



24.25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

# ESCOLLERAS DIODICAS

T E S I S  
QUE PARA OBTENER  
EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
ABRAHAM JUAN JOSE BERNAL ORTIZ

MEXICO, D. F.

1981



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.

## **I N D I C E**

- I.      Introducción**
  
- II.     Pérdidas de entrada en escolleras convencionales**
  
- III.    Pérdidas de entrada en escolleras diódicas**
  
- IV.     Análisis Teórico de las pérdidas en escolleras diódicas**
  
- V.      Aplicación a un caso concreto**
  
- VI.     Conclusiones**

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Un diodo flúidico es un dispositivo cuyas características son: - baja resistencia al flujo en una dirección y alta resistencia - cuando el flujo se invierte. El propósito de los diodos en la corriente principal, es el de ejercer un control directo sobre ésta. Basado en las anteriores ideas sobre el funcionamiento y utilidad de diodos flúidicos, se ideó lo que se ha llamado "Escolleras diédicas", éstas, son dispositivos que se colocan en la entrada a canales, con el fin de regular o controlar el gasto que pasa a través de estos. Las escolleras diédicas sin necesidad de partes móviles, ofrecen poca resistencia a fluir en una dirección, e imponen una gran resistencia cuando el flujo se invierte.

Los diodos se han utilizado en flúidica en sistemas a presión exclusivamente, por ejemplo, en lugar de válvulas check en sistemas de tuberías, y como amortiguadores de las ondas de presión subsiguientes cuando se colocan en la base de cámaras de oscilación, el uso de diodos en un sistema, aumenta la confiabilidad de éste y tienen la ventaja de no usar partes móviles para su operación. A diferencia de los anteriores usos, las escolleras diédicas, son elementos que se utilizan en sistemas a superficie libre.

En las escolleras diédicas se usan ciertos elementos hidráulicos, para variar la resistencia como función de la dirección del flujo a través de ellas, las escolleras diédicas aquí presentadas tienen su origen en el llamado diodo de Tesla (ref. 7) en el que el flujo principal es derivado del conducto principal a otros ramales y estos a su vez, reencuentran a la corriente principal creando colisiones con ésta para así obtener grandes pérdidas de energía - del flujo, todo con el fin de tener gran resistencia en ese sentido.

El diseño de las escolleras diédicas incorpora dos principios básicos:

1o. En una dirección, el diseño de la conducción del flujo debe-

oponer la menor resistencia hidráulica, por ejemplo: superficies que siguen líneas de flujo, vueltas graduales, expansiones y contracciones graduales etc.

- 2o. En el sentido contrario la resistencia hidráulica debe de ser máxima, por ejemplo: cambios bruscos en las fronteras del flujo.

Este trabajo se avoca al problema de determinar experimentalmente las pérdidas causadas por escolleras convencionales y escolleras diédricas, cuando éstas son colocadas a la entrada de un canal que comunique el mar con una laguna litoral, por el lado interior que da a la laguna.

En el capítulo II, se presentan los resultados obtenidos experimentalmente de las pérdidas de entrada de escolleras convencionales, así como también la manera de realizar los ensayos en el modelo construido para ese fin y una descripción de lo que es pérdida de carga en hidráulica.

El capítulo III, presenta una descripción y analiza la utilidad de las escolleras diédricas, así como también menciona el lugar que ocupan dentro de la automatización fluidica, además, muestra los resultados obtenidos experimentalmente de las pérdidas de entrada ocasionadas por éstas.

En el capítulo IV, se presentan las ecuaciones de la hidráulica en forma concisa, además, éstas se aplican a las escolleras diédricas para obtener las ecuaciones que rigen el fenómeno, por último, se presentan los resultados numéricos de aplicar estas ecuaciones.

En el capítulo V, se hace una aplicación a un caso concreto, y se analiza el efecto que tienen las escolleras (convencionales y diédricas) en los niveles de una laguna litoral comunicada al mar por medio de una boca o canal.

Por último en el capítulo VI, se hacen las conclusiones y recomendaciones.

## CAPITULO II

### PERDIDAS DE ENTRADA EN ESCOLLERAS CONVENCIONALES.

#### 2.1.- Generalidades sobre pérdida de carga. (Ref. 4)

En todos los movimientos de fluidos reales, se generan esfuerzos tangenciales que tratan de retardar los deslizamientos de las partículas. Además de estas fuerzas que absorben energía de la corriente sucede que frecuentemente, por efecto de la forma de conducción, se producen choques de las masas líquidas mas veloces con las otras menos veloces; estos choques generan remolinos que absorben en cortos tramos partes a veces considerables de la energía de la corriente. En realidad todas estas absorciones de la energía de la corriente son transformaciones de la energía hidráulica en energía calorífica, a esta transformación de energía se le llama en hidráulica pérdida de carga, denominación que corresponde al hecho de que la energía hidráulica transformada en otra, no vuelve nuevamente a convertirse en carga hidráulica, esto es, un proceso irreversible y por lo tanto, se ha perdido para la corriente. Se llaman pérdidas de carga locales o menores a las disipaciones de energía ocasionadas por turbulencias de caracter local que son fácilmente perceptibles y verificadas en cortas longitudes ocasionadas por las particularidades del conducto, tales como cambios bruscos o progresivos de sección o de dirección. Además de estas pérdidas locales, en todo movimiento de un fluido, se desarrollan acciones de resistencia al movimiento en forma de esfuerzos tangenciales, que absorben energía a lo largo de toda la corriente, que estimadas en energía por unidad de peso, se denominan pérdidas por fricción, estas acciones de resistencia son debidas tanto a fricción entre filetes de líquido, fricción entre líquido y paredes del canal, y como a los choques entre partículas que se intercambian entre filetes vecinos.

Las pérdidas de carga locales, en general, no pueden ser calculadas analíticamente, sino deberán determinarse experimentalmente.

Sin embargo, hay excepciones, en las cuales con aplicación de la ley del impulso, del Teorema de Bernoulli y la ecuación de continuidad, pueden ser deducidas las pérdidas locales de una manera aproximada, por ejemplo, la fórmula de Borda, que dice que cuando haya una irregularidad en una conducción, la pérdida de carga ocasionada por la misma es igual a la diferencia de velocidades que se originan elevada al cuadrado y dividida entre dos veces la aceleración de la gravedad.

Esta fórmula en algunos casos da valores menores y en otros mayores que los reales, por lo que solo se considerará como aproximada.

Lo anterior muestra que las pérdidas locales pueden ser expresadas en carga de velocidad. No quiere decir que efectivamente la velocidad de la corriente, baje en lo que corresponde a la pérdida sino únicamente que se calcula la pérdida de energía por unidad de peso en carga de velocidad.

## 2.2.- Pérdidas de carga locales o menores. (Ref. 4)

Se acostumbra expresar las pérdidas de carga locales en función de una carga de velocidad característica a través del coeficiente de resistencia "K" (adimensional) como se muestra en la fórmula la siguiente:

$$h = \frac{KV^2}{2g} = (2.1)$$

La velocidad característica que se escoge para expresar las pérdidas locales, será la velocidad inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produce la pérdida.



El factor de resistencia "K" en disposiciones geométricamente semejantes y existiendo semejanza dinámica, es constante; la experiencia revela que para que exista esa semejanza en cambios en la sección transversal o en la dirección del flujo, no basta que haya semejanza geométrica, como algunos raciocinios parecerían decir, es necesario tomar en cuenta el número de Reynolds y la rugosidad de la pared.

El hecho de desconocer la influencia decisiva del número de Reynolds en el escurrimiento de pequeñas canalizaciones hizo implícitamente muchas experiencias, cuyos resultados parecieron incoherentes. La rugosidad de la pared influye, pues mientras mayor sea, se presenta la turbulencia en el flujo con menores números de Reynolds, y parece que "K" se hace independiente del número de Reynolds cuando la turbulencia está plenamente desarrollada.

El coeficiente "K" para números de Reynolds pequeños es variable; ordinariamente sube con números de Reynolds creciendo de valores hasta un máximo, para decrecer nuevamente algo y hacerse finalmente constante e independiente del número de Reynolds, este comportamiento es típico de los coeficientes dimensionales como el coeficiente " $\lambda$ " del diagrama de Moody que se muestra en la figura 2.1.

El número de Reynolds desde el cual "K" se hace constante es de mucho interés práctico, este se determina experimentalmente para cada caso; además de un número de Reynolds, apropiado la constancia de "K" requiere de otras dos condiciones; la vena no se separa de las paredes por efecto de la forma o por desprendimiento de vapores o gases disueltos (fenómeno de cavitación), si sucede lo contrario, las pérdidas de carga no son proporcionales a la carga de velocidad característica pues se producen variaciones en la corriente que la hacen no permanente.

### 2.3.- Pérdidas de entrada en escolleras convencionales.

Con el objeto de conocer las pérdidas de carga ocasionadas por es colleras convencionales, se construyó un modelo hidráulico, la - distribución y dimensiones en planta de éste, se muestran en la - figura 2.2, estas dimensiones se escogieron principalmente por el espacio disponible.

El modelo consta de un tanque alimentador de mampostería recubierto con mortero de cemento, que se abastece con un tubo controlado por una válvula; la salida del tanque es por medio de un tubo de as- besto de 0.30 m. de diámetro con perforaciones a lo largo de el, éste, está alojado entre dos bardas construidas con tabiques al- ternados que funcionan como aquietadores del agua. Después, está un estanque y aproximadamente al centro de éste, está localizado un canal de sección rectangular donde se aloja una compuerta para controlar los tirantes aguas arriba de ésta, al final del canal- está un vertedor triangular de pared delgada con un ángulo en el vértice de  $\theta=90$ , con el objeto de aforar el gasto.

Se colocaron dos limnímetros, el limnómetro 1 (L-1) proporciona el tirante en el estanque y el limnómetro 2 (L-2) permite conocer la carga sobre el vértice del vertedor y por ende el gasto. Además se colocaron dos piezómetros para conocer la diferencia de tirantes entre las secciones 1 y 2.

El material con que fueron construidos los canales y los estan- ques, es mampostería recubierta con mortero de cemento pulido, el gasto máximo que se obtiene es de aproximadamente 36 litros por segundo, como se muestra en la curva de elevaciones gastos del vertedo r triangular fig. 2.3.

Las escolleras rectas se hicieron de mortero de cemento con forma de paralelepípedo rectangular con las dimensiones mostradas en la figura 2.4. Para ensayarlas en el modelo, se colocaron como se muestra en la figura 2.5, alineadas con el canal de entrada.

Los ensayos se realizaron de dos formas, la primera con un gasto constante y variando el tirante en la sección 1, la segunda, con un tirante constante en la sección 1 y variando el gasto. Los tirantes en la sección 1 se controlaron con la compuerta.

En la figura 2.6 se muestra las condiciones hidráulicas en la entrada del canal, aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 se tiene:

$$Y_1 + z_1 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_e \quad (2.2)$$

Donde:

$Y_1$  = Tirante en la sección 1.

$z_1$  = Elevación del piso respecto a la sección 2 de la sección 1.

$\frac{V_2^2}{2g}$  = Carga de velocidad en la sección 2.

$h_e$  = Pérdida de carga por entrada.

La carga de velocidad en la sección 1, se considera despreciable, por otro lado:

$$h_a = h_e + \frac{V_2^2}{2g} \quad (2.3)$$

Donde:

$Ah$  = Diferencia de niveles leída en los piezómetros.

Sustituyendo 2.3 en 2.2 :

$$(a) \quad Y_2 = 0.7 + Y_1 - Ah$$

$$(b) \quad h_e = Ah - \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{de (2)}$$

Con las ecuaciones a y b, se llega a conocer las pérdidas de entrada en las escolleras.

El tirante  $Y_1$  se conoce con el limnómetro 1 (L-1).

$Ah$  se mide en los piezómetros, con esto se conoce  $Y_2$ , conociendo  $Y_2$  y el gasto, se conoce  $v_2$  y  $h v_2 = \frac{v_2^2}{2g}$  y por último  $h_e$ .

Las pérdidas de carga por entrada, se expresarán en función de la carga de velocidad en la sección 2 como:

$$h_e = K \frac{v_2^2}{2g} = K h v_2 \quad (2.4)$$

Y despejando  $K$ :

$$K = \frac{h_e}{h v_2} \quad (2.5)$$

Como la superficie del canal es relativamente lisa, las pérdidas por fricción son pequeñas comparadas con las pérdidas por turbulencia, y por lo tanto fueron consideradas como parte de las pérdidas

por entrada.

Los resultados de las pruebas, se resumen en la tabla 2.1

La figura 2.7 muestra el coeficiente de pérdidas dibujando con -  
tra el número de Froude aguas abajo de las pérdidas  $F_2$ .

El coeficiente varía de 2.53 a 0.93 con una media de 1.53.

Los resultados indican que a mayor número de Froude, el coeficiente  
"K" tiende a disminuir.

En las fotografías 2.1, 2.2 y 2.3 se muestra a las escolleras rec  
tas trabajando con un gasto de 29 lts/seg., se espolvoreó con alumi  
nio la superficie del agua para visualizar mejor el fenómeno.  
Se observa que existe una contracción de la vena líquida en la en  
trada con un coeficiente de contracción de 0.5 aproximadamente, -  
concordando bastante bien con la teoría desarrollada por Von Mises  
con base en el método de las hodógrafas y considerando fluidos -  
ideales. Por efecto de esta contracción de la vena, se forma una  
zona de estancamiento entre la pared y la vena contraída inmediata  
mente después de la entrada en la que se generan vórtices de -  
eje vertical que predominan hasta aproximadamente la mitad de las  
escolleras estos son la causa principal de la pérdida de carga -  
hidráulica de la corriente.

**TABLA 2.1**  
**ESCOILLERAS RECTAS, RESUMEN DE LAS PRUEBAS.**

<u>Q</u> (lt./seg)	<u>Y<sub>1</sub></u> (m)	<u>Y<sub>2</sub></u> (m)	<u>V<sub>2</sub></u> (m/seg)	<u>F<sub>2</sub></u>	<u>K</u>
17.0	0.1582	0.1582	0.24	0.19	1.76
20.2	0.1582	0.1588	0.29	0.24	1.50
19.2	0.1930	0.1893	0.23	0.17	2.47
23.8	0.1930	0.1903	0.27	0.20	1.96
26.7	0.1930	0.1872	0.32	0.23	1.54
31.4	0.1930	0.1828	0.38	0.29	1.29
36.0	0.2035	0.1926	0.42	0.30	0.93
33.0	0.2035	0.1934	0.38	0.28	1.18
30.2	0.2035	0.1976	0.34	0.24	1.38
23.4	0.2035	0.2012	0.26	0.18	1.94
19.8	0.1512	0.1472	0.30	0.25	1.40
19.8	0.1681	0.1661	0.26	0.20	1.61
19.8	0.1942	0.1932	0.23	0.17	1.96
19.8	0.2113	0.2113	0.21	0.15	2.11
28.2	0.1827	0.1757	0.36	0.27	1.12
28.2	0.1962	0.1909	0.33	0.24	1.34
28.2	0.2216	0.2186	0.29	0.19	1.33
28.2	0.2451	0.2441	0.26	0.17	1.32
33.2	0.2012	0.1912	0.39	0.28	1.19
33.2	0.2226	0.2166	0.34	0.23	1.21
33.2	0.2529	0.2469	0.30	0.19	1.83
33.2	0.2654	0.2604	0.28	0.18	2.53
28.8	9.1856	0.1756	0.36	0.27	1.60
28.8	0.1924	0.1834	0.35	0.26	1.60
28.8	0.2096	0.2036	0.31	0.22	1.70
28.8	0.2390	0.2360	0.27	0.18	1.70
32.6	0.1983	0.1883	0.38	0.28	1.30
32.6	0.2118	0.2028	0.36	0.26	1.40
32.6	0.2292	0.2222	0.33	0.22	1.50
32.6	0.2494	0.2454	0.29	0.19	1.60
				<b>SUMA</b>	<b>= 47.3</b>

$$K = \frac{47.3}{30} = 1.53$$

Q Gasto en litros por segundo.

Y<sub>1</sub> Tirante en la sección 1 en metros.

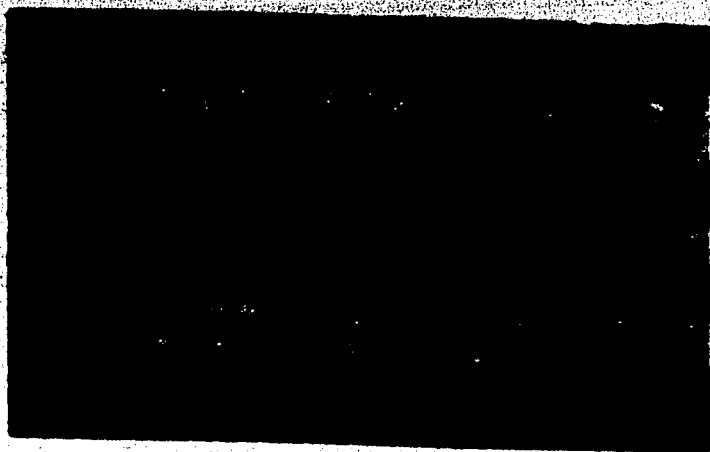
Y<sub>2</sub> Tirante en la sección 2 en metros.

V<sub>2</sub> Velocidad en la sección 2 en metros por segundo.

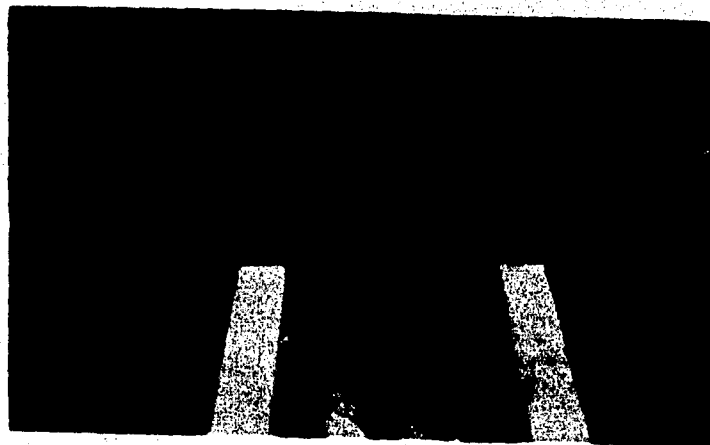
F<sub>2</sub> Número de Froude en la sección 2.

K Coeficiente de pérdidas de entrada.

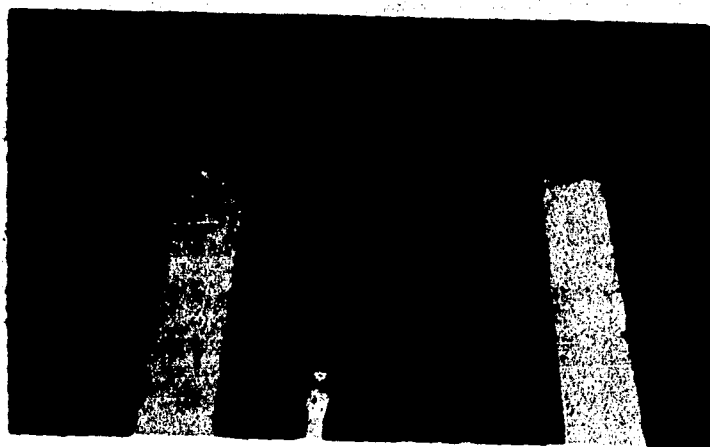
Fotografia 2.1



Fotografia 2.2



Fotografia 2.3





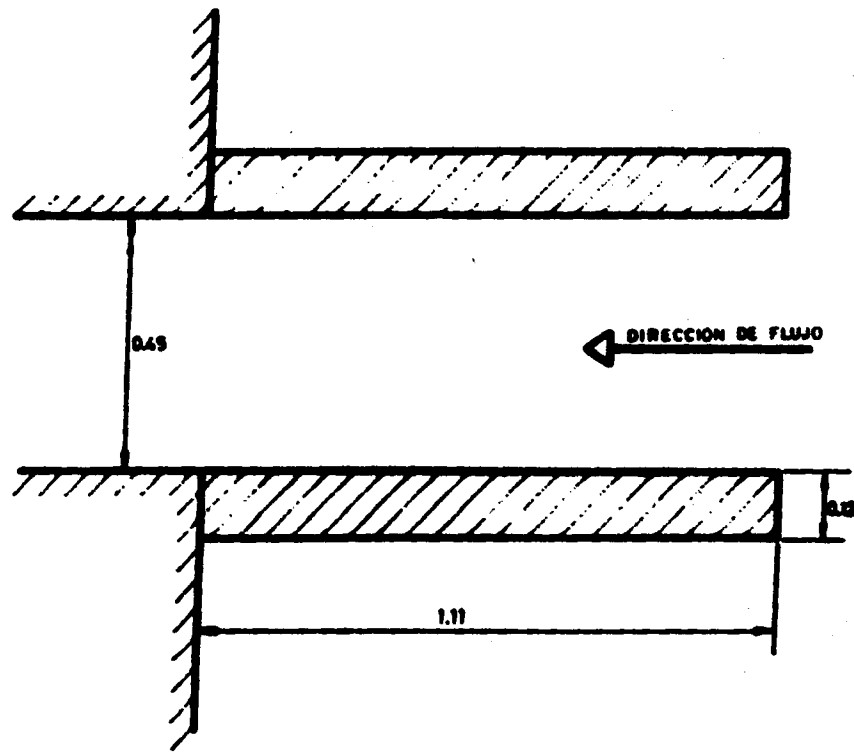




CURVA ELEVACIONES-GASTOS VERTEDOR TRIANGULAR  $\theta = 90^\circ$



# ESCOLLERAS RECTAS



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA 2.9

# ESCOLLERAS RECTAS

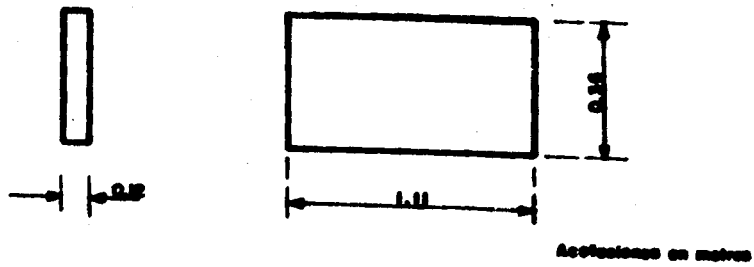


FIGURA 2.4

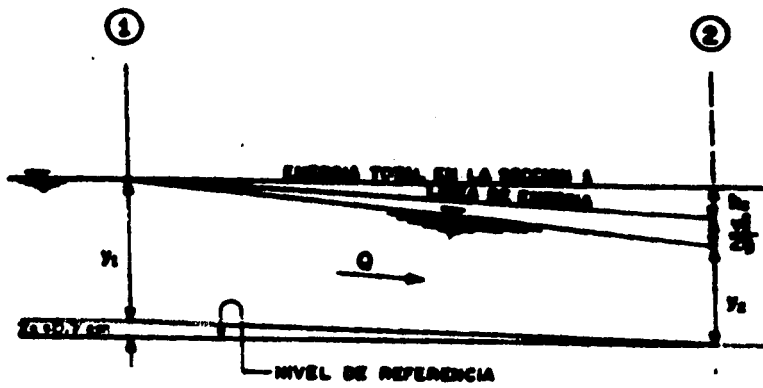
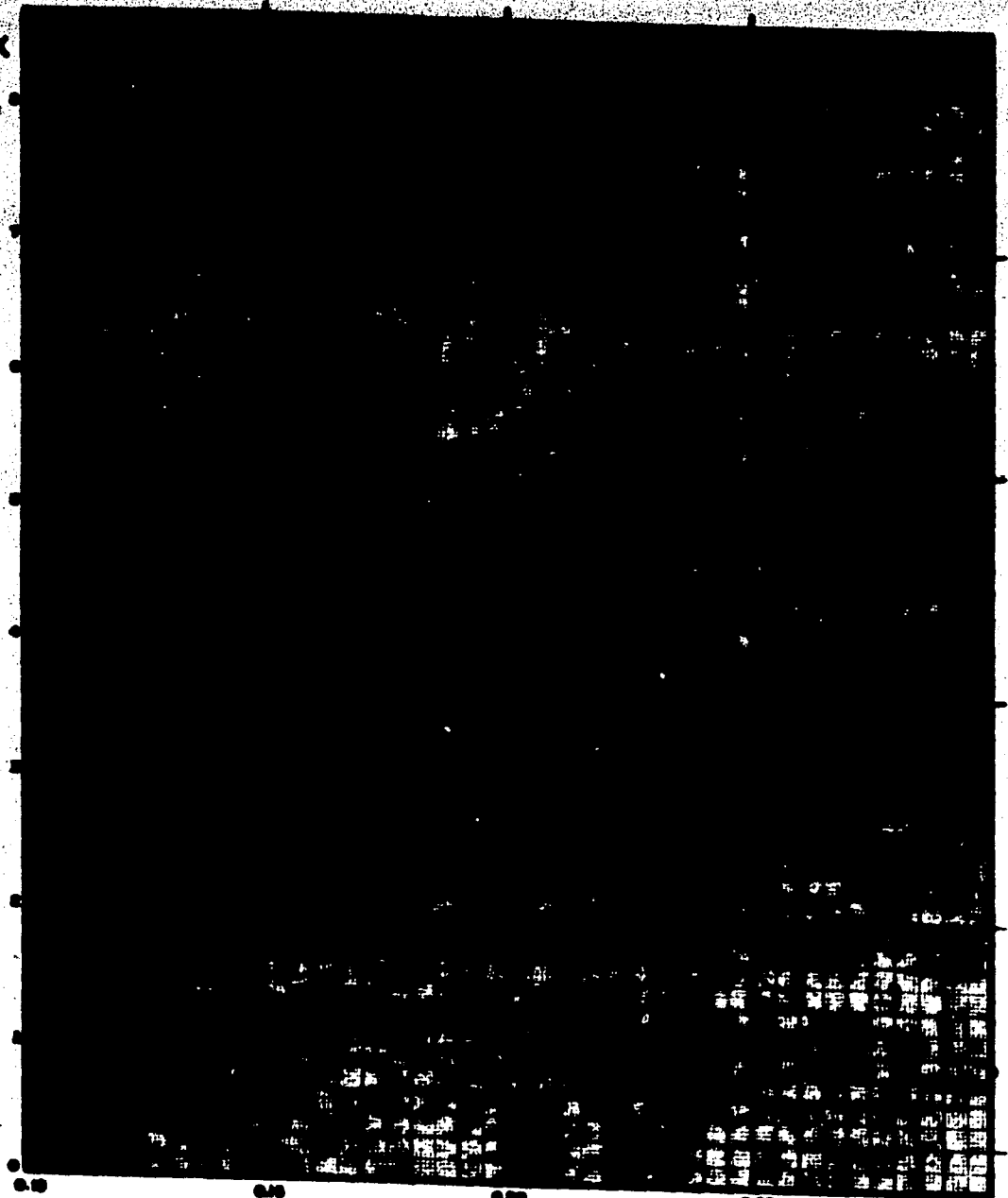


FIGURA 2.6

K



0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0

Fr

## CAPITULO III

### PERDIDAS DE ENTRADA EN ESCOLLERAS DIODICAS

#### 3.1 Generalidades.

El uso de lagunas litorales comunicadas al mar por medio de un canal o boca, como fuente de suministro de agua necesaria para la operación de plantas termoeléctricas, o como centros de desarrollo piscícola, ha sido más frecuente en los últimos años. En el primero de los usos, lo importante es contar con suficiente carga hidráulica en la toma, mientras que en el segundo, si la laguna es somera, reducir el riesgo de secado de la laguna.

Los fines anteriores se pueden lograr, introduciendo algún dispositivo colocado a la entrada del canal por el lado de la laguna, de manera tal que, cuando el agua, por el efecto de la marea entre a la laguna, le ofrezca poca resistencia, y cuando el flujo se invierta, le ofrezca gran resistencia.

A este dispositivo, se le llamó escolleras diódicas, por analogía a los diodos fluidicos o eléctricos. Las escolleras, sin necesidad de partes móviles, ofrecen una muy alta resistencia al flujo de agua en un sentido y muy baja en el otro, este dispositivo está clasificado según Aldama (Ref.3) dentro de la automatización fluidica, que es la posibilidad de contar con dispositivos cuyo control esté a cargo del agua misma en una estructura hidráulica, sin necesidad de la intervención humana.

Los dispositivos automáticos se han empleado exitosamente en varios campos de la ingeniería; en obras hidráulicas ofrecen muchas ventajas, entre otras, incrementan la eficiencia de operación de las mismas, reducen los gastos de mantenimiento y vigilancia, y en caso que se tomen las medidas de seguridad necesarias, aumentan la confiabilidad de trabajo del sistema hidráulico en el cual se coloquen.

En los dispositivos fluidicos se lleva a cabo un aprovechamiento racional de la energía hidráulica, de tal manera que, el agua se convierta en el elemento que ejecuta una o varias labores específicas sin necesidad de elementos mecánicos.

La utilización de dispositivos fluidicos automáticos permite que la operación de una obra hidráulica determinada sea casi, si no es que completamente, independiente de la responsabilidad de vigilantes, operarios y personal de mantenimiento, así como una tendencia hacia la optimización en el logro de los objetivos para los cuales fue planeada la obra misma.

De acuerdo con la labor que el agua desarrolle dentro de ellos - Aldama (Ref.3) considera tres tipos de dispositivos fluidicos automáticos: de control, disipadores de energía y de servicio.

Las escolleras diédricas están clasificadas dentro de los dispositivos fluidicos automáticos de control, en estos, el objetivo es regular, limitar o fijar el intervalo de variación de ciertas características hidráulicas que se presentan en una estructura hidráulica determinada. Se trata de dispositivos automáticos cuya operación depende únicamente de la acción que el agua, como elemento de control, desarrolle dentro de ellos; es en cierta forma el agua la que ejerce un control sobre si misma. Generalmente, las características hidráulicas a controlar son el nivel de la superficie libre del agua y el gasto en un flujo determinado, como en el caso de la laguna litoral y la boca respectivamente.

En las escolleras diédricas se logra una gran resistencia al flujo mediante el enfrentamiento de chorros, que es la forma ideal de disipación de energía hidráulica; mediante la interacción del agua con ella misma.

### 3.2 Pérdidas de entrada en escolleras diódicas.

Las escolleras diódicas se construyeron de mortero de cemento con las dimensiones mostradas en la fig. 3.1, y se ensayaron en el modelo hidráulico descrito en el capítulo anterior, los módulos se colocaron como se muestra en las fotografías 3.1 y 3.3, obsérvese que son 4 módulos y tres chorros por lado.

Se ensayaron diferentes formas de arreglos de escolleras, en los que variaron el ángulo y abertura de salida de chorros, así como también la simetría de los mismos. Las figuras 3.2 a 3.7 ilustran la disposición de cada uno de los arreglos ensayados; la tabla 3.1, resume las características de cada ensayo haciendo notar las variables que se manejaron.

TABLA No. 3.1

#### CARACTERISTICAS DE LOS DIFERENTES ENSAYOS

FIGURA	DENOMINACION	ANGULO (grados)	ABERTURA DEL CHORRO " S " (metros)	CHORROS SIMETRI COS.	COEFICIENTE DE PERDIDAS PROMEDIO.
3.2	DIODICAS II	10	0.05	si	3.61
3.3	DIODICAS II-I	10 a 20	0.00	si	3.47
3.4	DIODICAS II-II	10	0.10	si	4.02
3.5	DIODICAS II-III	10	0.00 a 0.10	si	3.71
3.6	DIODICAS II-IV	10	0.10	no	4.16
3.7	DIODICAS II-V	10*	0.05	si	2.00

\* ANGULO DIVERGENTE.



Los resultados de las pruebas se resumen en la tabla 3.2

Las figuras 3.8 a 3.13 muestran el coeficiente de pérdidas "K", dibujado contra el número de Froude aguas abajo de las pérdidas  $F_2$ , los resultados indican que al igual que en las escolleras rectas, a mayor número de Froude, el coeficiente de pérdidas "K" tiende a disminuir.

El coeficiente promedio " $\bar{K}$ " más alto corresponde a las escolleras diédricas II-IV, con un valor de 4.16, en éstas, los chorros son asimétricos.

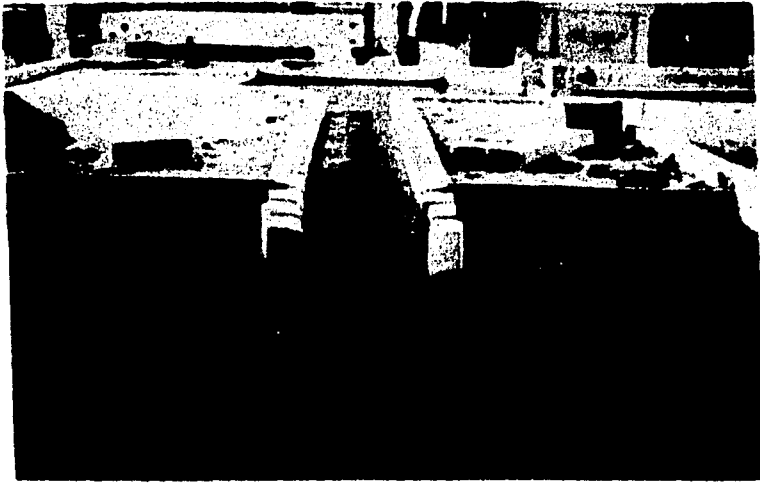
Las fotografías 3.4 a 3.7, muestran el funcionamiento de las escolleras, se puede apreciar la forma en que salen los chorros - como también la turbulencia que se crea por los mismos, el enfrentamiento de chorros es la causa principal de la pérdida de carga hidráulica de la corriente.

RELACION DE LAS PUNTAJES DE ESCALERAS CONECTADAS

ESCALERAS	Q (L/seg)	V <sub>1</sub> (m)	V <sub>2</sub> (m)	V <sub>3</sub> (m/seg)	V <sub>4</sub>	Z	
ESCALERAS II R = 3.02	20.0	0.2012	0.2012	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2077	0.2077	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2142	0.2142	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2179	0.2179	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2200	0.2200	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2219	0.2219	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2237	0.2237	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2254	0.2254	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2270	0.2270	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2286	0.2286	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2301	0.2301	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2316	0.2316	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2330	0.2330	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2344	0.2344	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2357	0.2357	0.20	0.20	2.70	
	20.0	0.2370	0.2370	0.20	0.20	2.70	
	ESCALERAS II-I R = 3.47	16.0	0.1370	0.1370	0.20	0.20	3.00
16.0		0.1379	0.1379	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1388	0.1388	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1396	0.1396	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1404	0.1404	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1412	0.1412	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1420	0.1420	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1428	0.1428	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1436	0.1436	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1444	0.1444	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1452	0.1452	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1460	0.1460	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1468	0.1468	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1476	0.1476	0.20	0.20	3.00	
16.0		0.1484	0.1484	0.20	0.20	3.00	
ESCALERAS II-II R = 4.02		20.2	0.2014	0.2014	0.20	0.20	4.00
		20.2	0.2079	0.2079	0.20	0.20	4.00
	20.2	0.2144	0.2144	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2179	0.2179	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2200	0.2200	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2219	0.2219	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2237	0.2237	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2254	0.2254	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2270	0.2270	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2286	0.2286	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2301	0.2301	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2316	0.2316	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2330	0.2330	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2344	0.2344	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2357	0.2357	0.20	0.20	4.00	
	20.2	0.2370	0.2370	0.20	0.20	4.00	
	ESCALERAS II-III R = 3.71	20.2	0.1921	0.1921	0.20	0.20	3.10
20.2		0.1930	0.1930	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1938	0.1938	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1946	0.1946	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1954	0.1954	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1962	0.1962	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1970	0.1970	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1978	0.1978	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1986	0.1986	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.1994	0.1994	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.2002	0.2002	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.2010	0.2010	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.2018	0.2018	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.2026	0.2026	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.2034	0.2034	0.20	0.20	3.10	
20.2		0.2042	0.2042	0.20	0.20	3.10	
ESCALERAS II-IV R = 4.16		19.6	0.1900	0.1900	0.20	0.20	3.00
	19.6	0.1908	0.1908	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1916	0.1916	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1924	0.1924	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1932	0.1932	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1940	0.1940	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1948	0.1948	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1956	0.1956	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1964	0.1964	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1972	0.1972	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1980	0.1980	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1988	0.1988	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.1996	0.1996	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.2004	0.2004	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.2012	0.2012	0.20	0.20	3.00	
	19.6	0.2020	0.2020	0.20	0.20	3.00	
	ESCALERAS II-V R = 2.00	33.0	0.1993	0.1993	0.41	0.30	1.40
33.0		0.2127	0.2127	0.37	0.26	1.40	
33.0		0.2275	0.2275	0.33	0.22	1.90	
29.9		0.2303	0.2303	0.30	0.20	1.90	
29.9		0.2400	0.2400	0.27	0.23	1.90	
29.9		0.2473	0.2473	0.24	0.22	1.90	
29.9		0.2507	0.2507	0.23	0.17	2.70	
26.1		0.2545	0.2545	0.24	0.20	2.50	
26.1		0.2540	0.2540	0.20	0.25	2.00	



Fotografia 3.1



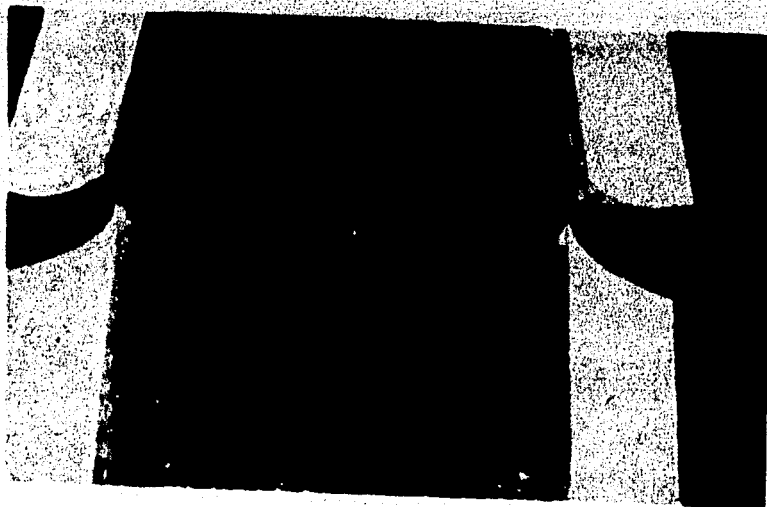
Fotografia 3.2



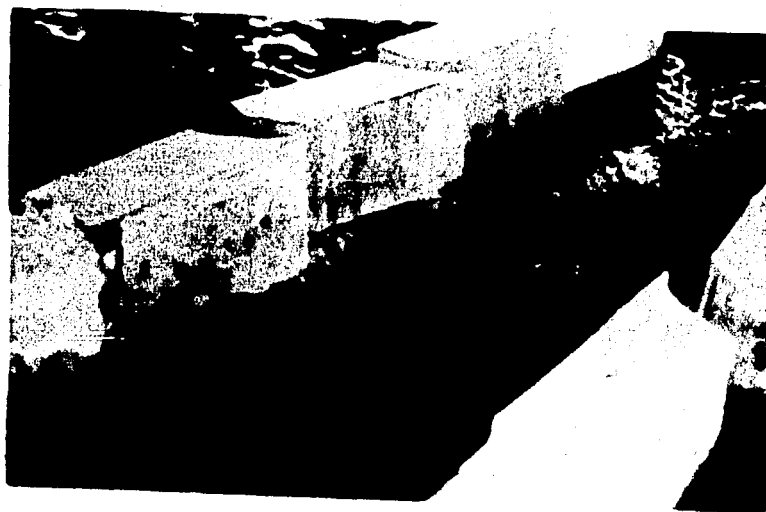
Fotografia 3.3



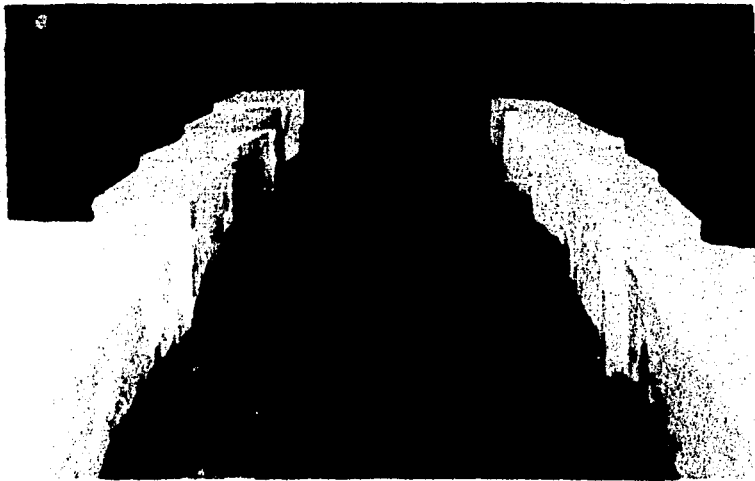
Fotografia 3.4



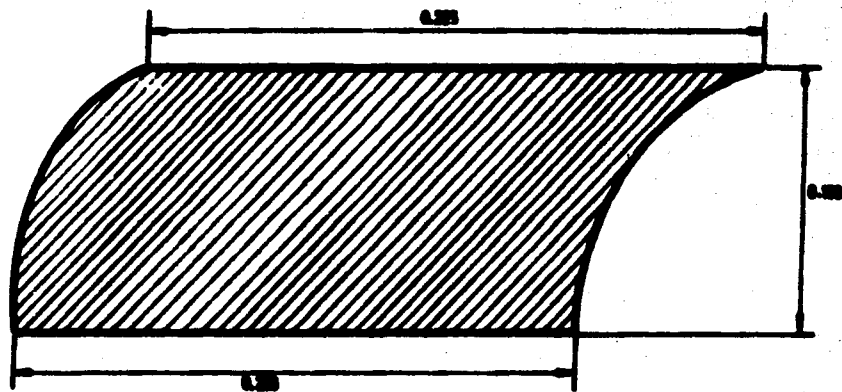
Fotograffa 3.5



Fotograffa 3.6



Fotografia 3.7



**MODULOS DE ESCOLLERAS DIODICAS**

Acotaciones en metros

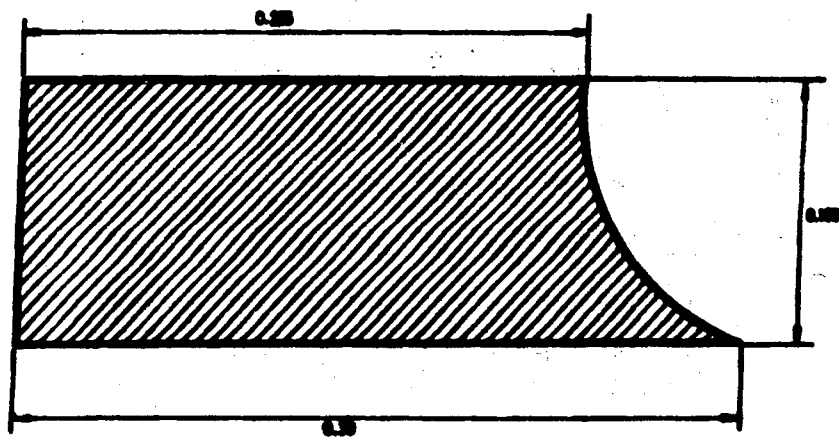


Figura 3.1

# ESCOLLERAS DIODICAS II

COEFICIENTE DE PERDIDAS  $R=3.61$

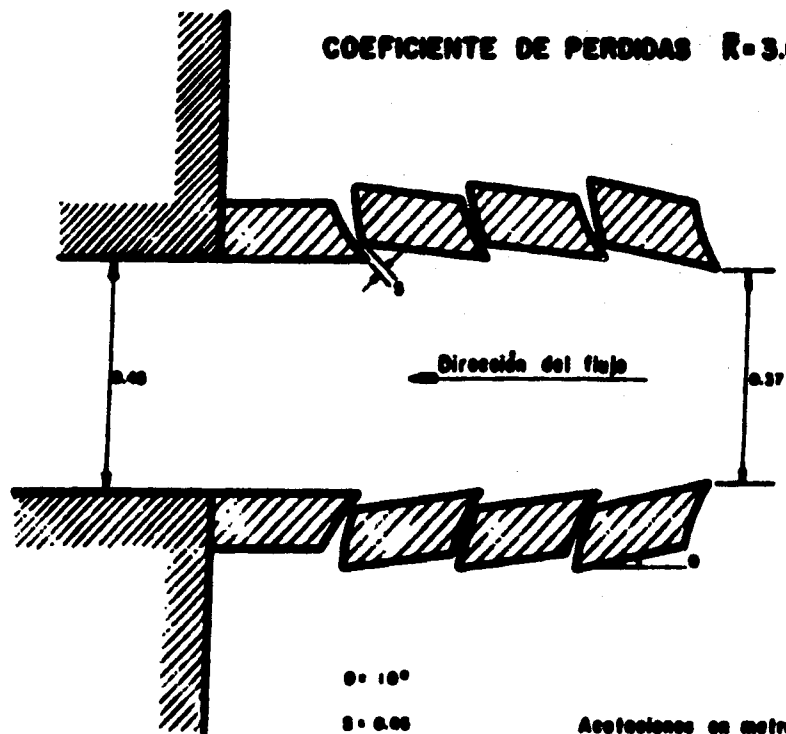


Figura 3.2



# ESCOLLERAS DIODICAS II I

COEFICIENTE DE PERDIDAS  $R = 3.47$

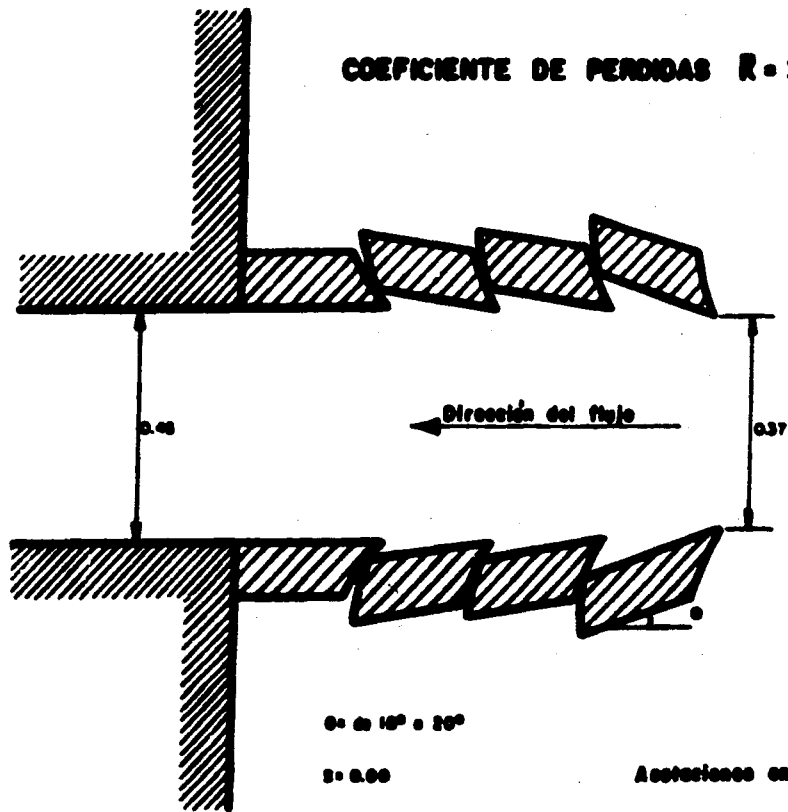


Figura 3.3

# ESCOLLERAS DIODICAS II II

COEFICIENTE DE PERDIDAS  $R=4.02$

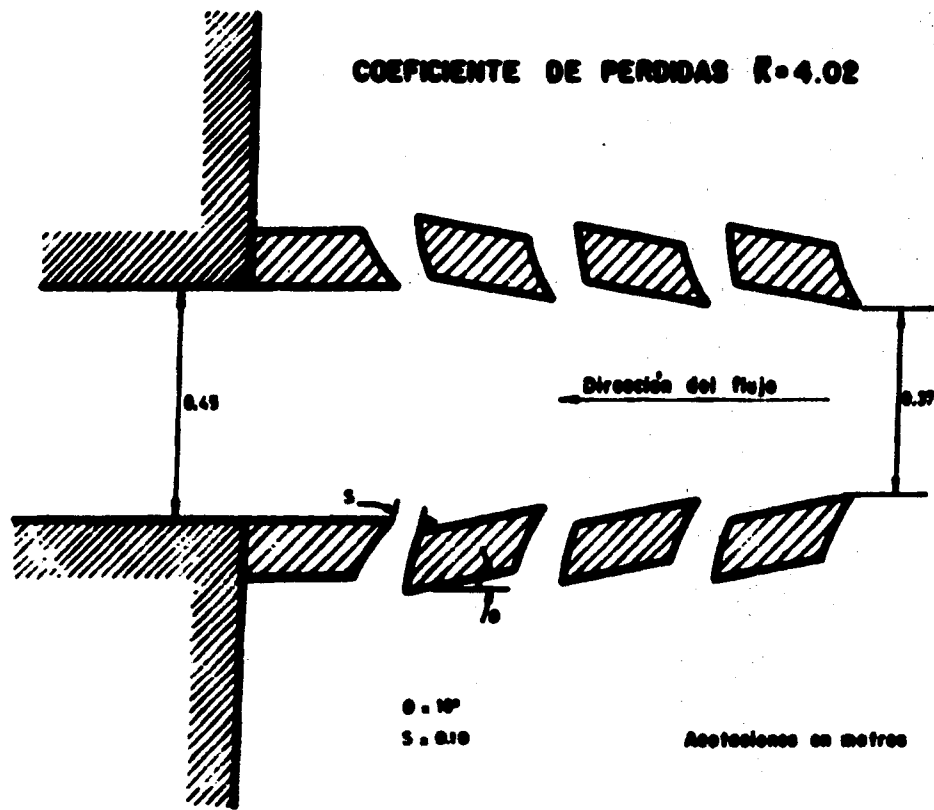


figura 3.4

# ESCOLLERAS DIODICAS II III

COEFICIENTE DE PERDIDAS  $K = 3.71$

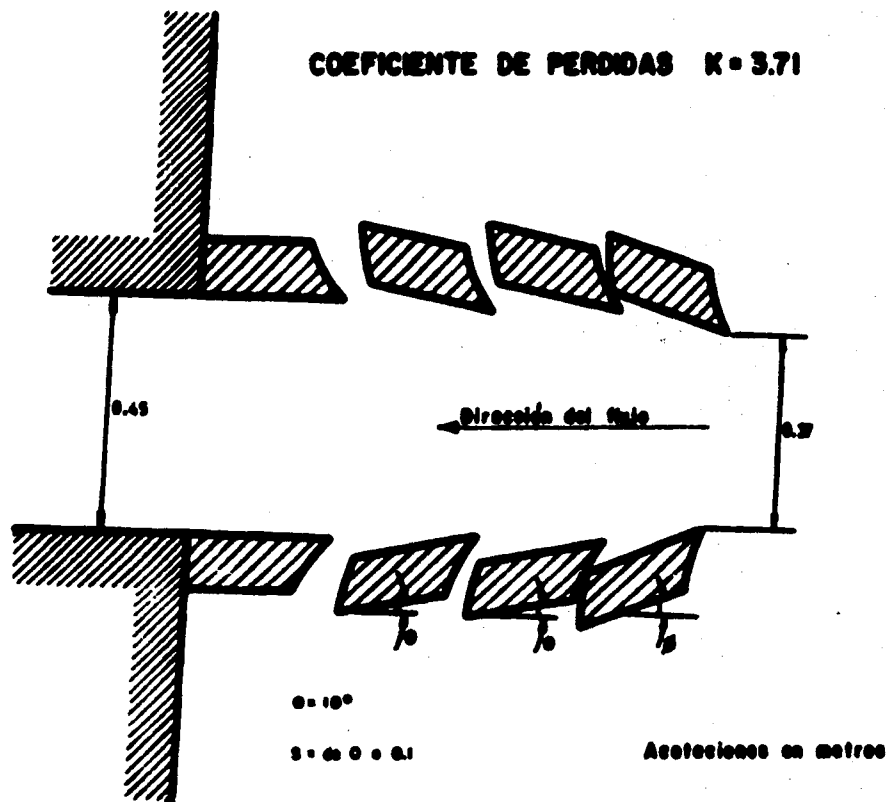


Figura 3.5

# ESCOLLERAS DIODICAS II IV

COEFICIENTE DE PERDIDAS  $R = 4.18$

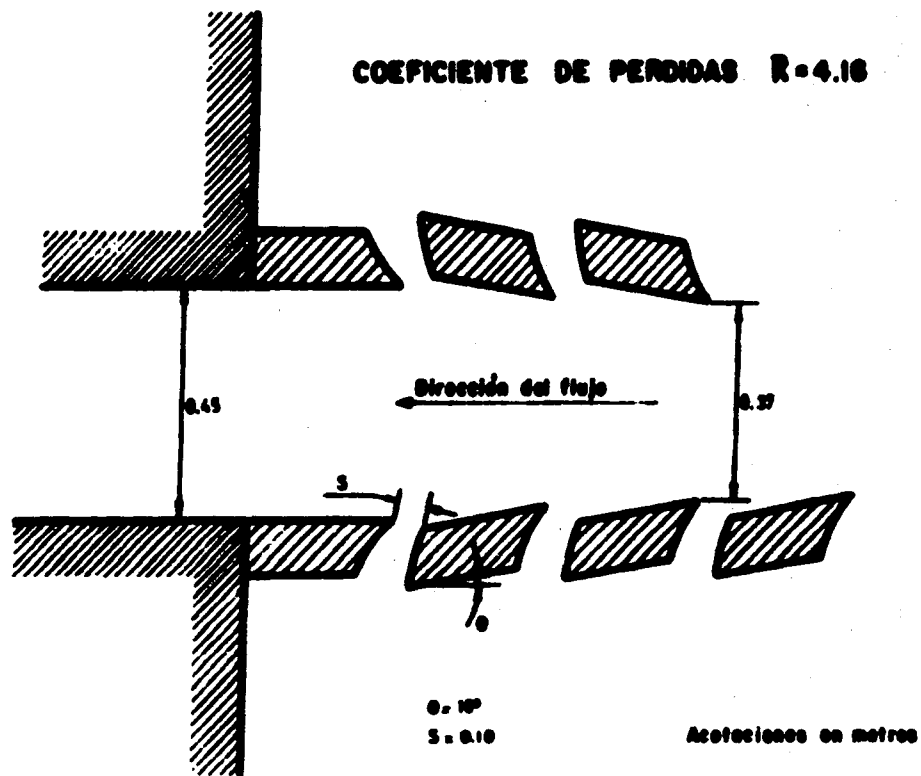


figura 3.6



Vertical text columns, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is extremely faint and illegible due to the high contrast of the scan.

0.0

0.5

0.20

0.30

Fr

0.10

此種情形，在過去幾年來，曾發生過幾次。當時，由於物價飛漲，工資低落，工人生活極端困苦，因而爆發了幾次大的罷工。這些罷工，雖然都取得了勝利，但工人們所得到的，不過是微薄的生活費，而罷工期間所損失的工資，則由資方補償。這說明，在資本主義制度下，工人們的罷工，不過是迫不得已的自衛行動，罷工後，工人們仍舊受着資本家的剝削和壓迫。工人們必須組織起來，團結一致，才能爭取到真正的自由和解放。

0.12

0.18

0.20

0.25

Fr

0.30

民國二十九年  
五月二十日  
五月二十日  
五月二十日

五月二十日  
五月二十日  
五月二十日  
五月二十日

五月二十日  
五月二十日  
五月二十日  
五月二十日

五月二十日  
五月二十日  
五月二十日  
五月二十日

五月二十日  
五月二十日  
五月二十日  
五月二十日

[The rest of the page is mostly illegible due to extreme contrast and noise in the scan.]



Vertical text columns, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mirrored and difficult to decipher due to the high contrast and noise of the scan.

Vertical columns of text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is dense and difficult to decipher due to the high contrast and grain of the scan.

Vertical columns of text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is mirrored and difficult to decipher due to the high contrast and noise of the scan.

## CAPITULO IV

### ANALISIS TEORICO DE LAS ESCOLIERAS DIODICAS

#### 4.1.- Ecuaciones Fundamentales de la Hidráulica. (Ref.10)

En esta sección, se presentan las ecuaciones fundamentales derivadas en forma sucinta para flujo unidimensional. En el método de análisis unidimensional, se ignora la variación de las características del escurrimiento a través de cualquier sección y se presta atención solamente al cambio de los valores medios en la dirección del flujo.

La ecuación de continuidad para la vena líquida mostrada en la fig. 4.1. considerando un escurrimiento permanente, y un fluido incompresible es:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (4.1)$$

en donde V es la velocidad media en la sección, A es el área de la sección y Q es el gasto, que es constante.

La ecuación de la energía para una vena líquida para un flujo permanente y fluido incompresible es:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum \frac{h_f}{l} \quad (4.2)$$

en la anterior ecuación:

z- Es la carga de posición medida desde un plano horizontal de referencia en la sección.

$\frac{P}{\gamma}$ - Es la carga de presión.

$\frac{v^2}{2g}$  - Es la carga de velocidad.

$\sum h_r$  - Es la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

La carga se mide en unidades de longitud, por ejemplo metros.

La ecuación 4.2, establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica de líquido, por unidad de peso del mismo.

$\alpha$  es el coeficiente de Coriolis y es un factor que corrige el error de considerar el valor medio de la velocidad en la sección y no la distribución real de velocidades en la misma, y se evalúa con:

$$\alpha = \frac{1}{A} \int_A \left( \frac{v}{V} \right)^3 dA \quad (4.3)$$

En donde:

A - Es el área de la sección.

V - La velocidad media.

v - La velocidad en cada punto de la sección.

La ecuación de la cantidad de movimiento, para un flujo unidimensional, permanente e incompresible, aplicada a un volumen de control finito es:

$$F_x = \rho \sum (\rho v_x) \quad (4.4)$$

Donde:

$x$  - Indica la dirección del movimiento considerado.

$F_x$  Y  $V_x$  - Las componentes de las fuerzas externas que actúan sobre el volumen de control en la dirección  $x$  y las componentes de velocidad en la dirección  $x$  de las partes de áreas en que se ha dividido la superficie de control, respectivamente.

$\rho$  - Es la densidad del fluido.

El término de la derecha de la ecuación (4.4), representa a la suma de las cantidades de movimiento del total de partes de área en que se ha dividido la superficie de control.

$\beta$  - Es el coeficiente de Boussinesq para corregir el efecto de considerar una velocidad media en lugar de la verdadera distribución de velocidades sobre la porción de área y es igual a:

$$\beta = \frac{1}{A} \int_A \left( \frac{v}{V} \right)^2 dA \quad (4.5)$$

En donde los elementos que componen la ecuación (4.5), son los mismos que los de la ecuación (4.3).

Para nuestro estudio, se considerará  $\alpha = \beta = 1$ , que es equivalente a considerar una distribución uniforme de velocidades en la sección.

#### 4.2.- Ecuaciones que rigen el fenómeno.

Considérese la figura 4.2., que es una vista en planta de las escolleras diédricas en forma de esquema. La sección "0", es una sección donde la carga de velocidad es cero; la sección 1, es una sección en el inicio del canal que forman las escolleras; las secciones 2, 3 y 4 son secciones aguas abajo de la salida de los chorros (tres en total). Por razones de simetría, se considera la mitad de chorros y de canal.

El corte A-A', muestra la línea de energía así como también el perfil de la superficie libre del agua, en ésta se acotan las pérdidas con su respectiva nomenclatura. Se considerarán pérdidas por enfrentamiento de chorros exclusivamente. Para aplicar las ecuaciones fundamentales, se supondrá que el tirante y la velocidad en la sección "4" se conocen y con estos datos, se parte hacia aguas arriba hasta determinar las condiciones en la sección "0", esto es congruente por tratarse de flujo subcrítico, en el que las condiciones hidráulicas (perfil de agua), se calculan de aguas abajo hacia aguas arriba.

Considerése el volúmen de control (v.c.) mostrado en la figura-

4.3. Entre las secciones "3" y "4", el ángulo  $\theta$ , es el ángulo que forman los chorros con el eje y-y. Las hipótesis para aplicar al V.C. las ecuaciones fundamentales son las siguientes:

1. Flujo permanente.
2. Componente de la fuerza de cuerpo en la dirección del flujo es cero, porque la pendiente del fondo del canal es nula.
3. Las fuerzas tangenciales con las paredes se desprecian.
4. Fluido incompresible.
5. Flujo unidimensional, dirección x.
6. Distribución uniforme de velocidades en las secciones transversales en que se dividió el V.C. (tres secciones).
7. Distribución hidrostática de presiones en las secciones transversales.

Aplicando la ecuación (4.4) al V.C. de la figura 4.3, se tiene:

$$\sum F_x = \rho \sum (Q v_x) \quad (4.4)$$

$$\Sigma F_x = \frac{\gamma}{2} t_3^2 B - \frac{\gamma}{2} t_4^2 B$$

$$\Sigma F_x = \frac{\gamma B}{2} (t_3^2 - t_4^2)$$

con  $\beta = 1$

$$\frac{\gamma}{2} (Q v_x) = Q_4 v_4 - Q_3 v_3 + q_4 v_4 \text{ sen } \theta$$

donde  $v_{4x} = v_4 \text{ sen } \theta$

El signo del término  $q_4 v_4 \text{ sen } \theta$  es (+) positivo, porque la componente de la velocidad del chorro  $v_{4x}$  en la dirección X-X- es negativa  $-v_{4x}$ , y el producto  $q_4 = v_4 \Lambda_4$  es negativo porque el vector- $\Lambda$ , área, se considera positivo cuando apunta hacia afuera de la S.C. y la  $v_4$  está entrando a esta por lo que  $q_4 = -v_4 \Lambda_4$  y se tiene:

$$q_4 v_4 \text{ sen } \theta = -v_{4x} (-v_4 \Lambda_4) = v_{4x} v_4 \Lambda_4$$

Sustituyendo en la ecuación (4.4) y dividiendo entre  $\rho$ :

$$\frac{qB}{2} (t_3^2 - t_4^2) = Q_4 v_4 - Q_3 v_3 + q_4 v_4 \text{ sen } \theta \quad (4.6)$$

Por otro lado, aplicando la ecuación (4.1) al mismo V.C. se tiene:

$$Q_4 = Q_3 + q_4 \quad (4.7)$$

Gasto y velocidad que pasan a través de un chorro.

Considérese la figura 4.4 que esquematiza las condiciones de un chorro. Las pérdidas entre las secciones cero y cuatro se considerarán únicamente debidas a las pérdidas por salida; y las pér-



das por entrada y fricción se despreciarán, es decir:

$$h_f = 0, h_e = 0 \text{ y } h_s = \Delta H$$

donde:

$h_f$  - pérdidas por fricción.

$h_e$  - pérdidas por entrada.

$h_s$  - pérdidas por salida.

La figura 4.5 muestra el triángulo de vectores velocidad a la salida de un chorro. Por la ley de los cosenos:

$$\Delta V^2 = v_4^2 + v_4^2 - 2v_4v_4 \cos. (90 - \theta)$$

pero:

$$\cos. (90 - \theta) = - \operatorname{sen} \theta$$

$$\text{y } \Delta V^2 = v_4^2 + v_4^2 + 2v_4v_4 \operatorname{sen} \theta \quad (4.8)$$

pero como:

$$h_s = \Delta H = \frac{\Delta V^2}{2g}$$

$$\Delta H = \frac{v_4^2}{2g} + \frac{v_4^2}{2g} + \frac{v_4v_4}{g} \operatorname{sen} \theta \quad (4.9)$$

si se hace:

$$p = \frac{v_4}{v_4}$$

se tiene:

$$v_4 = \frac{v_4}{p} \quad \text{y} \quad v_4^2 = \frac{v_4^2}{p^2}$$

y sustituyendo las anteriores relaciones en la ecuación (4.9):

$$\Delta H = \frac{v_4^2}{2g} + \frac{v_4^2}{2gp^2} + \frac{v_4^2}{gp} \operatorname{sen} \theta$$

$$\Delta H = \left(1 + \frac{1}{p^2} + \frac{2}{p} \operatorname{sen} \theta\right) \frac{v_4^2}{2g}$$

$$v_4 = \sqrt{\frac{2g \Delta H}{1 + \frac{1}{p^2} + \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{p}}} = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{1}{p^2} + \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{p}}} \sqrt{g \Delta H}$$

si se llama a:

$$k = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{1}{p^2} + \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{p}}} \quad (4.10)$$

$$v_4 = k \sqrt{g \Delta H} \quad (4.11)$$

Por otro lado, si se idealiza la salida de un chorro en la forma mostrada en la fig. 4.6, la longitud transversal a la velocidad de salida del chorro es:

$$d = b \cos \theta$$

por lo que el gasto será:

$$q_4 = v_4 t_4 b \cos \theta \quad \text{--- (4.12)}$$

La ecuación 4.10 permite conocer el valor de  $k$  conocidos el ángulo  $\theta$  y la relación de velocidades  $p$ , que cambiará con las condiciones hidráulicas del fenómeno. Esta fórmula se maneja de la siguiente manera. Se supone una relación de velocidades por ejemplo  $p = 1$ , se calcula una  $k$  y con esto una  $v_4$ ; como se conoce  $V_4$  se calcula una nueva  $p$ . Esto se sigue haciendo hasta que en dos ciclos consecutivos los valores de  $k$  obtenidos sean iguales. Esto se hace para cada chorro.

Expresando la ecuación 4.6 como:

$$Q_4 v_4 + q_4 v_4 \operatorname{sen} \theta - \frac{g B}{2} (t_3^2 - t_4^2) = \frac{Q_3^2}{t_3 B}$$

multiplicando por  $t_3$  e igualando con 0:

$$\begin{aligned} (Q_4 v_4 + q_4 v_4 \operatorname{sen} \theta) t_3 - \frac{g B}{2} t_3^3 + \frac{g B}{2} t_4^2 \\ t_3 - \frac{Q_3^2}{B} = 0 \end{aligned}$$

reordenando:

$$\frac{g B}{2} t_3^2 - (Q_4 v_4 + q_4 v_4 \operatorname{sen} \theta + \frac{g B}{2} t_4^2) t_3 + \frac{Q_3^2}{B} = 0$$

llamando:

$$z_1 = Q_4 v_4$$

$$z_2 = q_4 v_4 \text{ sen } \theta$$

$$z_3 = \frac{q B}{2} t_4^2$$

$$z_4 = \frac{Q_3^2}{B}$$

$$z_5 = \frac{q B}{2}$$

Sustituyendo estos valores en la anterior ecuación se tiene:

$$z_5 t_3^3 - (z_1 + z_2 + z_3) t_3 + z_4 = 0 \quad \text{--- (4.13)}$$

Ecuación cúbica en  $t_3$ , que tiene dos raíces positivas y una negativa, según la regla de signos de Descartes. Este tratamiento se puede generalizar para los tres chorros usando un subíndice " i ", que variará de 4 a 1, disminuyendo cada vez su valor en la unidad, así se tiene:

$$z_1 = Q_i v_i$$

$$z_2 = q_i v_i \text{ sen } \theta$$

$$z_3 = \frac{q B}{2} t_i^2$$

$$z_4 = \frac{Q_i^2}{B}$$

$$z_5 = \frac{q B}{2}$$

la ecuación 4.10 quedaría:

$$z_5 t_1^3 - 1 - (z_1 + z_2 + z_3) t_{1-1} + z_4 = 0 \quad \text{---- (4.14)}$$

Cuando se ha llegado a determinar el tirante en la sección "1", las condiciones en cero se determinan con:

$$t_0 = t_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{--- (4.15)}$$

#### 4.3.- Programa de Cómputo.

Una vez deducidas analíticamente las ecuaciones que gobiernan el fenómeno, se procedió a resolverlas numéricamente por medio de un programa de computadora escrito en lenguaje BASIC. En éste se leen los siguientes datos de entrada: tirantes en la sección cero y cuatro, ancho del canal, abertura y ángulo de los chorros.

Una vez fijos los anteriores valores, el gasto que entra al canal queda supeditado a ellos, pero para determinarlo hay que realizar un proceso iterativo, como primera aproximación, se supone que la velocidad en la sección cuatro es  $v_4 = \sqrt{2g(t_0 - t_4)}$ , con este valor se determinan las condiciones hidráulicas en la sección cuatro, y con esto se resuelve la ecuación cúbica 4.11 para el tirante en la sección tres y así se conocen las condiciones hidráulicas en la sección tres. Procediendo de similar manera entre las secciones tres y dos y dos y uno, se puede determinar un tirante  $t_0$  en la sección cero calculado, que comparamos con el  $t_0$  supuesto (dato de entrada al programa) inicialmente, si éstos son diferentes, se supone una nueva velocidad  $v_4$  menor que la primeramente supuesta y se repite el ciclo.

Una vez que los tirantes  $t_0$  supuesto inicialmente y el  $t_0$  calculado en un determinado ciclo son iguales ( con una tolerancia de 0.1

cm), se imprimen los valores de tirantes, velocidades, gastos y energía específica en las diferentes secciones, así como también el número de Froude en la sección cuatro y el coeficiente de pérdidas obtenido, calculado como:

$$K = \frac{t_0 - E_4}{hv_4} \quad - - - - \quad (4.12)$$

donde:

K coeficiente de pérdidas de escolleras;

$t_0$  tirante en la sección cero

$E_4$  y  $hv_4$  energía específica y carga de velocidad en la sección cuatro.

El listado del programa se presenta en la fig. 4.7

El modelo matemático se alimentó con datos iguales a los que se tuvieron en el modelo físico, como son: el ancho del canal separación y ángulo de los módulos de las escolleras, número de chorros en las escolleras y diferencia de tirantes entre las secciones cero y cuatro, esto, con el objeto de poder comparar los resultados de ambos modelos, la figura 4.8 muestra los resultados de correr el programa, en ésta, se imprimen las siguientes variables:

- H 0 tirante en la sección cero.
- H 9 tirante en la sección cuatro.
- A semiancho del canal.
- O ángulo de los chorros.
- B ancho de los chorros.
- I subíndice que varía de 4 a 1.
- H(I) tirante en la sección i.
- V(I) velocidad en el canal en la sección i.
- Q(I) gasto en el canal en la sección i.

E (I) energía específica en la sección i.

W (I) velocidad del chorro i.

P (I) gasto del chorro i.

El modelo matemático arroja resultados 200 veces menores que los experimentados, esto es indicativo de que las fuertes hipótesis, impuestas para deducir las ecuaciones que gobiernan el fenómeno, apartan definitivamente a éste de la realidad. (Ver tabla 4.1).

#### 4.4.- Comparación entre los resultados arrojados por el modelo matemático y el modelo hidráulico.

La tabla 4.1, muestra los resultados de los modelos matemático e hidráulico.

Del modelo matemático, se puede observar lo siguiente:

1. La velocidad en la sección 4, difiere en solo 1% de la velocidad teórica, definiendo a la velocidad teórica con:

$$V_{4t} = \sqrt{2g\Delta H} \quad - - - - ( 4.17 )$$

Lo anterior significa que, la disminución de la cantidad de movimiento por efecto del enfrentamiento de los chorros con la corriente principal es mínima en las escolleras diédricas, esto es, la pérdida de entrada en las escolleras, se debe más bien a la resistencia que ofrecen éstas al flujo por efecto de su forma, y no al enfrentamiento de chorros. El poco efecto que tienen los chorros en la pérdida se debe en buena parte, a que el gradiente de energía para que fluya el chorro hacia la corriente principal es pequeño.

2. El coeficiente de pérdidas K del modelo matemático es de cien a doscientas veces menor que el experimentado.

La figura 4.9 muestra las curvas (parábolas) que relacionan a la diferencia de tirantes  $h_1$  y el Gasto  $Q$ . El que existan pérdidas de entrada mayores en el modelo hidráulico que en el modelo matemático, hace que la curva correspondiente al primer modelo esté a la izquierda de la curva del segundo modelo.



MODELO HIDRAULICO								MODELO MATEMATICO								TEORICO	
AH	Y0	Y4	A4	V4	Q	F	K	AH	Y0	Y4	A4	V4	Q	F	K	V4	Q
2.3	21.1	18.8	846.2	39	33.0	0.29	2.80	5	20	15	675.5	98.0	66.2	0.81	0.021	99.0	66.9
0.5	20.4	19.9	905.3	19	17.2	0.14	5.70	4	20	16	719.2	87.6	63.0	0.70	0.023	88.6	63.7
2.6	20.4	17.8	811.1	36	29.2	0.27	4.00	3	20	17	765.1	75.7	57.9	0.59	0.027	76.7	58.7
1.5	20.9	19.4	871.4	28	24.4	0.20	4.50	2	20	18	810.4	61.6	49.9	0.46	0.033	62.6	58.8
0.9	20.5	19.6	890.9	22	19.6	0.16	5.40	1	20	19	855.0	43.3	37.0	0.32	0.047	44.3	37.9
0.3	19.6	19.3	888.9	18	16.0	0.13	4.90										
0.6	11.8	11.2	696	25	12.4	0.24	3.00										

TABLA NO. 4.1.

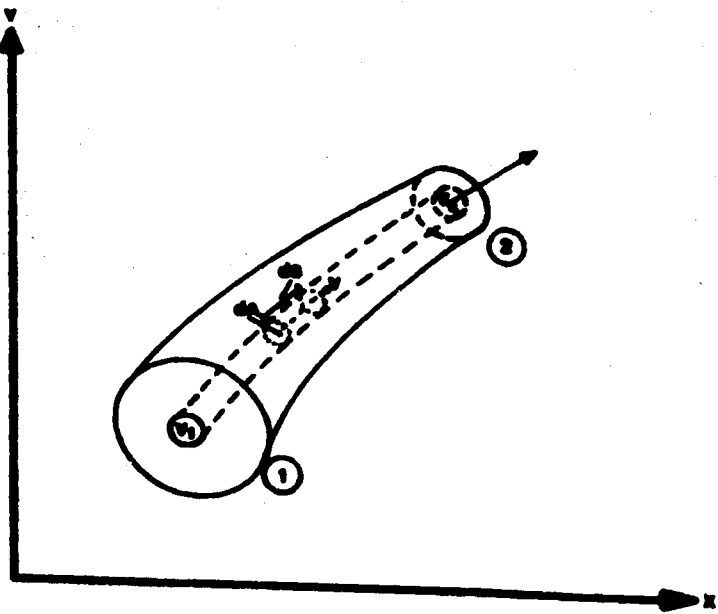
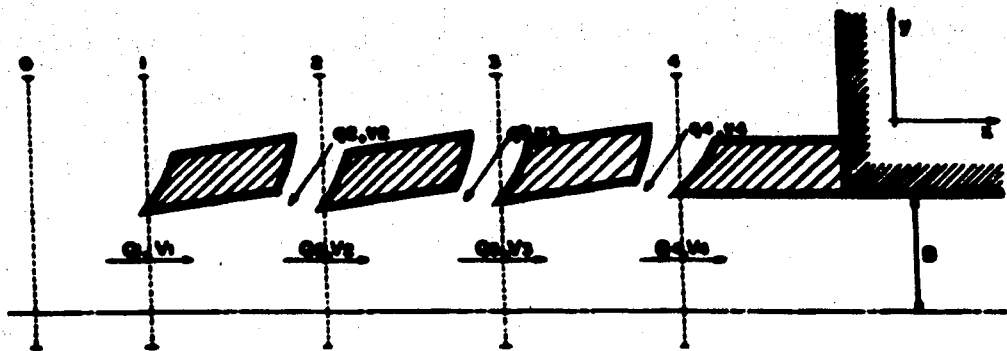
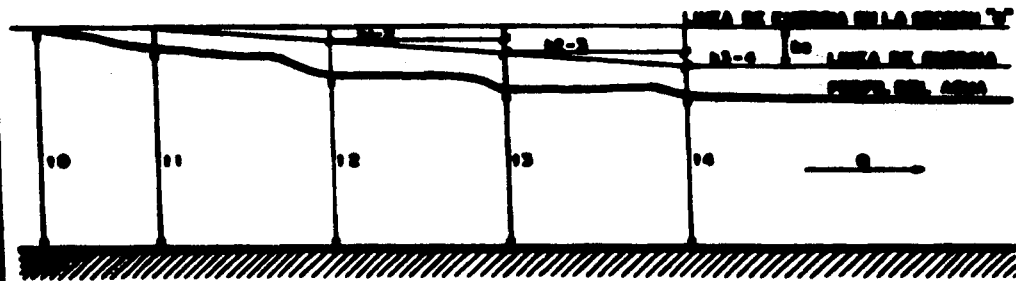


fig. 4.1



**PLANTA**



**CORTE**

$$h_0 = h_1 + 2 \cdot h_2 + h_3 + h_4$$

$h_0$ , pérdida de entrada de escaleras diólicas

$h_1$ , pérdida de carga entre la sección 1 y la 2

figura 4.2

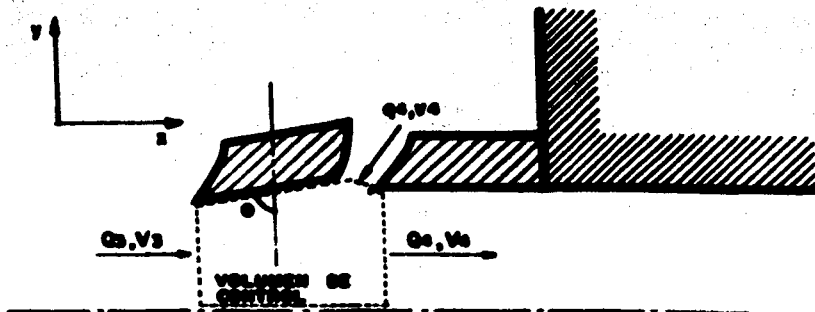


figura 4.3

ESCOLLERA

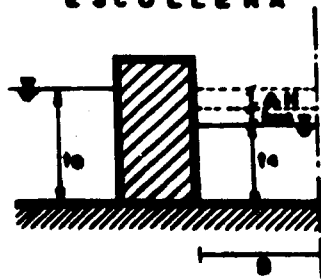
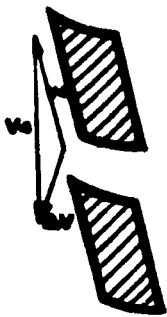


figura 4.4



figura 4.5



figura 4.6

000 000 0

EXERCICIOS PROBLEMAS

```

10 DIM F(4000), C(4000), V(10), H(10), M(10), P(10), Q(10)
20 DIM C1(10), P1(10), V1(10), E(10)
30 PRINT "LOS VALORES DE H0, H0, A, Q, B SON"
35 CLEAR 0
38 INPUT H0, H0, A, Q, B
40 G=0.01
50 D1=1
60 LPRINT "H0=", H0, "H0=", H0, "A=", A, "Q=", Q, "B=", B
70 G2=0.0
80 V(4)=SGN(Q0=(H0-H0))
90 V(4)=V(4)-D1
100 H(4)=H0
110 FOR J=1 TO 3 STEP 1
120 I=5-J
130 P1(2)=1
140 FOR K=1 TO 100 STEP 1
145 E(I)=H(K)+V(I)*2/G2
150 C1(K+1)=SGN(2/(1+1/P1(K+1)*[2+2*SIN(Q)]/P1(K+1)))
160 Q2=H0-E(I)
170 V1(K+1)=C1(K+1)+SGN(Q0=Q2)
180 P1(K+2)=V1(K+1)/V(I)
190 IF ABS(P1(K+1)-P1(K+2))<.01 THEN 210
200 NEXT K
210 H(I)=V1(K+1)
220 P(I)=H(K)+H(I)*COS(Q)
230 IF I<4 THEN 260
240 Q(I)=V(I)+A*H(I)
250 IF I=4 THEN 270
260 V(I)=Q(I)/(A*H(I))
270 Q(I-1)=Q(I)-P(I)
280 Z1=Q(I)+V(I)
290 Z2=Q(I-1)*2/A
300 Z3=P(I)+H(I)*SIN(Q)
310 Z4=(A*Q/2)+H(I)*2
320 H(I-1)=(H0+H0)/2
330 C2=H(I-1)
340 C(1)=H(4)
350 FOR L=1 TO 4000 STEP 1
360 F(L)=(A+Q+C(L))*3/2-(Z1+Z3+Z4)+C(L)+Z2
370 F1=(A+Q+C2)*3/2-(Z1+Z3+Z4)+C2+Z2
380 C(L+1)=(C(L)+F1-C2+F(L))/(F1-F(L))
390 IF ABS(F(L))<100 THEN 410
400 NEXT L
410 H(I-1)=C(L)
420 V(I-1)=Q(I-1)/(A*H(I-1))
430 NEXT J
440 H0=H(I-1)+V(I-1)*2/G2
450 H=H0-H0
460 IF ABS(X)<.1 THEN 480
470 GOTO 90
480 LPRINT "H(I)", "V(I)", "Q(I)", "E(I)"
490 FOR N=1 TO 4 STEP 1
500 E(N)=H(N)+V(N)*2/G2
510 LPRINT H(N), V(N), Q(N), E(N)
520 NEXT N
530 V4=V(4)*2/G2
540 C3=(H0-E(4))/V4
550 F2=V(4)/SGN(Q0=H(4))
560 LPRINT "M(I)", "P(I)"
570 FOR M=1 TO 4 STEP 1
580 LPRINT M(N), P(I)
590 NEXT M
600 LPRINT "COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A"; C3
610 LPRINT "FROUDE ES IGUAL A"; F2
620 END

```

Fig. 4.7

Fig. 4.8 ESCOLARAS DIOICAS

M=20 N=15 P=22 C=0 L=2963 B=5 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9011
15 0000	97 9729	27005 1	19 9006
15 0009	97 9769	27006 9	19 9
15 0019	98 0212	27008 6	19 9795
15	98 0454	27008 7	
M(1)	P(1)		
0	0		
121821	1 7171		
122743	1 7207		
123665	1 7243		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0205620  
PROBLE ES IGUAL A 008253

M=20 N=15 P=22 C=0 L=2963 B=10 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9026
15 0174	97 9814	27000	19 9016
15 0117	97 9887	27001 4	19 9000
15 0059	97 9965	27006 9	19 9795
15	98 0454	27008 7	
M(1)	P(1)		
0	0		
131005	2 20821		
131795	2 43227		
132647	2 49823		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0205620  
PROBLE ES IGUAL A 008253

M=20 N=15 P=22 C=0 L=2963 B=15 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9004
15 0259	97 821	27079	19 9026
15 0177	97 9006	27000	19 9011
15 0089	97 972	27005 1	19 9795
15	98 0454	27008 7	
M(1)	P(1)		
0	0		
129162	5 01210		
130061	5 11682		
131649	5 22053		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0205620  
PROBLE ES IGUAL A 008253

M=20 N=15 P=22 C=0 L=2963 B=0 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9117
16 0057	87 8418	21526 2	19 9112
16 0010	87 9574	21528 1	19 9107
16 0019	87 9721	21530 1	19 9182
16	87 9889	21532	
M(1)	P(1)		
0	0		
127816	1 82707		
12877	1 94149		
14003	1 79299		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0229646  
PROBLE ES IGUAL A 039125

M=20 N=16 P=22 C=0 L=2963 B=10 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9131
16 0012	87 4996	21528 4	19 9126
16 0075	87 5243	21528 2	19 9112
16 0010	87 9574	21528 1	19 9182
16	87 9889	21532	
M(1)	P(1)		
0	0		
130261	2 70001		
131723	2 82662		
14003	2 91197		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0229646  
PROBLE ES IGUAL A 039125

M=20 N=16 P=22 C=0 L=2963 B=15 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9145
16 0047	87 4981	21514 0	19 9131
16 0012	87 4953	21528 4	19 9117
16 0057	87 5416	21528 2	19 9182
16	87 9889	21532	
M(1)	P(1)		
0	0		
134405	5 41751		
137009	5 72892		
14003	5 86796		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0229646  
PROBLE ES IGUAL A 039125

M=20 N=17 P=22 C=0 L=2963 B=5 E(1)

M(1)	V(1)	O(1)	19 9225
17 0007	75 7144	20961 9	19 9224
17 0004	75 7145	20962 3	19 9214
17 0002	75 7180	20962 7	19 9223
17	75 7203	20963	
M(1)	P(1)		
0	0		
024620	360999		
024717	361134		
024917	361743		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0205079  
PROBLE ES IGUAL A 008145

M=20 N=17 P=22 C=0 L=2963 B=10 E(1)

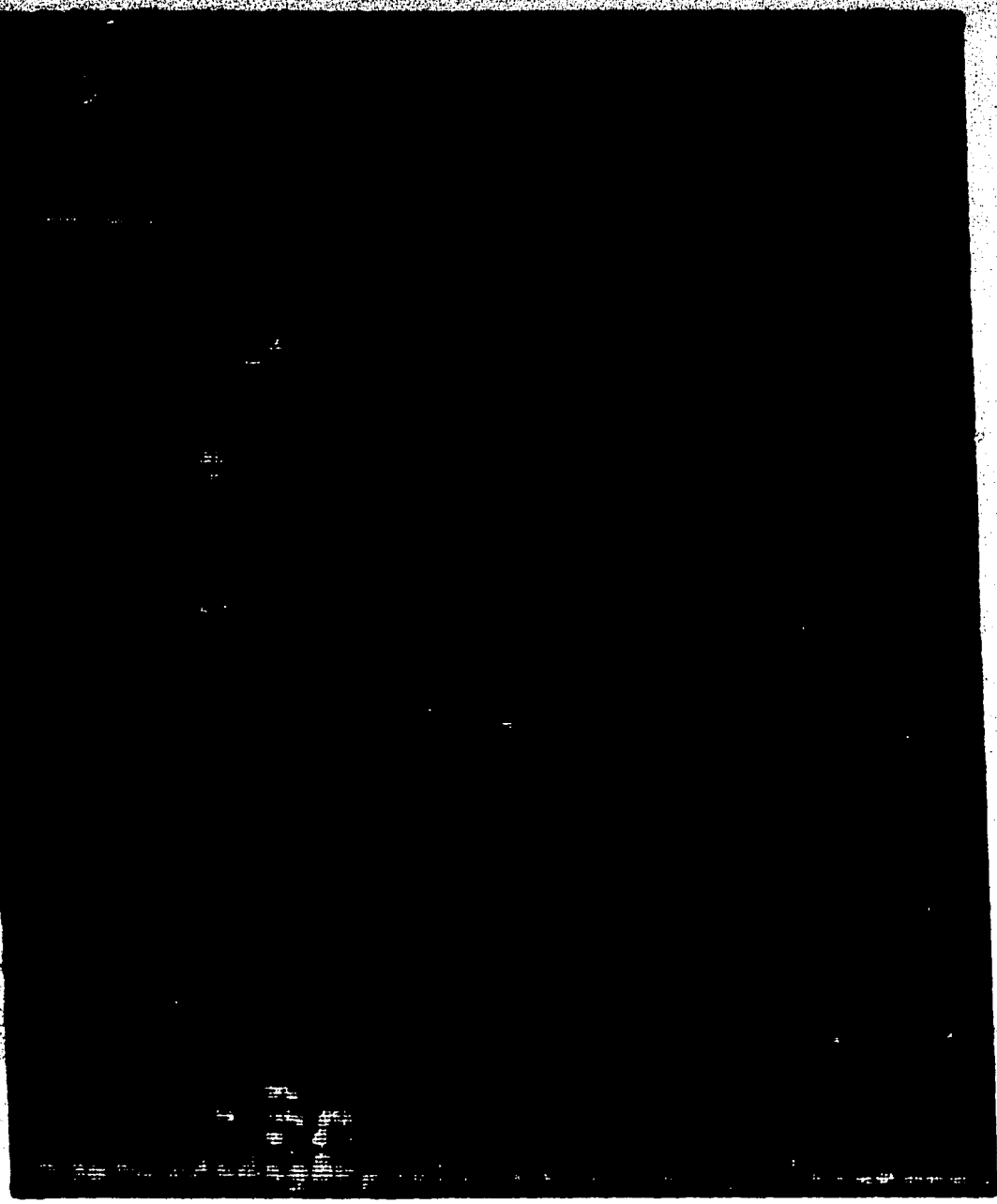
M(1)	V(1)	O(1)	19 9227
17 0013	75 7087	20960 0	19 9226
17 0009	75 7126	20961 6	19 9225
17 0004	75 7164	20962 3	19 9222
17	75 7203	20963	
M(1)	P(1)		
0	0		
024300	710417		
024421	720949		
024717	727096		

COEFICIENTE DE PERDIDAS ES IGUAL A 0205079  
PROBLE ES IGUAL A 008145









## CAPITULO V

### APLICACION A UN CASO CONCRETO

Considérese el caso mostrado en la figura 5.1, donde se ilustra una laguna litoral comunicada al mar por medio de un canal o boca. La laguna puede ser un buen sitio para alojar una toma marítima para una planta termoeléctrica, porque por un lado está - abrigado contra el oleaje en forma natural, y por otro, tiene - una fuerte circulación de agua debido a la corriente de marea. Además en este caso, debe asegurarse el paso del agua del mar al interior de la laguna, este se realiza a través de la boca abierta en la costa arenosa y mantenida así por la corriente de marea. El transporte de playa es perjudicial a la boca y puede llegar - a obturarla si la corriente de marea no es suficientemente fuerte; en esta caso será necesario prever escolleras colocadas por el lado del mar o dragado de mantenimiento. Se supondrá que el - canal está en condiciones estables y por ende siempre podrá conducir agua. Aquí se analizará la influencia que tiene, colocar - las escolleras diédricas a la entrada del canal, pero por el lado de la laguna en el nivel mínimo del agua en ésta, y de esta forma conocer la ganancia de carga hidráulica para la toma de la - termoeléctrica.

Las siguientes consideraciones forman las bases de los desarrollos teóricos subsecuentes (Ref.6):

Se supone conocido el movimiento cíclico de subir y bajar del - agua en la boca de la laguna como resultado de la marea del océano.

El cuerpo de agua de la laguna es pequeño comparado con el del - océano, de manera tal que, la generación directa de marea ocasionada por el sol y la luna son despreciables, por lo tanto, la corriente de marea en la laguna es el resultado de las fuerzas pro

ductoras de marea en la boca. La marea que se usó en el análisis, es resultado de mediciones en el sitio y de hacer un análisis armónico de los datos, además, de estos, se dedujo el nivel medio del mar (n.m.m.). El canal que comunica el mar con la laguna tiene sección en forma rectangular, y de pendiente y sección constante. El período  $T$  de la onda de marea, sea del tipo semidiurno (12 horas de duración) o diurno (24 horas de duración), es generalmente tan grande que la longitud de onda es usualmente más grande que la longitud de la laguna considerada, estas ondas largas tienen como característica sobresaliente que los desplazamientos asociados con las aguas son esencialmente horizontales, alineados con el eje del canal, y uniformes en la profundidad del canal.

El movimiento de las mareas, puede ser descrito como un fenómeno de onda larga, donde las velocidades y aceleraciones verticales de las partículas de agua son despreciables, mientras que las corrientes de marea y los correspondientes cambios en elevaciones de nivel del agua respetan y obedecen las leyes básicas de la hidrúlica. La marea en la boca y el intercambio asociado de agua a través del canal tienen como resultado un almacenamiento temporal de grandes cantidades de agua de mar en la laguna durante la pleamar y un drenaje de esta durante la bajamar. El volumen de agua total intercambiado es conocido como el prisma de marea, que para una laguna dada, es variable solamente con la amplitud de marea. Además se considera que la laguna no tiene aportaciones superficiales de ningún tipo, excepto la corriente de marea.

Para este caso en particular, la longitud del canal es de 160 m, de sección rectangular con 15 metros de ancho de plantilla y pendiente del fondo igual a cero, se consideró una 'n' de manning de 0.03, nivel medio del mar (n.m.m.) a 3 metros del fondo del canal. La curva de elevaciones-áreas de la laguna es constante con la profundidad; con un área igual a  $2 \text{ km}^2$ . El excitador del sistema es una marea senoidal semidiurna con período de 12 horas de duración y -

con diferentes amplitudes: de 0.35 m de amplitud (marea grande) y de 0.10 m. de amplitud (marea chica).

Para poder derivar las ecuaciones que gobiernan el fenómeno con las hipótesis atrás sentadas, nos referimos a la fig. 5.2, donde se muestra un corte por el eje del canal de la fig. 5.1 en un instante "t" cualquiera de tiempo. Las secciones 1 y 2, son secciones en el océano y la laguna respectivamente donde la carga de velocidad es despreciable, las elevaciones del agua se miden respecto del fondo del canal.

Inicialmente, los niveles del agua en la laguna y el mar son iguales, después, la función que describe la marea senoidal se discretiza a cada 300 segundos, este valor se suma al tirante inicial en el mar y causa un flujo hacia la laguna como se muestra en la figura 5.2.

Aplicando Bernoulli entre las secciones (1) y (2).

$$Y_1 = Y_2 + \Delta H$$

$$\Delta H = Y_1 - Y_2 \quad \text{--- ( 5.1)}$$

$$\text{pero: } \Delta H = h_e + h_f + h_s \quad \text{--- (5.2)}$$

donde:  $h_e$ ,  $h_f$  y  $h_s$ , son pérdidas de carga hidráulica por entrada, fricción y salida del canal respectivamente.

Estas pérdidas se pueden valorar con:

$$h_e = k_e \frac{v^2}{2g} \quad \text{--- ( 5.3a)}$$

$$h_f = \frac{L v^2 n^2}{R^{4/3}} \quad \text{--- ( 5.3b)}$$

$$h_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad \text{--- (3c)}$$

donde:  $k_e$ ,  $n$  y  $K_s$ , son coeficientes de pérdidas por entrada, por fricción (Manning) y por salida respectivamente.

$L$  es la longitud del canal,  $V$  es una velocidad característica y  $R$  el radio hidráulico.

Sustituyendo las ecuaciones 5.3 en la ecuación 5.2, se tiene:

$$H = k_e \frac{V^2}{2g} + \frac{LV^2 n^2}{R^{4/3}} + K_s \frac{V^2}{2g}$$

$$H = \left( k_e + \frac{2g L n^2}{R^{4/3}} + K_s \right) \frac{V^2}{2g} \quad \text{--- (5.4)}$$

Igualando las ecuaciones 5.1. y 5.4.

$$Y_1 - Y_2 = \frac{V^2}{2g} \left( k_e + \frac{2g L n^2}{R^{4/3}} + K_s \right)$$

y despejando  $V$ :

$$V = \left[ \frac{2g (Y_1 - Y_2)}{\left( k_e + \frac{2g L n^2}{R^{4/3}} + K_s \right)} \right]^{1/2} \quad \text{--- (5.5)}$$

El tirante para conocer la velocidad característica y el gasto es:

$$y = \frac{Y_1 + Y_2}{2} \quad \text{--- (5.6)}$$

$$Q = b y V \quad \text{--- (5.7)}$$

Dada una diferencia de niveles  $\Delta H$ , se puede calcular el gasto - aproximado que pasa a través del canal haciendo uso de las ecuaciones.

5.5. a 5.7.

Una vez determinado el gasto que pasa a través del canal para este incremento, el nivel en la laguna aumentará en una cantidad igual a:

$$\Delta Y_4 = \frac{Q \Delta t}{A} \quad - - - \quad (5.8)$$

donde:  $A$  es el área horizontal de la laguna,  $\Delta Y_4$  incremento en el tirante de la laguna y  $\Delta t$  incremento de tiempo en que se dividió la marea y en el que además se supone que pasa el gasto  $Q$ .

Este proceso se repite hasta que el tirante en la laguna  $Y_4$  es mayor que el tirante en el océano, esto es el flujo se invierte y se tiene un reflujo, en esta caso, no habrá un incremento en el tirante  $Y_1$  del mar debido al agua que salió de la laguna, pero si se incrementará por la acción de la marea; el tirante en la laguna es - el que disminuirá por causa del reflujo. Haciendo una comparación entre  $Y_1$  y  $Y_4$  al final de cada incremento, se sabe si habrá flujo o reflujo.

El proceso descrito, se simuló durante cuatro días por medio de un programa de cómputo. La fig. 5.3 muestra el listado del programa - realizado en lenguaje BASIC. El último medio día se gráfico con - niveles en la laguna contra tiempo, los valores de los coeficien - tes de pérdidas se consideraron de la siguiente manera:

$$K_e = 1$$

$k_e = 0.3$ , por la entrada al canal del lado del mar.

$k_e = 0.3, 1.5$  y  $3.5$  por la entrada al canal por el lado de la laguna cuando no había escolleras, con escolleras convencionales y con escolleras diólicas respectivamente.

Las gráficas 5.1. a la 5.6 muestran la variación con el tiempo del nivel de agua con la laguna para una amplitud de marea - - igual a 0.10 m (marea chica) y las gráficas 5.7 a la 5.12 muestran la misma variación para una amplitud de marea de 0.35 m. (marea grande).

Para la marea chica, no hay ganancia de carga para la toma, el nivel mínimo en la laguna es siempre de 2.90 m.s.n.m.

Para la marea grande, la ganancia de carga para la toma es de - 0.06 metros.

Las gráficas, 5.13 y 5.14 muestran la variación de la elevación mínima en la laguna contra el coeficiente  $K$  de pérdidas de entrada para marea de amplitud chica y marea grande respectivamente. - Se observa que para la marea de amplitud chica, el poner escolleras en la boca, del canal por el lado de la laguna tiene poca significación en los niveles de la laguna, mientras que para la marea de amplitud grande, el poner estas tiene gran influencia en los niveles.

Lo que en las gráficas se llama superescolleras, son escolleras en las que se supone tienen los coeficientes de pérdidas de entrada  $K$  especificado para cada caso.

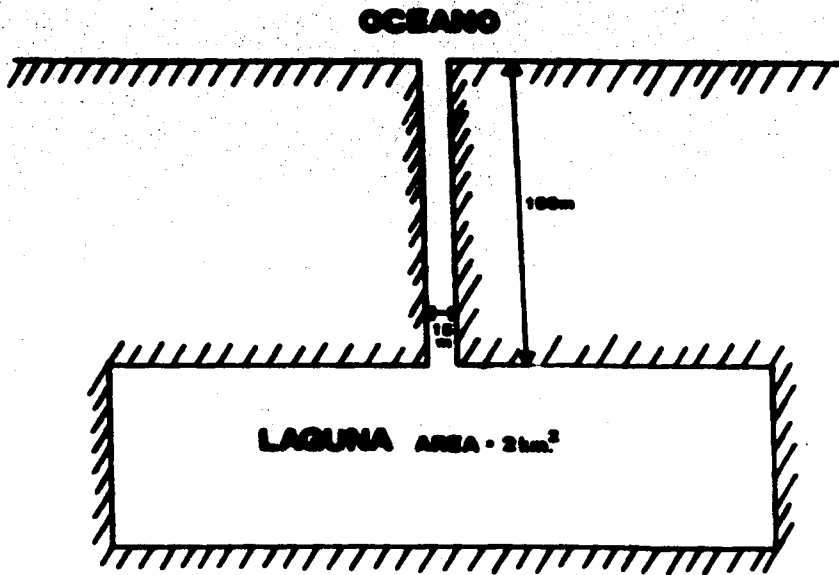


fig. 5.1

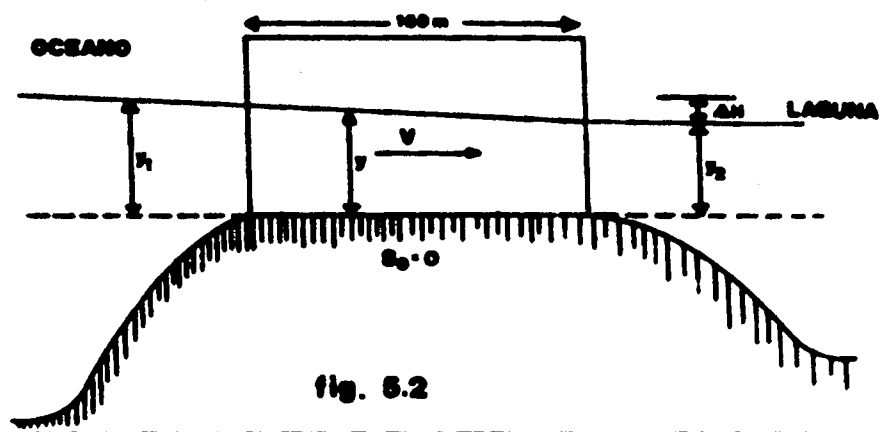


fig. 5.2

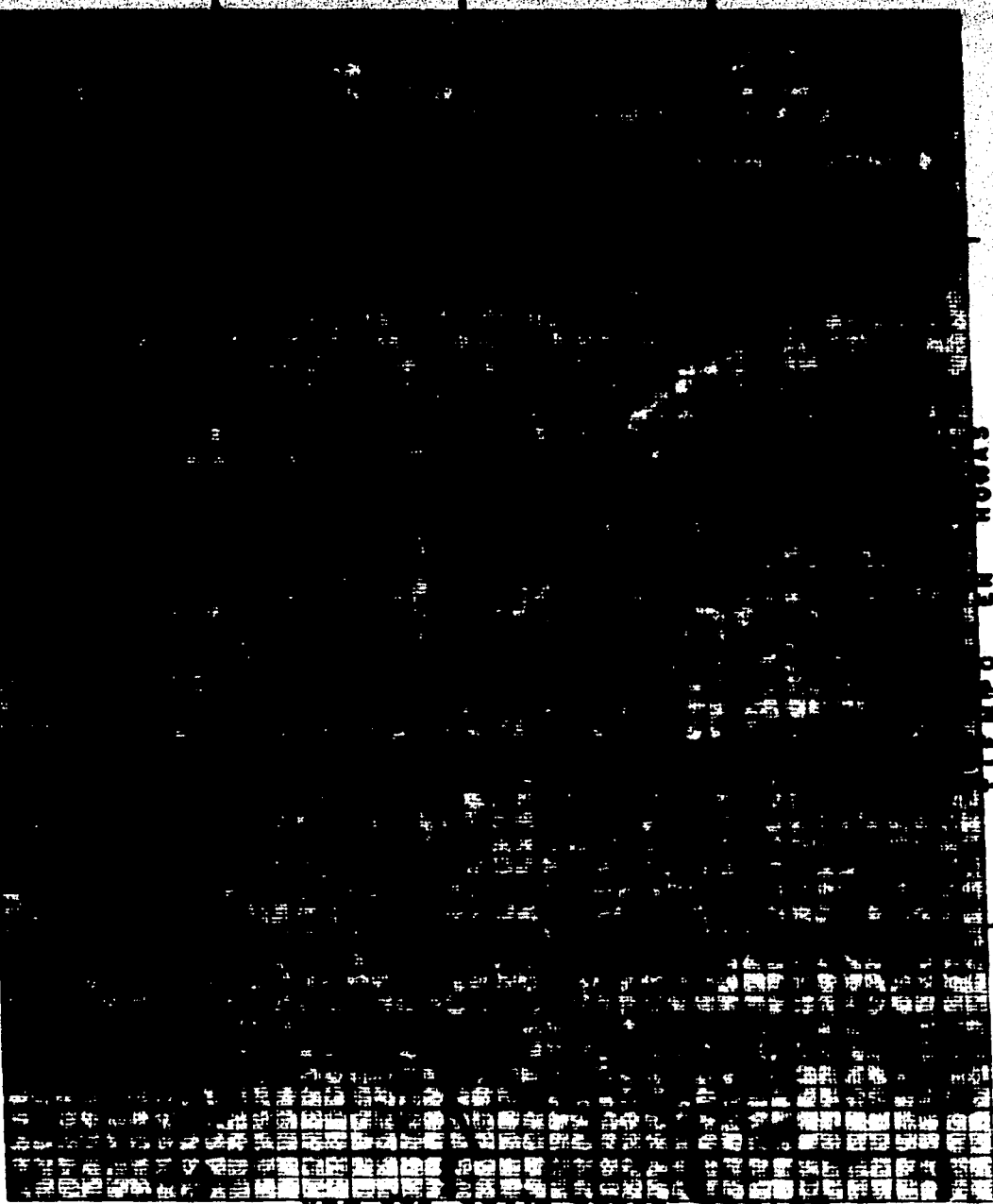


```

5 L1=0.3
6 L2=1
7 L3=0.3
8 L=166
9 B=15
10 N=2.00
11 A7=100000
12 F5=0.043633
13 Q=0
20 PRINT "Y1"      Y4      Q      Y
40 H4=0
50 Y4=0
60 N1=0.35*SINF5
65 IF F5>50.27 THEN 400
70 Y1=1.143
80 Y4=H4+3
90 Y=(Y1+Y4)/2
100 P=5+2*Y
110 A=0*Y
120 R2=(A/P)+1.33333
130 V=((19.62*(Y-Y1))/(L1+L2+(19.62*(L+N*2)/R2)))+0.5
140 Q=A*Y
145 IF F5>43.90 THEN 300
150 V0=0+300
170 Y1=Y1+V0/A7-01+300/A7
180 H4=H4+3
190 F5=F5+0.043633
200 N1=0.35*SINF5
210 IF N1>H4 THEN 65
220 PRINT "REFLUJO"
225 IF F5>50.27 THEN 400
230 Y1=N1-3
240 Y4=H4+3
250 Y=(Y1+Y4)/2
160 F=5+2*Y
270 N=0*Y
280 R2=(A/P)+1.33333
290 V=((19.62*(Y0-Y1))/(L3+L2+(19.62*(L+N*2)/R2)))+0.5
300 Q=A*Y
305 IF F5>43.90 THEN 390
320 V0=0+300
330 Y1=Y1+V0/A7-01+300/A7
340 H4=H4+3
350 F5=F5+0.043633
360 N1=0.35*SINF5
370 IF N1>H4 THEN 225
380 PRINT "FLUJO"
390 GOTO 65
391 PRINT "Y1Y4H4V"
392 GOTO 100
393 PRINT "Y1Y4H4V"
394 GOTO 320
400 END

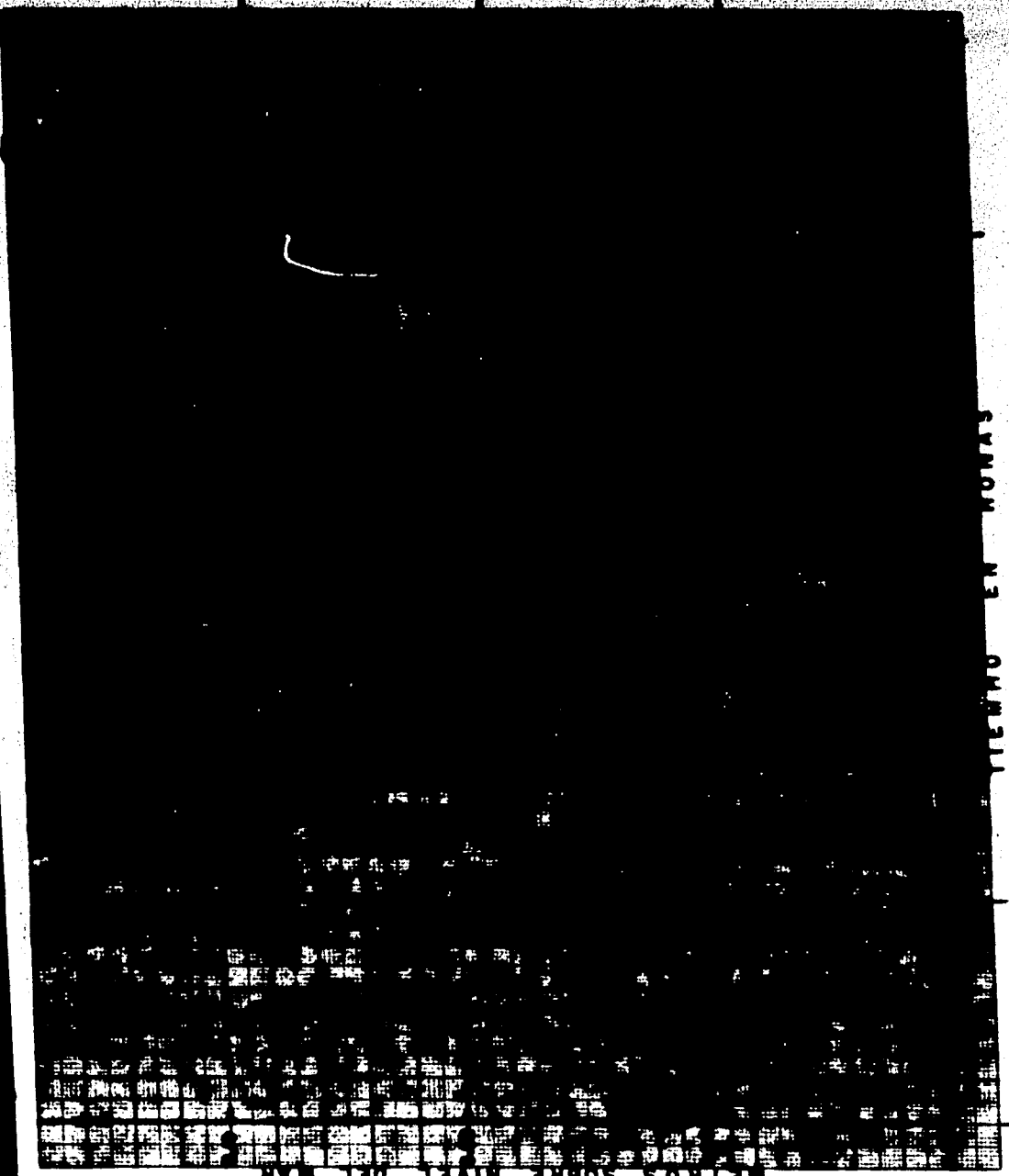
```

FIGURA 5.3



RETROSPECTO NIVEL DEL MAR

TIEMPO EN HORAS



TIEMPO EN HORAS

METROS SOBRE NIVEL DEL MAR





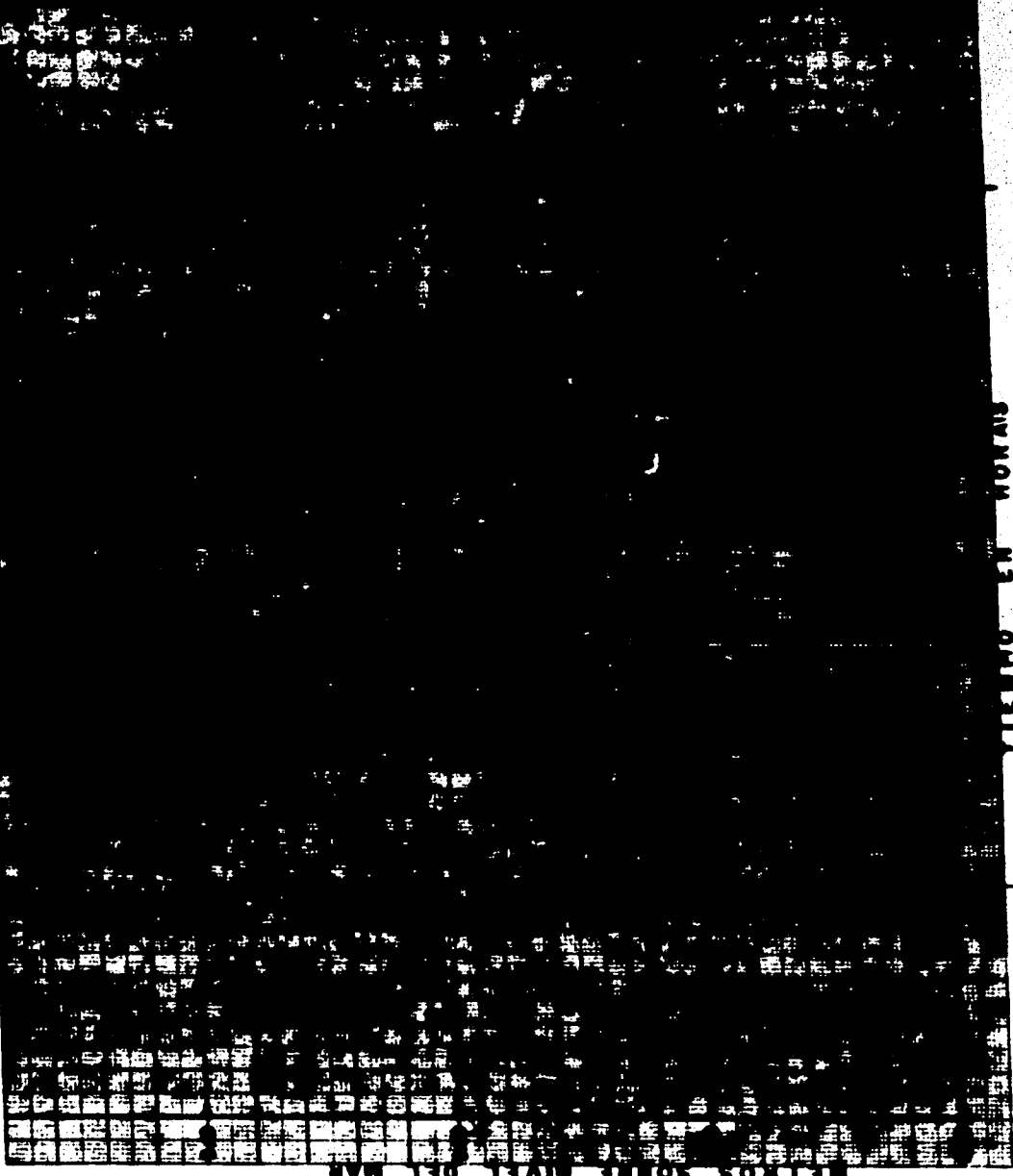
ALFREDO EN ROMA

Extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page. The text is arranged in several columns and appears to be a narrative or report.

METROS SOB NIVEL DEL MAR

METROS SOBRE NIVEL DEL MAR

TIEMPO EN HORAS



1. 關於... 2. 關於... 3. 關於...

4. 關於... 5. 關於... 6. 關於...

7. 關於... 8. 關於... 9. 關於...

10. 關於... 11. 關於... 12. 關於...

13. 關於... 14. 關於... 15. 關於...

[The rest of the page is mostly illegible due to heavy noise and low contrast.]

16. 關於... 17. 關於... 18. 關於...





中華民國二十九年  
五月二十日

第一〇〇〇號

財政部

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

財政部

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

財政部

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

稅務司

稅務處

此項工程之進行，係根據本局所擬定之設計圖樣，由承造商負責施工。所有工程之進度，均須定期向本局報告，以便核對。如有任何變更，應事先經本局核准。

承造商應注意工程之質量，確保所有材料均符合設計要求。如有任何質量問題，應立即停止施工，並通知本局處理。

此外，承造商還應注意工程之安全，確保所有施工人員均遵守安全規程。如有任何安全隱患，應立即採取措施消除。

本局將對工程之進度及質量進行監督，如有任何違規行為，將依法嚴懲。

特此公告。



1. 姓名  
2. 性别  
3. 年龄  
4. 籍贯  
5. 职业  
6. 婚姻状况  
7. 教育程度  
8. 健康状况  
9. 兴趣爱好  
10. 其他

1. 姓名  
2. 性别  
3. 年龄  
4. 籍贯  
5. 职业  
6. 婚姻状况  
7. 教育程度  
8. 健康状况  
9. 兴趣爱好  
10. 其他

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is arranged in several columns and is mostly obscured by noise and low contrast.]

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

En esta parte se exponen las conclusiones del estudio, como también alguna orientación para investigaciones futuras.

Las principales conclusiones y recomendaciones son:

El coeficiente de pérdidas de entrada de escolleras convencionales se puede considerar de 1.53.

Si se construyen escolleras diédicas tendrán que ser del tipo II - IV que son las que mayor pérdida de carga hidráulica reportaron en los ensayos, son de chorros asimétricos con coeficiente de pérdidas de entrada de 4.16.

Las escolleras deben utilizarse en lugares con amplitud de marea mayor de 0.10 metros, si con éstas se quiere ganar carga para una toma de agua de una planta termoeléctrica. Conviene hacer notar que un estudio económico es siempre necesario para definir la factibilidad de aplicación de las escolleras diédicas.

De la comparación entre los resultados arrojados por la experimentación y el modelo matemático, se puede concluir lo siguiente:

- a) La pérdida de entrada en escolleras diédicas, se debe principalmente a la resistencia que ofrecen éstas al flujo por efecto de la forma.
- b) El efecto que tienen los chorros en las pérdidas es mínimo. El material de construcción para los módulos de las escolleras puede ser concreto o mampostería.

Orientación sobre investigaciones futuras:

Es necesario verificar el comportamiento de las escolleras en un modelo de fondo móvil, para de esta manera llegar a determinar la profundidad necesaria de desplante, así como también las zonas de depósito y socavación en éstas.

Se propone ensayar los dispositivos mostrados en las figuras, 6.1 y 6.2. En la fig. 6.1 se observa una especie de escolleras

convencionales, pero con unas salientes que interfieren con el flujo cuando el agua entra al canal y en la fig. 6.2, se muestra un diodo, pero que cumple con la misma función de crear gran resistencia en un sentido del flujo. Si las conclusiones que aquí se están sentando son ciertas, el dispositivo de la figura 6.1 debe ser más eficiente que el de la figura 6.2.



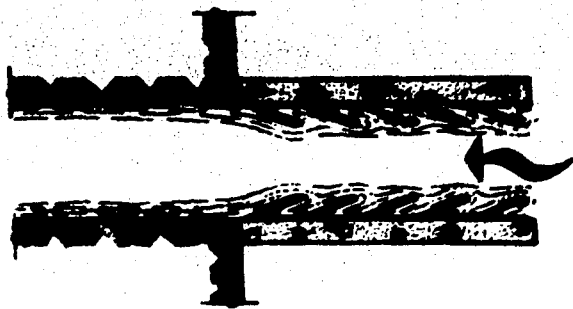


Fig. 6.1



Fig. 6.2

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Gilberto Sotelo Avila  
"Hidráulica General" Vol. 1  
Ed. Limusa Wiley, 1974
- 2.- Octavio Trejo Pérez  
"Hidráulica"  
Apuntes de clase, E.S.I.A.
- 3.- Alvaro A. Aldama Rodríguez  
"Diseño Hidrodinámico y automatización fluidica en  
Obras Hidráulicas"  
Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1977.
- 4.- Francisco J. Domínguez S.  
"Hidráulica"  
Ed. Universitaria, Santiago de Chile 1974.
- 5.- Y.H. Chu  
"Head Loosess in subcritical flow channel transitions"  
U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1968  
miscellaneous paper H-68-3
- 6.- Bea Jacobs  
"Fluidic, Diodes"  
Publicación del Institute of meas and control, London 1973
- 7.- E. V. Yastrebova  
"Fluid Diodes"  
Automat REMot Control, v 32, m3, pt2 mas 1971, pag. 435-9
- 8.- F. M. Henderson  
"Open Channel Flow"  
Macmillan, 1966

- 9.- Ven Te Chow  
"Open Channel Hydraulics"  
Mc. Graw Hill Kongakusha, 1959
- 10.- Gilberto Sotelo Avila  
"Amortiguación de la Energía por la creación de una barrera hidráulica"  
Publicación No. 71 del Instituto de Ingeniería, 1963.
- 11.- E. Levi y G. Sotelo  
"Amortiguación de la energía al pie de un vertedor por la creación de una barrera hidráulica"  
Publicación No. 40 del Instituto de Ingeniería, 1961.
- 12.- I. H. Shames  
"Mechanics of fluids"  
Mc. Graw Hill Kongakusha, revised first edition, 1962
- 13.- Albert Schlag  
"Hidráulica"  
Ed. Limusa Wiley, 1966.
- 14.- Gilberto Sotelo Avila  
"Hidráulica II"  
Apuntes de la Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
- 15.- "Manual de diseño de obras civiles"  
Sección E, Hidráulica, México 1970, C.F.E.
- 16.- Ippen A.T., Editor  
"Estuary and costline Hydrodynamics."  
Mc. Graw Will, 1966

17.- Brass For

"Port Engineering"

Gulf, 1976, second edition.

18.- Van de Kreeke J.

"Water-level fluctuations and flow in tidal inlets"

Jour. of the W.W. and Harb. Div., Vol. 93, No. 4, Nov.  
1967.

A.S.C.E.

**Esta Tesis se imprimió en Febrero de 1961  
empleando el sistema de reproducción Foto-Offset;  
en los Talleres de Impresos Offsali-G, S. A., Av.  
Colonia del Valle No. 535, (Eq. Adolfo Prieto),  
Tels. 523-21-05 y 523-09-33 México 12, D. F.**