto de diseño de la rectificación, el agua desbordada e inundara las tierras adyacentes hasta los bordos de protección. Sin embargo, se obtuvo que el canal principal en algunos tramos cerca de la desembocadura, y cerca de la cortina podría conducir el gasto de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$, sin que se desbordara, si bien con incrementos de velocidad de $0.5 \text{ m}/\text{seg.}$ para $800 \text{ m}^3/\text{seg.}$ a $4 \text{ m}/\text{seg.}$ para $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ mientras que en el tramo intermedio del canal serán construídos bordos de poca altura, localizados aproximadamente a 175 m a ambos lados del eje del canal principal que impedirán el desbordamiento de las aguas, evitando la inundación de grandes extensiones de tierra cultivable, las velocidades en este tramo pueden alcanzar hasta $3.5 \text{ m}/\text{seg.}$

BORDO FUSIBLE

Por otra parte, el gasto de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ es de baja probabilidad y siempre habría posibilidad de reparar los daños. Más remota es la posibilidad de que se presenten gastos mayores, como podría ser el de $13\ 866 \text{ m}^3/\text{seg.}$, sin embargo, para tales casos se ha pensado construir un bordo fusible con longitud de 1.150 km en la curva comprendida entre los kilómetros 8+050 y 9+200 que permitiría a los volúmenes de los excedentes en gastos mayores de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ inundar tierras cultivables vecinas, produciendo desde luego, grandes daños, pero que en ningún caso pagarían el dragado de un gran canal capaz de conducir avenidas con gastos mayores de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Elevaciones del bordo fusible en sus extremos:

Km. 8 + 050	56.94 m (cota Aerofoto Mexicana)
Km. 9 + 200	57.20 m (cota Aerofoto Mexicana)

Pendiente media en la corona del bordo fusible $S = 0.000225.$

ESCOLLERAS

Sin un dragado continuo o la construcción de escolleras, es casi seguro que se forme una barra exterior. Para el funcionamiento del canal como desfogue de la presa esta barra probablemente no tenga importancia pero en caso de la instalación del puerto interior impediría el paso de los barcos de gran calado. Como el transporte litoral en la zona de la desembocadura propuesta, parece bajo lo mismo que el gasto sólido que transportaría el canal, parece conveniente la construcción de escolleras cortas y de una draga fija para eliminar esta barra. La solución definitiva a este problema deberá estudiarse con detenimiento, después de funcionar el canal --

durante algún tiempo, para conocer la evolución de la barra exterior.

Tipo de Escollera.- El tipo de escollera que deberá emplearse está generalmente determinado por :

- a).- Los materiales disponibles en el o cerca del sitio de la obra.
- b).- La profundidad del agua.
- c).- Las condiciones del subsuelo.
- d).- Y al último pero no de menos importancia por el equipo necesario y disponible para su construcción.

Oleaje de Diseño.- Al determinar la ola que debe ser empleada en el diseño de la estructura en determinado sitio, únicamente en casos excepcionales el proyectista cuenta con un conjunto representativo de observaciones en el lugar. -- Cuando se cuenta con estas observaciones la altura media de las olas del tercio superior de la relación frecuencia - altura de ola es llamada "altura significativa" --, y se ha encontrado que la mayor ola u ola máxima y que es la de diseño tiene una altura equivalente a 1.87 veces la altura de la ola significativa :

Ola Diseño. - 1.87 Ola Significante.

El proyectista de un rompeolas de enrocamiento, casi en la generalidad de los casos deberá complementar su experiencia con información de ensayos en modelo en cada caso particular del diseño de uno. Ya que no hay análisis matemático exacto que pueda ser efectuado. Sin embargo, de experiencias en prototipos y modelos se han determinado ciertas formulas y criterios de diseño que pueden ser usados por el proyectista para obtener un diseño seguro.

Nivel de la Corona.- Se determina teniendo en cuenta que la ola de altura máxima se pueda presentar cuando la marea es también máxima y considerando además un margen para no ahogar el rompeolas sabiendo que la cresta sufrirá una -

sobreelevación causada por la obstrucción al paso de la ola. Para una pared vertical obstruyendo el paso de la ola, el incremento de altura en la onda puede ser hasta dos veces la altura de la ola sobre el nivel del agua en reposo. Sin embargo, en el caso de un rompeolas de enrocamiento, debido a la pendiente de su costado, que puede causar la ruptura de la ola, no necesitará ser tan alto como uno de pared vertical. La irregularidad y rugosidad de la superficie de la coraza romperá las olas provocando una considerable disipación de la energía del oleaje y formación de espuma, que es un signo familiar en muchos rompeolas. De manera general, se puede considerar que se estará del lado de la seguridad y el rompeolas de enrocamiento proporcionará protección adecuada si su corona se encuentra a la elevación correspondiente a la máxima altura de la ola, antes de romper y arriba del nivel máximo de marea. Y para pendientes muy planas esta altura puede ser reducida algo.

Ancho de la Corona.- El ancho mínimo de la corona del rompeolas deberá ser aproximadamente igual a la altura de la máxima ola; sin embargo, el tamaño de la roca de recubrimiento y el ancho necesario en la corona para su acomodo así como para el manejo del equipo de construcción pueden ser factores de control.

Peso de los Elementos de la Coraza.- La estabilidad de un rompeolas de enrocamiento depende principalmente del peso y forma de las piezas individuales de su coraza y de la pendiente con que son colocadas; así, pendientes pronunciadas requieren roca más pesada que las suaves.

Para obtener el peso mínimo de los elementos de la coraza utilizaremos la forma de Hudson (1958), que dice :

$$W_r = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

En la que :

W_r : peso de los elementos de coraza, Ton.

H : altura de la ola de diseño, m.

K_D : coeficiente, depende de la geometría de los elementos de coraza y de si la ola rompe o no.

α : ángulo de la coraza con la horizontal.

S_r : densidad relativa del material de los elementos de coraza.

γ_r : peso volumétrico del material de los elementos de coraza, ---
Ton/m³.

Según pruebas de laboratorio la estabilidad del rompeolas es independiente de la profundidad relativa (profundidad de propagación entre longitud de la ola) y de la esbeltez de la ola (altura entre longitud de la ola).

Para una forma dada de los elementos de la coraza K_D es función principalmente de los desperfectos causados al rompeolas por una ola de determinada altura. Para elementos como son los tetrápodos se han obtenido valores de 8.3 para K_D .

Generalmente es conveniente desde un punto de vista económico el uso de fuertes pendientes en las laderas del rompeolas según el material disponible y en ocasiones incluso puede ser más barato emplear bloques de concreto si no se dispone de roca grande, que disminuir las pendientes laterales del rompeolas para poder usar

la roca menor disponible.

Roca de 20 Ton. es aproximadamente el mayor tamaño que puede ser -- económicamente obtenido de canteras y que puede ser transportado y manejado con el equipo normalmente usado en este tipo de construcción. Cuando se requieren - elementos de mayor peso se suele emplear piezas artificiales tales como : tetrápodos, tribarras, akmons, bloques de concreto.

Rompeolas en los que se utilizan bloques de concreto es preferible hacer su diseño basado en resultados de ensayos en modelo reducido.

Y de manera general puede decirse que los ensayos en modelo reducido de estabilidad de rompeolas, son sin lugar a dudas la mejor herramienta que permite al proyectista llegar a un diseño seguro y económico tanto de un rompeolas con coraza de enrocamiento como de elementos artificiales.

CALCULO DEL PESO DE LOS ELEMENTOS PARA LA CORAZA, FILTRO Y NUCLEO DE LA ESCOLLERA.

Datos:

$$H = 4.1 \text{ m}$$

$$\gamma_r = 2.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$K_D = 3.4 \text{ (Cuerpo de la escollera)}$$

$$K_D = 2.7 \text{ (Morro de la escollera)}$$

$$S_r = 2.6$$

$$\text{Cot} \alpha = 1.5$$

$$n = 3 \text{ (Número de elementos en la capa de la coraza)}$$

a).- Cuerpo de la Escollera.

Peso de los elementos de la coraza:

$$W_r = \frac{2.6 \times 4.1^3}{3.4 \times 1.6^3 \times 1.5} = 8.6 ; \quad \underline{W_r = 9 \text{ Ton.}}$$

Ancho de la Corona :

$$B = 3 \sqrt[3]{\frac{W_r}{\gamma_r}} = 3 \sqrt[3]{\frac{9}{2.6}} = 4.54 ; \quad \underline{B = 4.6 \text{ m}}$$

Espesor de la coraza :

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{W_r}{\gamma_r}}$$

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{9}{2.6}} = \underline{4.6 \text{ m}}$$

Filtro :

Peso de sus elementos :

$$\frac{W_r}{10} \geq W_{rf} \geq \frac{W_r}{15}$$

$$\frac{W_r}{10} = \frac{9}{10} = \underline{0.9 \text{ Ton}}$$

$$\frac{W_r}{15} = \frac{9}{15} = \underline{0.6 \text{ Ton.}}$$

$$\therefore 0.9 \text{ Ton} \geq W_{rf} \geq 0.6 \text{ Ton.}$$

Espesor :

$$e_f = 3 \sqrt[3]{\frac{W_r}{10 \gamma_r}}$$

$$e_f = 3 \sqrt[3]{\frac{9}{10 \times 2.6}} = 2.1 \text{ m}$$

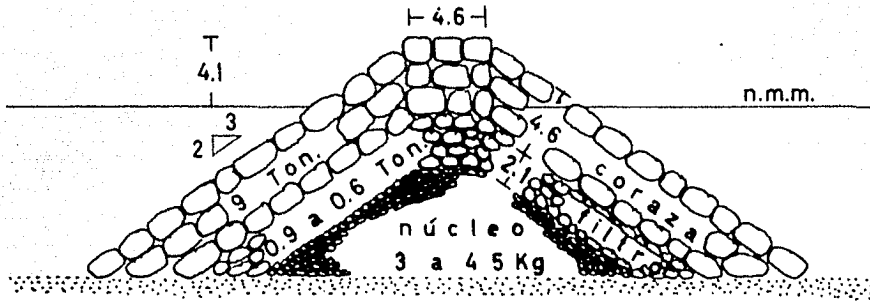
Núcleo :

Peso de sus elementos :

$$\frac{W_r}{4000} \leq W_{rn} \leq \frac{W_r}{200}$$

$$\frac{W_r}{4000} = \frac{9000}{4000} = 2.25 \text{ Kg.}$$

$$\frac{W_r}{200} = \frac{9000}{200} = 45 \text{ Kg.}$$



SECCION EN EL CUERPO DE LA ESCOLLERA

acotaciones en metros

b).- Morro.

Peso de los elementos de la coraza :

$$W_r = \frac{2.6 \times 4.1}{2.7 \times 1.6 \times 1.5} = 10.8 \text{ Ton.} \quad \underline{W_r = 11 \text{ Ton.}}$$

Ancho de la corona :

$$B = 3 \sqrt[3]{\frac{11}{2.6}} = 4.86 \quad ; \quad \underline{B = 4.9 \text{ m}}$$

Espesor de la coraza :

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{11}{2.6}} \quad \underline{e = 4.9 \text{ m.}}$$

Filtro.

Peso de sus elementos :

$$\frac{W_r}{10} = \frac{11}{10} = 1.1 \text{ Ton.}$$

$$\frac{W_r}{15} = \frac{11}{15} = 0.73 \text{ Ton.}$$

$$1.1 \text{ Ton} \geq W_r \geq 0.70 \text{ Ton.}$$

Espesor :

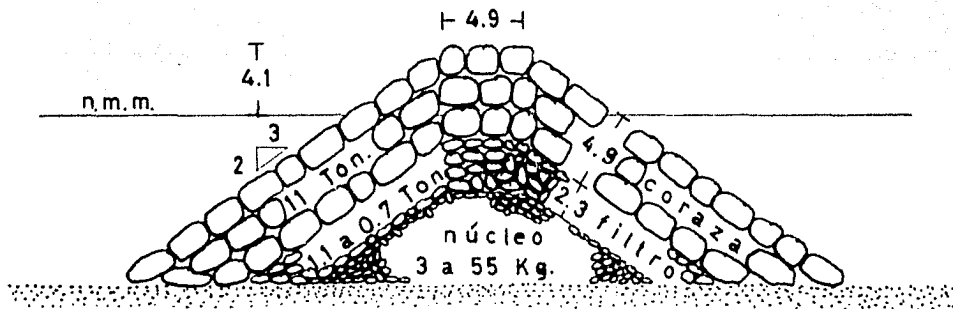
$$e_f = 3 \sqrt{\frac{11}{10 \times 2.6}} = 2.25 \quad ; \quad \underline{e_f = 2.3 \text{ m.}}$$

Núcleo.

Peso de sus elementos :

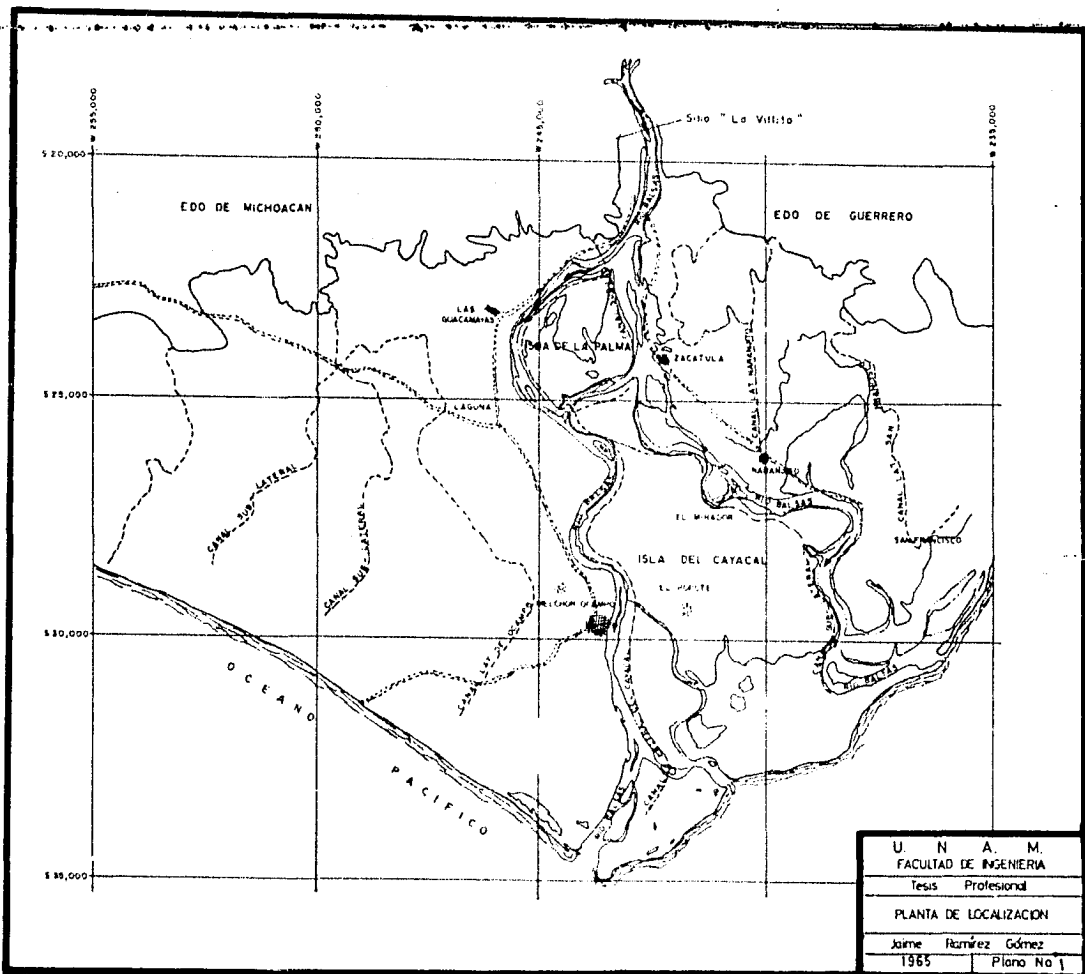
$$\frac{W_r}{4000} = \frac{11000}{4000} = 2.75 \text{ Kg}$$

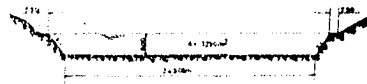
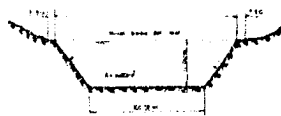
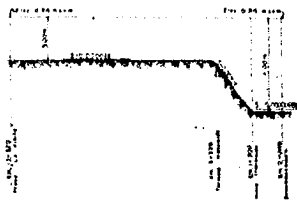
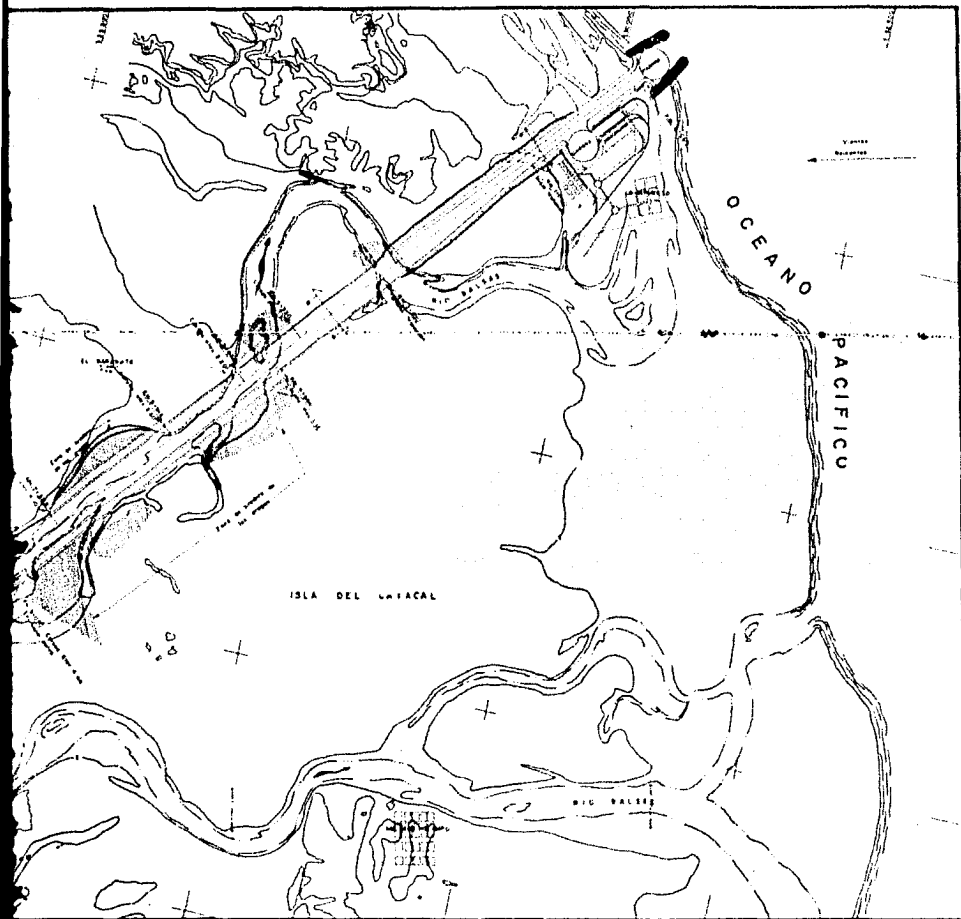
$$\frac{W_r}{200} = \frac{11000}{200} = 55 \text{ Kg.}$$



SECCION EN EL MORRO

acotaciones en metros





U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
DELTA DEL RIO BALSAS	
ANTEPROYECTO DE RECLAMACION	
JAIIME	RAMIREZ GOMEZ
1945	PLANO No. 1

BIBLIOGRAFIA

1. - Open Channel Hydraulics Ven Te Chow
Mc Graw-Hill, 1959.
2. - An Introduction to Fluvial Serge Leliavsky
Hydraulics Constable and Co., 1959.
3. - Regime Behaviour of Canals J. Blench.
and Rivers. Butterworths Scientific Publications,
1957.
4. - Cours de Travaux Maritimes. D. Laval.
Ecole Nationale Des Ponts
et Chaussées, 1963.
5. - Stability of Coastal Inlets. P. Bruun.
North-Holland Publishing Co., 1960.
6. - The Mechanism of and G. H. Keulegan
Arrested Saline Wedge Waterways Experiment Station,
Vicksburg, Miss.
7. - Les Energies de la Mer Societé Hydrotechnique de France.
La Houille Blanche, 1957.
8. - Design and Construction Alonso De F. Quinn
of Ports and Marine Mac Graw-Hill, 1961.
Structures.