

35 870115  
2

---

---

Universidad Autónoma de Guadalajara

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

---

---

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

LABORATORIO DE HIDRODINAMICA EXPERIMENTAL.

---

---

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
Héctor Eugenio de la Torre Menchaca  
GUADALAJARA, JALISCO 1988

---

---



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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

	PAG.
I. GENERALIDADES .....	1
II. TEORIA DE FLUJO EN CANALES.	
II.1 Canales .....	3
II.2 Tipos de flujos.....	4
II.3 Flujo uniforme .....	8
II.4 Energia especifica y tirante critico .	12
II.5 Flujo no uniforme .....	15
II.5.1 Salto hidráulico .....	15
II.5.2 Flujo gradualmente variado ....	20
III. TEORIA DE FLUJO DE ORIFICIOS, COMPUERTAS Y VERTEDORES .....	27
III.1 Orificios .....	27
III.2 Compuertas .....	31
III.3 Vertedores .....	34
IV. PROYECTO DEL SISTEMA .....	36
IV.1 Canal .....	37
IV.1.1 Vertedores .....	40
IV.1.2 Compuertas .....	43
IV.2 Sistema de bombeo .....	45
IV.3 Depósitos .....	49
V. DISEÑO DEL SISTEMA .....	53
V.1 Canal .....	55
V. 1.1 Vertedores y compuertas .....	59
V.2 Sistema de bombeo .....	61
V.2.1 Tubería de succión .....	63

	PAG.
V.2.2 Bomba .....	65
V.2.3 Tuberfa de descarga .....	67
V.3 Depósitos .....	69
V.3.1 Depósito de descarga .....	71
V.3.2 Depósito de alimentación .....	73
VI. CONCLUSIONES .....	75
BIBLIOGRAFIA .....	77

C A P I T U L O   I

GENERALIDADES

## I. GENERALIDADES .

Es un hecho ampliamente aceptado que en la enseñanza de las ciencias aplicadas se debe complementar la teoría con la práctica. Esto tiene varias finalidades. Por ejemplo, refuerza el conocimiento adquirido en el aula al confrontarlo con casos concretos. También desarrolla la capacidad de abstracción al observar el comportamiento de un modelo simplificado en una situación real. Además, enfrenta gradualmente al alumno con problemas que encontrará posteriormente durante su ejercicio profesional.

La Hidrodinámica es una rama de la Mecánica Clásica, que estudia situaciones en donde el fluido involucrado es agua. Para ello, se apoya en las leyes del movimiento de Newton, en los principios de conservación de masa - energía, en las leyes de la termodinámica y en la experimentación.

Actualmente, la Escuela de Ingeniería Civil de la -- Universidad Autónoma de Guadalajara, dispone sólo de algunas instalaciones útiles a la Hidrodinámica. Esto se ha complementado tradicionalmente con visitas a obras. Sin -- eliminar la solución anterior se pretende implementar totalmente las mencionadas instalaciones.

Por lo tanto, el objetivo del presente trabajo de tesis es presentar un proyecto para la construcción de estructuras que permitan el análisis y la experimentación del flujo con superficie libre. Todo esto será de utilidad para los alumnos de Hidráulica I, Hidráulica II e Hidráulica III, Obras Hidráulicas y materias afines.

Para cumplir el propósito anterior, se exponen primeramente algunos conceptos y desarrollos teóricos fundamentales. Así, en el Capítulo II se tratan los conductos -- con superficie libre, las características del flujo en -- ellos y la teoría correspondiente, mientras que el Capítulo III se ocupa de definir y analizar estructuras comunes en canales, como los vertederos y las compuertas, incluyendo además un apartado sobre orificios.

Posteriormente, en el Capítulo IV, se presenta el -- Proyecto del Sistema propuesto, constituido por las es-- tructuras arriba mencionadas. Aquí se consideran básicamente limitaciones de dos tipos: espacio disponible y costo.

Finalmente, se muestran en el Capítulo V el dimensionamiento y el detallado de todos los elementos componentes del sistema descrito en el capítulo anterior.

C A P I T U L O   I I

TEORIA DE FLUJO EN CANALES.



## II.1 CANALES.

Un conducto en donde el escurrimiento presenta una superficie libre se denomina canal. El líquido conducido se encuentra en contacto con la atmósfera y fluye debidamente únicamente a la acción de la gravedad.

Los canales pueden clasificarse de acuerdo a su origen o a las características de su sección transversal. En el primer caso se tienen dos tipos: naturales y artificiales.

Los canales naturales son todos aquellos hechos por la naturaleza, por ejemplo: ríos, arroyos, estuarios de mareas, etc. Los canales artificiales son obras de conducción hechas por el hombre, como: canales de riego, de navegación, obras de excedencia, alcantarillas, etc.

Tomando como base la geometría del conducto, se encuentran canales prismáticos, no prismáticos, de fondo fijo y de fondo móvil. Si la acción transversal y la pendiente son constantes, se dice que el canal es prismático. Cuando alguna de esas características varía dejando de ser constante, se tiene un canal no prismático. El uso de un revestimiento para eliminar la erosión proporciona un canal de fondo fijo. Al emplear el terreno natural erosionable sin revestimiento, se logra un canal de fondo móvil.

## II.2 TIPOS DE FLUJOS.

Para clasificar un flujo se examina su variación en el espacio, en el tiempo y en la dirección de la corriente. Adicionalmente, pueden considerarse el efecto de la viscosidad y la vorticidad del flujo.

En cuanto a la variación de las características del movimiento en el espacio se tienen flujo unidimensional, bidimensional y tridimensional.

En el flujo unidimensional las características del flujo (área de la sección transversal, gasto, velocidad, tirante, etc.) son funciones de una coordenada, pudiendo ser ésta curvilínea. Este hecho permite el manejo de valores promedio. Para el análisis de canales suele hacerse esta suposición.

En el flujo bidimensional las características del flujo son iguales en planos paralelos. Esto implica que no exista variación en una dirección perpendicular a dichos planos. El estudio de redes de flujo en canales de llamada, compuertas y crestas vertedoras, es un ejemplo de lo anterior.

El flujo tridimensional es el más complejo ya que las características del flujo cambian en cualquier dirección elegida. Un ejemplo de esta situación se encuentra en las lagunas.

En cuanto a la variación en el tiempo, el flujo puede ser permanente o no permanente.

El flujo es permanente o estacionario cuando sus características, observadas en una sección dada, no cambian con el transcurso del tiempo. Una corriente con superficie libre invariante es un ejemplo.

Cuando en una sección cualquiera las características del flujo dependen del tiempo, se dice que aquel es no -- permanente o transitorio. Un ejemplo de esto se encuentra en las avenidas, o en ondas de traslación.

La variación a lo largo de la corriente permite diferenciar entre flujo uniforme y no uniforme. Si no existe cambio en las características del flujo a lo largo del canal, se dice que es uniforme. Esto es, todas las secciones transversales son idénticas. El hecho es excepcional aunque como concepto es útil y suele usarse en el estudio de canales.

El flujo no uniforme se presenta cuando existe algún cambio de sus características en la dirección de la corriente. Se subdivide en: gradualmente variado, rápidamente variado y espacialmente variado.

El flujo es gradualmente variado cuando el tirante cambia suavemente a lo largo del canal. Por ejemplo, dadas ciertas condiciones, el tirante se reduce y la velocidad aumenta con lo que el flujo es uniformemente acelerado. Si sucede lo contrario, el flujo es uniformemente retardado y se tiene un remanco.

Al presentarse un cambio brusco en el tirante se produce el flujo rápidamente variado. Ejemplos de este tipo-

se tienen en los cambios bruscos de pendiente. Si la pendiente se reduce súbitamente, se forma un salto hidráulico.

El flujo espacialmente variado se encuentra cuando el gasto cambia a lo largo del canal. En vertedores de canal lateral esto es exactamente lo que sucede.

Los efectos de la viscosidad del líquido en el flujo permiten subdividirlo en laminar, turbulento y de transición. En el flujo laminar predomina la acción viscosa, de hecho se considera que el movimiento ocurre en láminas muy delgadas. Ejemplos de este tipo se hallan en el escurrimiento de la lluvia por cubiertas y pavimentos.

Al "romperse" el efecto de la viscosidad el desplazamiento se vuelve caótico. El movimiento de las partículas del líquido es errático, existiendo además una acción demezclada muy marcada. En estas condiciones se denomina al flujo como turbulento. Debido a la baja viscosidad del agua sólo en los casos arriba mencionados el flujo es laminar, siendo en general de tipo turbulento.

El paso de flujo laminar a turbulento es muy gradual no hay un cambio brusco. Por eso es necesaria la tercera clasificación. Es pues el flujo de transición una etapa intermedia entre las anteriores y rara vez se presenta en corrientes que conducen agua.

La clasificación del flujo en cuanto a su vorticidad usualmente es solo de interés teórico. Cuando las partículas tienen movimiento de rotación además del movimiento -

de traslación se producen pérdidas en forma de calor. Esto se vuelve importante en fluidos viscosos. Como el agua no es uno de ellos, en la mayoría de los casos se supone que su flujo es irrotacional.

### II.3 FLUJO UNIFORME.

Este tipo de flujo se definió como aquel en el cual las características hidráulicas son idénticas en cualquier sección transversal de la corriente. Aquí se dará información más detallada debido a la importancia del concepto en el estudio de canales.

El flujo uniforme implica en cierta forma una condición estable en el tiempo. Una razón para ello se encuentra en el hecho de que el área hidráulica está solo parcialmente limitada por una frontera sólida. La superficie libre puede cambiar y si no debe existir cambio en la dirección del flujo no puede haber variación en el tiempo. Por lo tanto, en adelante al mencionar flujo uniforme, se sobreentenderá que también es permanente.

Existen principalmente dos situaciones que impiden la uniformidad a lo largo del canal de la corriente. Una de ellas es la geometría variable. Canales no prismáticos producen flujo no uniforme. Por lo tanto, en corrientes naturales es casi imposible encontrar casos en los que la velocidad, tirante, etc., sean constantes en cualquier sección.

Otro impedimento para el establecimiento del flujo uniforme es la existencia de controles. Por control se entiende una estructura especial para regular la corriente. Como ejemplos tenemos a las compuertas y a los vertedores. Al encontrarse el líquido en movimiento con una barrera se produce el flujo no uniforme en una porción del canal. La magnitud de esta alteración dependerá de los detalles particulares del caso.

En fin, para poder suponer un flujo como uniforme el canal debe ser prismático y sin controles en las cercanías del tramo en consideración.

Dadas las condiciones mencionadas se puede proceder al análisis. Comúnmente se usa la fórmula de Chesny. A continuación se presenta su deducción.

Supóngase un canal de sección transversal constante, inclinado un ángulo pequeño " $\alpha$ " respecto de la horizontal y que conduce un líquido de propiedades conocidas. En la fig. (1) se muestra un corte transversal longitudinal del tramo en estudio, siendo "d" el tirante, "Q", el gasto, "S" la pendiente de la plantilla e igual a la  $\tan \alpha$  y "V" la velocidad media de la corriente. Si no existen obstáculos ni aguas arriba ni aguas abajo, la superficie libre será paralela al fondo del canal.

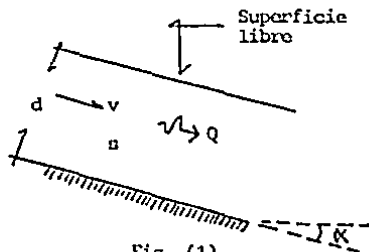


Fig. (1)

Como no existe cambio en la velocidad del fluido, la resultante de las fuerzas actuando sobre cualquier por---

ción del líquido debe ser nula. Cortando con un par de -- planos paralelos y perpendiculares a la plantilla, se aig la imaginariamente una masa de fluido. Esto se ilustra - en la Fig. (2), que además incluye a las fuerzas en la di

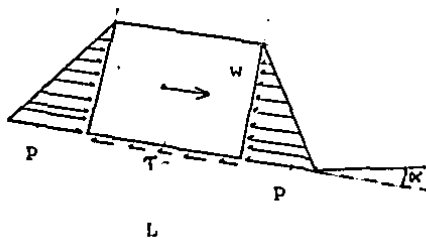


Fig. (2)

rección del flujo. "p" - es la presión en el fondo, "w" es la componente del peso paralela a la - plantilla, "τ" es el es- fuerzo cortante en la su - perficie en contacto con una frontera rígida y -- "L" es la longitud del - tramo.

Para el equilibrio se debe satisfacer,  $w = \tau \cdot A$ , - en donde "A" es la superficie externa del volumen aislado en contacto con una frontera sólida. Su valor es igual al producto del perímetro mojado "p" por la distancia "L". - En tanto que la componente del peso se obtiene multipli- cando el volumen aislado por el peso específico del líqui - do y por el  $\text{sen } \alpha$ . De aquí que,  $w = \gamma \cdot A \cdot L \cdot \text{sen } \alpha$  y por - tanto,  $\gamma \cdot A \cdot \text{sen } \alpha = \tau \cdot P$ .

Despejando para el esfuerzo y notando que el cocien- te "A/P" es el radio hidráulico "R", se tiene:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot \text{sen } \alpha$$

Dado que "α" es pequeño,  $\text{sen } \alpha \approx \tan \alpha = S$ . Además, - el esfuerzo cortante es directamente proporcional al cua- drado de la valocidad media, es decir,  $\tau = k \cdot V^2$ . Reem-



plazando se llega a,

$$L V^2 = \gamma \cdot R \cdot S$$

Despejando la velocidad y haciendo  $C = \sqrt{\frac{\gamma}{L}}$ , se obtiene finalmente la fórmula de Chezy:

$$V = C \sqrt{R S}$$

Esta expresión proporciona la velocidad media del flujo dadas la geometría de la sección, la pendiente del canal y las propiedades del flujo. El término "C" se designa como coeficiente de Chezy, existiendo varias formas de calcularlo. La más simple fué propuesta por Manning. Según sus investigaciones para agua a temperatura ambiente, dicho coeficiente queda en función de la rugosidad del canal y del radio hidráulico.

Así,  $c = \frac{1}{n} R^{1/6}$ , en sistema métrico. Por lo tanto,

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \textcircled{1}$$

El valor del coeficiente de aspereza "n" es adimensional dependiendo solo del material. En la bibliografía empleada se hallan valores tabulados de "n" para diferentes tipos de materiales.

La fórmula  $\textcircled{1}$  se ha extendido ampliamente en razón de su sencillez. Debe usarse solo dentro de las limitaciones antes mencionadas y poniendo especial cuidado en la elección correcta del coeficiente de aspereza.

#### II.4 ENERGIA ESPECIFICA Y TIRANTE CRITICO.

Para estudiar situaciones en las que existen flujos en movimiento, se usa ocasionalmente el principio de conservación de la energía. Los tipos de energía involucrados son tres: potencial, de presión y cinética. Las pérdidas en forma de calor, también pueden incluirse.

Con el fin de evitar el manejo de pesos o masas se recurre al concepto de carga. Esta se define como una energía por unidad de peso. Por tanto, los tres tipos de cargas correspondientes son: de posición, de presión y de velocidad.

En el flujo con superficie libre es más común usar el término energía específica al hablar de carga total disponible o de energía total útil por unidad de peso.

Para un canal de pendiente pequeña con flujo turbulento y tomando referencia en la plantilla, la energía específica "E" es igual a\*,

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

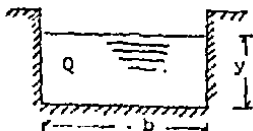
en donde "y" es el tirante y " $\frac{v^2}{2g}$ " es la carga de velocidad en la sección considerada.

El tirante crítico es el valor único de la profundidad con que se puede conducir un gasto dado, siendo mínima la energía específica. O por otra parte, dada una cierta energía específica se conduce un gasto máximo.

\* Ref. 1, pág. 44.

Para una sección transversal rectangular (fig. 3), - que conduce un gasto dado "Q", la velocidad media es,

$$v = \frac{Q}{by}$$



(fig. 3)

Con ello la energía específica resultante vale

$$E = y + \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{by} \right)^2$$

Derivando con respecto de la variable "y" se tiene,

$$\frac{d}{dy} (E) = 1 - \frac{Q^2}{gb^2y^3}$$

El tirante crítico "dc" resulta de igualar la derivada a cero y despejar. Por lo tanto,

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (3)$$

Usando el concepto de gasto unitario "q" o gasto por unidad de ancho, se simplifica hasta

$$dc = \sqrt[3]{q^2/g}$$

Para otro tipo de secciones, el proceso a seguir es idéntico solo que se llega a expresiones más complejas. - Aún así el valor de "dc" depende sólo de la geometría de la sección transversal y del gasto.

Quando el flujo ocurre bajo un tirante crítico, se dice que el régimen es crítico. Si el tirante "y" es mayor que "dc", se designa al régimen como subcrítico. En cambio, si "y" es menor que "dc" se habla entonces de régimen supercrítico.

## II.5 FLUJO NO UNIFORME.

Puede afirmarse que el flujo no uniforme o variado - es más común, se encuentra y se produce con mayor facilidad. La razón de esto es que cualquier alteración, perturbación o cambio, modifica la uniformidad de la corriente. En esta sección se profundizará en el tema, debido a su importancia aunque sólo se estudiarán situaciones en las que el flujo es además permanente.

### II.5.1 SALTO HIDRAULICO.

Este fenómeno es una transición brusca de régimen supercrítico o régimen subcrítico. Una corriente-rápida se expande verticalmente en una distancia muy corta, aumentando el tirante en la dirección del flujo.

Aparece aguas abajo de estructuras de derrame-como vertedores y compuertas. Se caracteriza por una - marcada turbulencia, una fuerte pérdida de carga e inclusión de aire. Ocasionalmente se presentan pulsaciones que viajan siguiendo la dirección de la corriente.

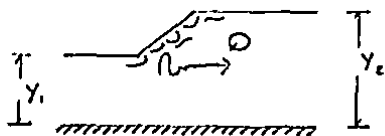
Suele emplearse para disipar la energía cinética del líquido y evitar la erosión. También es útil para mezclar sustancias debido a la agitación violenta - en la parte inclinada del salto.

El análisis de este fenómeno parte de la ecuación de cantidad de movimiento\*. Para un canal horizontal, sin obstáculos, despreciando la fricción y con

\* Ref. 2, pág. 10.

distribución de velocidades uniforme, se llega a la siguiente expresión general para régimen supercrítico conocido \*\*,

$$A_2 \cdot k_2^i \cdot y_2 - A_1 \cdot k_1^i \cdot y_1 - \frac{Q^2}{g} \left( \frac{A_2 - A_1}{A_1 \cdot A_2} \right) = 0$$



(fig. 4)

Los subíndices 1 y 2 se refieren a las secciones antes y después del salto (fig. 4). - Las áreas correspondientes son  $A_1$  y  $A_2$ . La ubicación de sus centroides respecto de la superficie libre está dada por las constantes  $k_1^i$  y  $k_2^i$ .

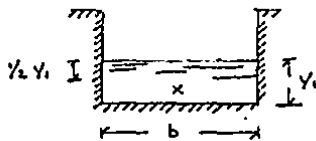
Para aclarar lo anterior, considérese el caso particular de una sección rectangular de ancho "b". Se tendría entonces lo siguiente, de la fig. 5,

$$A_1 = b y_1$$

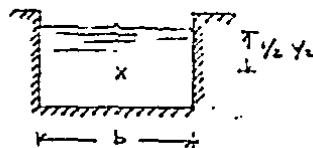
$$k_1^i = 1/2$$

$$A_2 = b \cdot y_2$$

$$k_2^i = 1/2$$



(fig. 5)



\*\* Ref. 2, pág. 140.

Reemplazando en la ecuación general del salto hidráulico para régimen supercrítico conocido y simplificando, queda

$$y_2^2 - y_1^2 - \frac{2Q^2}{yb^2} \frac{(y_2 - y_1)}{y_1 \cdot y_2} = 0$$

Desarrollando la diferencia de cuadrados, reduciendo términos, multiplicando por  $(y_2/y_1^2)$  y de nuevo simplificando, se llega a:

$$(y_2/y_1)^2 + (y_2/y_1) - 2 \frac{Q^2}{g \cdot b^2 y_1^3} = 0$$

en donde,

$$\frac{Q^2}{g \cdot b^2 y_1^3} = \frac{V_1^2}{g \cdot y_1}$$

La expresión anterior es una cuadrática cuya raíz positiva es

$$(y_2/y_1) = 1/2 \left( \sqrt{1 + 8 \frac{V_1^2}{g \cdot y_1}} - 1 \right) \quad (1)$$

Esta fórmula permite determinar el tirante subcrítico cuando el salto se produce en un canal rectangular bajo las condiciones antes descritas.

Para el caso en que sean conocidas las características del régimen subcrítico el desarrollo es similar, solo que se multiplica por  $(y_1/y_2^2)$  y se reemplaza  $\frac{Q^2}{g \cdot b^2 y_1^3}$  por  $\frac{V_2^2}{g \cdot y_2}$ . Luego de ello se obtiene,

$$(y_1/y_2) = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \frac{v_2^2}{E \cdot y_2}} - 1 \right) \quad (5)$$

Conocidos los tirantes antes y después del salto, es posible determinar su altura como la diferencia ( $y_2 - y_1$ ). La pérdida de carga resultará de comparar la energía específica del régimen supercrítico con la correspondiente al subcrítico.

La longitud del salto hidráulico se puede estimar con ayuda de la siguiente tabla<sup>\*</sup>,

$v_1 / \sqrt{E \cdot y_1}$	$L / y_2$
1.7	4
2	4.35
2.5	4.85
3	5.28
3.5	5.55
4	5.8
5	6
6	6.1
8	6.12
10	6.1

El análisis para otro tipo de secciones transversales sigue el mismo proceso ilustrado con la geometría rectangular. La diferencia estriba en que se obtienen ecuaciones de grado superior y no una solución directa.

\* Ref. 2, pág. 139.



### II.5.2 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

Este es un tipo de flujo en donde el cambio en el tirante se produce de manera gradual. Resulta de un desequilibrio entre la fuerza de gravedad que genera - el movimiento y la fuerza de fricción que tiende a impedirlo.

En el análisis que se presenta a continuación se hacen las siguientes hipótesis:

- 1) La presión varía linealmente con la profundidad.
- 2) Las pendientes son pequeñas y constantes.
- 3) La velocidad es casi uniforme en cualquier sección.
- 4) La pérdida de carga se debe solo a fricción.

Considérese un tramo de longitud diferencial - "dx", en un canal cualquiera con pendiente "S," y flujo gradualmente variado. La sección y un corte transversal longitudinal se ilustran en la fig. 6.

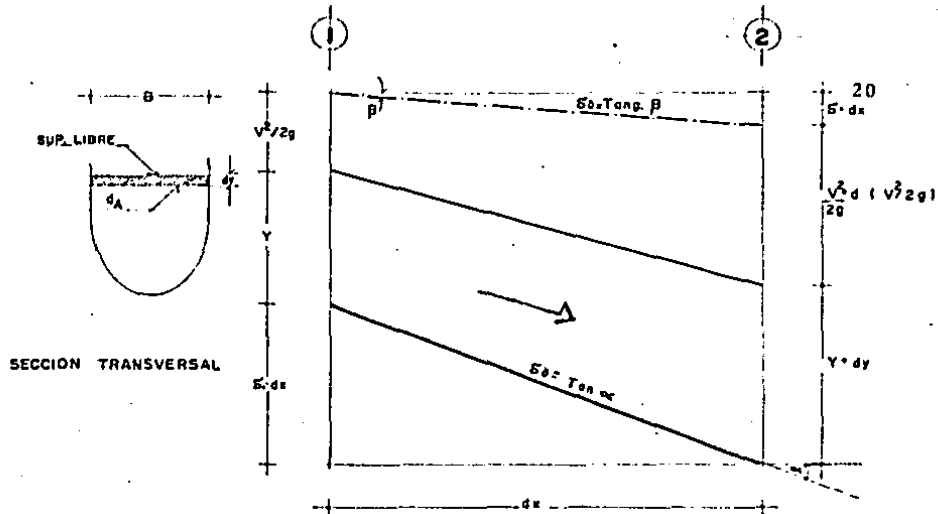


Fig. 6

En este caso resulta ventajosa la aplicación del teorema de Bernoulli\*,

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} - hf = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

con los siguientes valores:

- $z_1 = S_0 \cdot dx$  - - -Carga de posición en 1
- $z_2 = 0$  - - -Carga de posición en 2
- $\frac{p_1}{\gamma} = y$  - - -Carga de presión en 1
- $\frac{p_2}{\gamma} = y + dy$  - - -Carga de presión en 2
- $\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}$  - -Carga de velocidad en 1
- $\frac{v_2^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} + d(\frac{v^2}{2g})$  Carga velocidad en 2
- $hf = S \cdot dx$  - - -Pérdida de carga

\*Ref. 3, pág. 50.

llegando a,

$$\frac{dy}{dx} = S_0 - S - \frac{d}{dx} \frac{v^2}{2g} \quad \text{a)}$$

Por otra parte, se tiene que,

$$\frac{d}{dx} (v^2) = \frac{d}{dx} \left( \frac{Q^2}{A^2} \right) = -2 \frac{Q^2}{A^3} \cdot \frac{d}{dx} (A)$$

y además,

$$\frac{d}{dx} (A) = \frac{dA}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} = B \cdot \frac{dy}{dx}$$

Entonces,

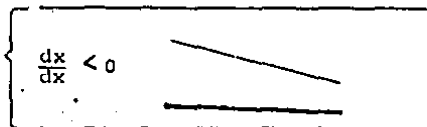
$$\frac{d}{dx} (v^2) = -2 \frac{Q^2 B}{A^3} \cdot \frac{dy}{dx}$$

Sustituyendo en a) y simplificando, resulta

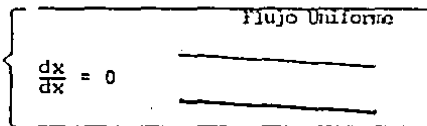
$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad \text{b)}$$

Esta expresión se conoce como la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado. En ella  $(dy/dx)$  representa la pendiente de la superficie libre del líquido referida a la plantilla del canal. Así, un valor de cero para  $(dy/dx)$  representará un flujo uniforme, solo posible cuando la velocidad y el tirante son constantes, con lo que  $S = S_0$ . Esta y otras posibilidades se muestran en la fig. 7.

El perfil converge  
hacia la plantilla.



El perfil es paralelo  
a la plantilla



El perfil diverge de  
la plantilla.

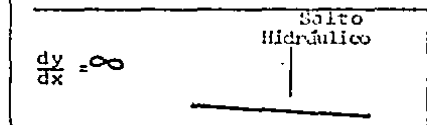
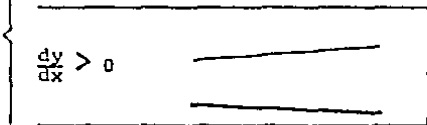
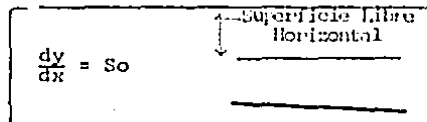


FIG. 7

Para el caso particular de una sección transversal rectangular de ancho "B" y tirante "y", se tiene:

$$A = b \cdot y$$

$$B = b$$

$$Q = (b \cdot y) V$$

Con ello la ecuación (6) queda como sigue,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S}{1 - \frac{v^2}{g \cdot y}} \quad (7)$$

Evidentemente el signo de  $(dy/dx)$  en las ecuaciones (6) y (7) depende de los signos del numerador y del denominador. Ahora, la diferencia  $(S_0 - S)$  depende solo de la relación tirante real "y" a tirante normal "y<sub>n</sub>". Mientras tanto, la diferencia  $(1 - \frac{v^2}{g \cdot y})$  depende únicamente de la relación tirante real "y" a tirante crítico "y<sub>c</sub>". Aquí, el tirante normal corresponde a la profundidad en flujo uniforme. Las diferentes posibilidades se resumen en la fig. 8

$y < y_n$	$(S_0 - S) < 0$	$y < y_c$	$(1 - \frac{v^2}{g \cdot y}) < 0$
$y = y_n$	$(S_0 - S) = 0$	$y = y_c$	$(1 - \frac{v^2}{g \cdot y}) = 0$
$y > y_n$	$(S_0 - S) > 0$	$y > y_c$	$(1 - \frac{v^2}{g \cdot y}) > 0$

Fig. 8

Por otro lado, la pendiente de la superficie libre en los límites del tramo con flujo gradualmente va-

riado depende del valor a que tiende el tirante real.- Cuando "y" tiende a infinito ( $dy/dx$ ) tiende a  $S_0$ . Si "y" tiende a "dc", entonces ( $dy/dx$ ) tiende a infinito. Y si "y" tiende a "yn", ( $dy/dx$ ) tiende a cero.

Los perfiles se clasifican de acuerdo a dos características: la magnitud de la pendiente de la plantilla "So" del canal y la región del espacio en que -- puede desarrollarse el perfil. Del primer caso existen cinco tipos que son:

S	para pendiente de plantilla pronunciada	( $S_0 > S_c$ )
C	para pendiente de plantilla crítica	( $S_0 = S_c$ )
M	para pendiente de plantilla moderada	( $S_0 < S_c$ )
H	para pendiente de plantilla horizontal	( $S_0 = 0$ )
A	para pendiente de plantilla adversa	( $S_0 < 0$ )

Del segundo caso existen solo tres tipos:

- 1 para  $y > dc$  y  $y > yn$ .
- 2 para  $dc < y < yn$  ó  $yn < y < dc$ .
- 3 para  $y < dc$  y  $y < yn$ .

De este modo cada perfil se designa por una letra y un número.

Físicamente, solo son posibles las doce combinaciones que se muestran a continuación.

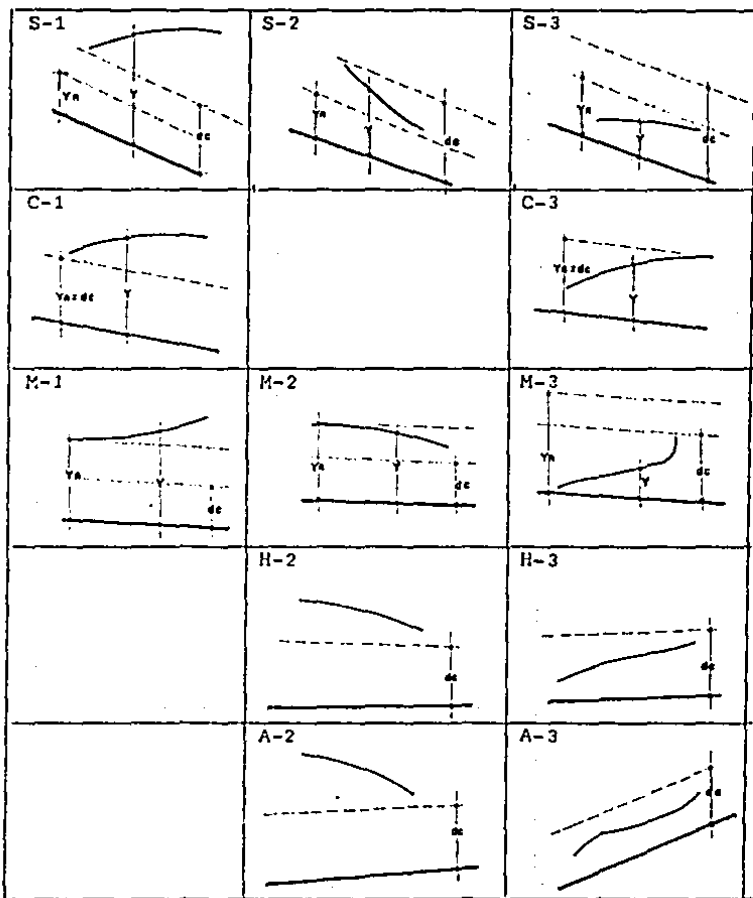


Fig. 9

En la determinación de un perfil de flujo gradualmente variado, se recomienda avanzar hacia aguas - arriba si el régimen es subcrítico, o bien, hacia ---- aguas abajo si el régimen es supercrítico. Los métodos usualmente empleados se detallan en las primeras dos - referencias de la bibliografía descrita al final.



C A P I T U L O    I I I

TEORIA DE FLUJO DE ORIFICIOS, COMPUERTAS  
Y VERTEDORES

### III. TEORIA DE FLUJO DE ORIFICIOS, COMPUERTAS Y VERTEDOS.

En este capítulo se estudiarán las estructuras mencionadas en el título, que son de uso frecuente en obras hidráulicas. Suelen emplearse para propósitos de medición o de control, como en los casos de aforo de corrientes o de control de avenidas. Aplicaciones similares tendrán en el laboratorio, objetivo de esta tesis.

A continuación se desarrollarán las ecuaciones básicas de descarga y se hará énfasis en los casos más comunes en la práctica.

#### III.1 ORIFICIOS.

Un orificio es una abertura de perímetro cerrado, practicada en una cara de un depósito. Esta cara normalmente es una pared vertical. El orificio de sección circular es para el que se dispone de mayor información experimental. Cuando el chorro o vena líquida únicamente hace contacto con los bordes o perímetro del orificio, se dice que éste es de pared delgada. En caso contrario se habla de un orificio de pared gruesa. En la Fig. 10 se muestra un corte transversal de estos dos tipos.

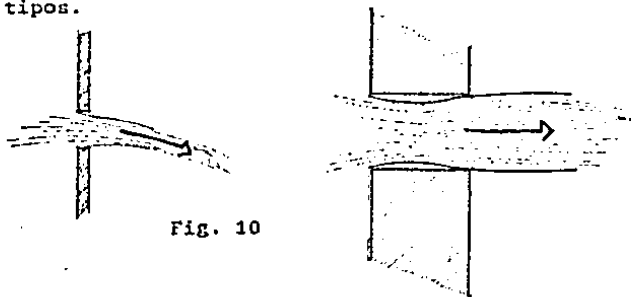


Fig. 10

Para el análisis se partirá de nuevo del teorema de Bernoulli empleado en la última sección del capítulo anterior. Supóngase un orificio de pared delgada en la pared vertical de un depósito, descargando libremente y con flujo permanente (fig. 11). "pa" es la presión en el interior del depósito, mientras que "pb" es la presión en el exterior, a donde se descarga. "Va" es la velocidad de acercamiento al orificio del líquido.

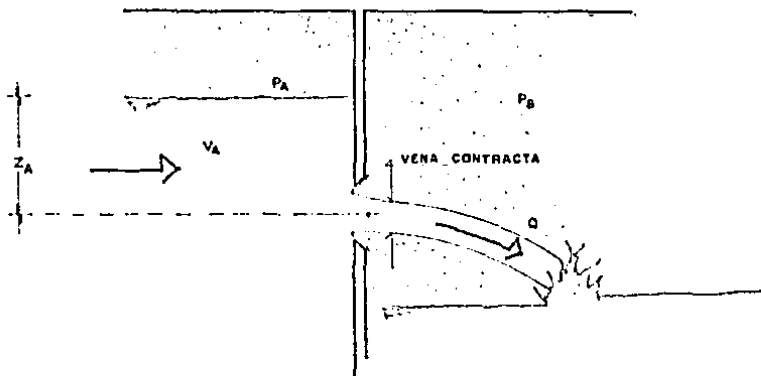


Fig. 11

do. "ZA" es la distancia vertical del centro de la ---  
 abertura a la superficie libre. La vena contracta es -  
 una sección próxima al orificio, en donde desaparece -  
 la contracción del chorro.

Aplicando el teorema de Bernoulli de la superficie libre izquierda a la vena contracta y despreciando pérdidas, se tiene

$$z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = \frac{P_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g}$$

Aquí, " $\gamma$ " es el peso específico del líquido y " $V_B$ " la velocidad teórica de descarga. Despejando para ella, resulta

$$V_B = \sqrt{2g \left( z_A + \frac{P_A - P_B}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} \right)}$$

Haciendo  $H = z_A + \frac{P_A - P_B}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g}$ , e introduciendo un coeficiente de velocidad " $C_v$ ", menor a uno y que toma en cuenta las pérdidas, se obtiene la velocidad real de descarga,

$$V = C_v \sqrt{2gH} \quad (8)$$

Al gasto " $Q$ " se llega, multiplicando 8 por el área de la vena contracta. Esta es igual al área del orificio " $A$ " por un coeficiente de contracción " $C_c$ ". Así

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot A \sqrt{2gH}$$

Finalmente, reemplazando el producto  $C_c \cdot C_v$  por " $C_Q$ ", queda

$$Q = C_Q \cdot A \sqrt{2gH} \quad (9)$$

" $C_Q$ " se conoce como coeficiente de descarga, depende de las dimensiones del orificio y de la carga -- "H" a la que está sometido.

En orificios circulares descargando agua, la vena contracta se localiza a una distancia igual a la mitad del diámetro, a partir de la cara interna\*. Adicionalmente, si no se requiere mucha precisión, en orificios de pared delgada se toman los siguientes valores\*\*,

$$C_v = 0.985$$

$$C_c = 0.62$$

$$C_q = 0.61$$

De lo contrario se debe recurrir a tablas que se encuentran en la bibliografía correspondiente o calibrar experimentalmente el orificio.

---

\* Ref. 3, pág. 52.

\*\* Ref. 3, pág. 55.

## III.2 COMPUERTAS.

Una compuerta es una placa móvil empleada para controlar descargas. Puede ser plana o curva y normalmente su ancho y el del canal coinciden. De hecho, podría pensarse en ella como si fuera un orificio rectangular. El chorro presenta contracción solo en su parte superior. En la Fig. 12, se muestra un corte transversal de una compuerta vertical plana con descarga libre.

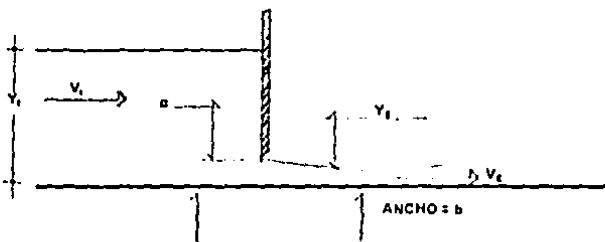


Fig. 12

" $y_1$ " representa el tirante aguas arriba de la compuerta, mientras que " $y_2$ " indica el tirante en la sección contracta. " $v_1$ " es la velocidad de llegada y " $v_2$ " la velocidad de descarga.

Aplicando el teorema de Bernoulli de la superficie libre en el canal a la superficie libre en la sección contracta y despreciando pérdidas, se tiene

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

Despejando " $V_2$ ",

$$V_2 = \sqrt{2g [(y_1 - y_2) + \frac{V_1^2}{2g}]}$$

Considerando  $H = (y_1 - y_2)$ , como la carga que produce el flujo y empleado un coeficiente de velocidad - " $C_v$ " para tomar en cuenta las pérdidas, queda la velocidad real de descarga igual a

$$V = C_v \sqrt{2g H} \quad (10)$$

El gasto " $Q$ " se obtiene multiplicando (10) por el área de la sección contraída. Esta equivale al área de la abertura " $a \cdot b$ " por un coeficiente de contracción " $C_c$ ". Así,

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot a \cdot b \sqrt{2g H}$$

Por último, haciendo  $C_Q = C_c \cdot C_v$ , resulta

$$Q = C_Q \cdot a \cdot b \sqrt{2g H} \quad (11)$$

Como se ve, las expresiones (10) y (11) son similares a las ecuaciones (8) y (9), pero cabe recalcar que los coeficientes son diferentes.

En la referencia 4, págs. 213 - 218, de la bibliografía, se proporciona información para el cálculo de estos coeficientes incluyendo compuertas inclinadas y radiales.

### III.3 VERTEDORES.

Un vertedor es una estructura hidráulica consistente en una pared que intercepta la corriente, ocasionando una elevación del tirante aguas arriba.

Puede usarse para fines de medición o de control. Normalmente se coloca perpendicular a la dirección del flujo. En la fig. 13 se muestran un vertedor de pared delgada y otro de pared gruesa. El primero se

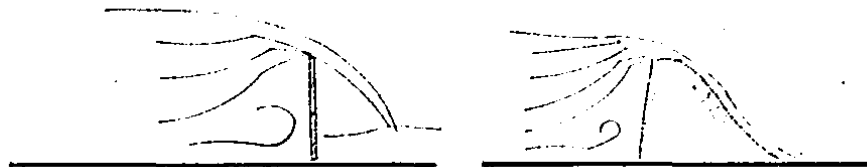


Fig. 13

usa para medición ya que proporciona resultados más exactos. El segundo se emplea para control de descargas, ya que a iguales condiciones produce un gasto mayor.

Además, un vertedor puede tener contracciones laterales. Esto sucede cuando el ancho de cresta del vertedor es menor que el ancho del canal.

Véase la fig. 14.



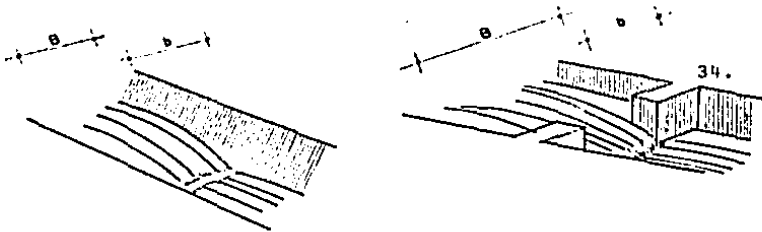


Fig. 14

Para el análisis, considérese la Fig. 15. En ella "b" es el ancho de cresta, "h" es la altura de la lúmina vertiente, "y" es la altura de una partícula -- cualquiera sobre la cresta y "2c" es la altura de la cresta a partir del lecho del canal. Se desea conocer el gasto "Q" descargado.

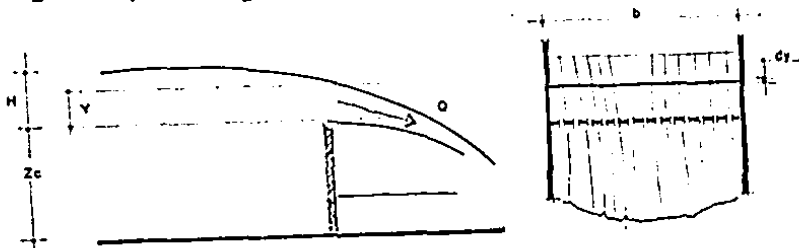


Fig. 15

Aplicando el teorema de Bernoulli de la superficie libre en el canal de llegada a un punto sobre la cresta del vertedor, despreciando la velocidad de acercamiento y sin considerar pérdidas, resulta

$$h = y + \frac{v^2}{2g}$$

en donde "v" es la velocidad teórica de descarga y vale

$$v = \sqrt{2g(h-y)}$$

El diferencial de gasto "dQ" será entonces,

$$dQ = b \sqrt{2g(h-y)} dy$$

Integrando de "0" a "h" e introduciendo un coeficiente de descarga "C<sub>Q</sub>" para obtener el gasto real - "Q", resulta

$$Q = \frac{2}{3} C_Q b h \sqrt{2g h} \quad (17)$$

Esta expresión es aplicable solo a vertedores rectangulares, ya que se consideró el ancho "b" constante. En la ref. 4, pág. 246, la Tabla 7.1 proporciona fórmulas experimentales para evaluar el coeficiente de descarga en vertedores de diferentes características.

C A P I T U L O   I V

PROYECTO DEL SISTEMA

#### IV. PROYECTO DEL SISTEMA.

El laboratorio se ubicará al Suroeste de la Escuela de Ingeniería Civil, precisamente enfrente del local correspondiente al CIDI. Ahí se dispone de un terreno aproximadamente rectangular y bastante más largo que ancho. Lo anterior se puede observar en los planos 1 y 2 adjuntos a este trabajo.

La idea básica consiste en lo siguiente: construir un canal para demostraciones de flujos uniforme y gradualmente variado, que además permita estudiar la descarga en vertedores y compuertas. Por lo tanto, el sistema debe contar con un canal, un depósito de alimentación y otro de descarga. También, pensando en la autonomía y en la necesidad de un gasto constante, es necesario dotarlo de un sistema de bombeo que simplemente reciclará el líquido.

Es posible satisfacer todo esto dadas las características del área disponible próxima a la cerca de malla. Se aprovecharán unos  $108 \text{ m}^2$  (3 m. x 36 m.), al extremo oriental al frente del CIDI.

A continuación se procederá al dimensionamiento hidráulico de los siguientes elementos: canal,

sistema de bombeo,  
depósito de descarga, y  
depósito de alimentación.

### AREA DE HUMANIDADES

#### A CENTRO DE SERVICIO

- ADMINISTRACION
- SERVICIOS COMERCIALES
- SERVICIOS OFICIALES
- SERVICIOS ADMINISTRATIVOS
- SERVICIOS DE SERVICIO
- SERVICIOS DE SERVICIO

#### B ESCUELA DE LENGUAJES

- ESCUELA DE LENGUAJES
- ESCUELA DE LENGUAJES

#### C ESCUELA DE PSICOLOGIA

- ESCUELA DE PSICOLOGIA

#### D DEPARTAMENTO

- DEPARTAMENTO
- DEPARTAMENTO
- DEPARTAMENTO
- DEPARTAMENTO

#### E ESCUELA DE INGENIERIA

- ESCUELA DE INGENIERIA
- ESCUELA DE INGENIERIA

#### F ESCUELA DE INGENIERIA Y CIENCIAS

- ESCUELA DE INGENIERIA Y CIENCIAS
- ESCUELA DE INGENIERIA Y CIENCIAS

#### G ESCUELA DE PEDAGOGIA

- ESCUELA DE PEDAGOGIA

### AREA DE TECNOLOGIA

#### H PRIMERAS DE INGENIERIA

- PRIMERAS DE INGENIERIA
- PRIMERAS DE INGENIERIA
- PRIMERAS DE INGENIERIA
- PRIMERAS DE INGENIERIA
- PRIMERAS DE INGENIERIA
- PRIMERAS DE INGENIERIA

#### I ESCUELA DE INGENIERIA

- ESCUELA DE INGENIERIA

#### J ESCUELA DE MATEMATICAS

- ESCUELA DE MATEMATICAS

#### K ESCUELA DE CIENCIAS NATURALES

- ESCUELA DE CIENCIAS NATURALES
- ESCUELA DE CIENCIAS NATURALES

#### L ESCUELA DE INGENIERIA

- ESCUELA DE INGENIERIA
- ESCUELA DE INGENIERIA

#### M INSTITUTO DE CIENCIAS EXACTAS

- INSTITUTO DE CIENCIAS EXACTAS
- INSTITUTO DE CIENCIAS EXACTAS

### AREA ADMINISTRATIVA

#### N DIRECTORIO

#### O SECRETARIA GENERAL

#### P SERVICIO DE SERVICIOS

#### Q SERVICIO

#### R SERVICIO DE SERVICIOS

#### S SERVICIO DE SERVICIOS

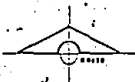
#### T SERVICIO DE SERVICIOS

#### U SERVICIO DE SERVICIOS

#### V SERVICIO DE SERVICIOS

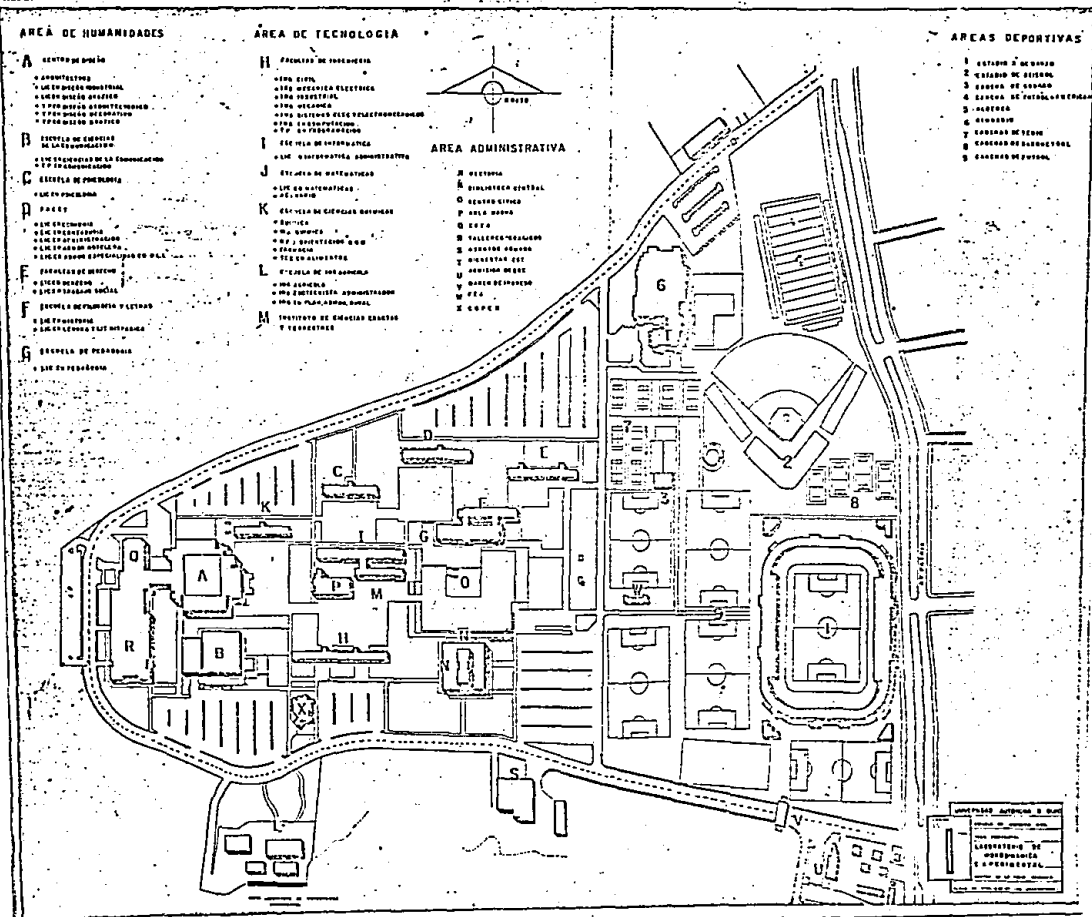
#### W SERVICIO DE SERVICIOS

#### X SERVICIO DE SERVICIOS

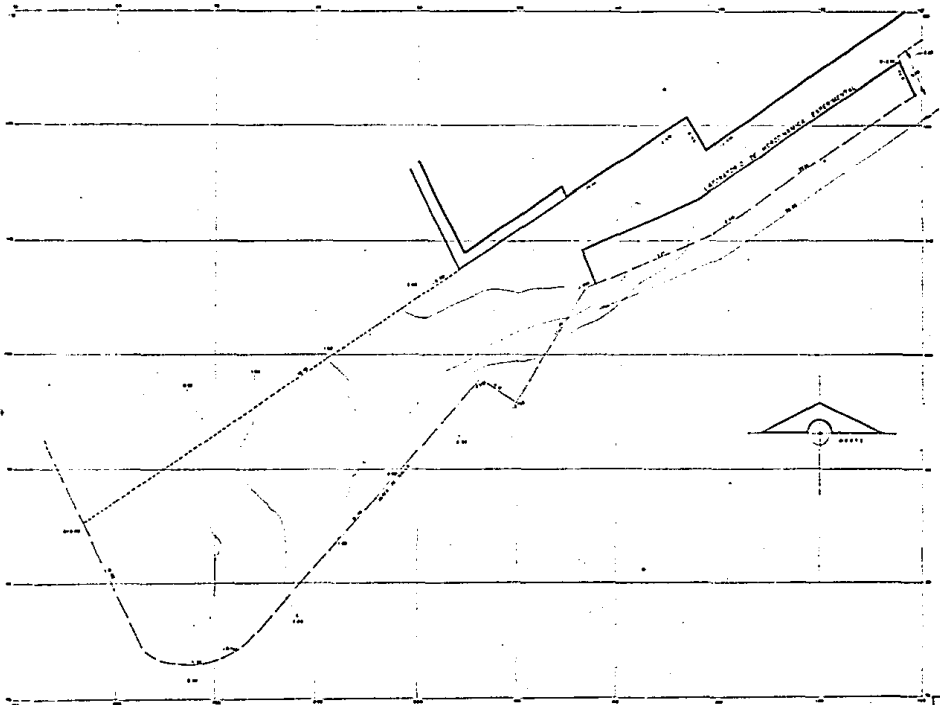


### AREAS DEPORTIVAS

- 1 ESTADIO DE BASKET
- 2 ESTADIO DE BASKET
- 3 ESTADIO DE BASKET
- 4 ESTADIO DE BASKET
- 5 ESTADIO DE BASKET
- 6 ESTADIO DE BASKET
- 7 ESTADIO DE BASKET
- 8 ESTADIO DE BASKET
- 9 ESTADIO DE BASKET



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BUENOS AIRES  
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN CIENCIAS EXACTAS Y NATURALES  
 LABORATORIO DE  
 MATEMATICAS Y FISICA  
 Av. de Mayo 1203, Ciudad Universitaria, Buenos Aires, Argentina



INSTITUTO AUTÓNOMO DE BAHÍA

	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS LABORATORIO DE MICROGRAFÍA EXPERIMENTAL JUNIO DE 1966
	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
	LABORATORIO DE MICROGRAFÍA EXPERIMENTAL
	JUNIO DE 1966

## IV.1 CANAL.

En esta estructura son deseables características como: eje recto, pendiente constante y sección rectangular. La primera facilita el establecimiento del flujo -- uniforme limitado por la longitud pequeña de que se dispone (30 m.). La segunda también contribuye a la uniformidad de la corriente. La tercera conviene porque cuenta con más información experimental que cualquier otro tipo. Además su análisis teórico es más simple y fácil para los alumnos a quienes pretende beneficiar este sistema.

Considerando un ancho de 20 cm. para facilitar la construcción, y un tirante "d", la sección transversal tiene una área hidráulica,

$$A = 0.2 d$$

un perímetro mojado,

$$P = 2d + 0.2$$

y un radio hidráulico,

$$R = \frac{A}{P} \quad R = \frac{d}{10d + 1}$$

Suponiendo un coeficiente de aspereza  $n = 0.012^*$ , - aplicable a un concreto terminado o a un mortero regularmente pulido, y una pendiente de plantilla  $S = 0.01$ , también conocida fórmula de Manning para la velocidad, ---

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}, \text{ queda,}$$

$$V = \frac{25}{3} \left( \frac{d}{10d + 1} \right)^{2/3}$$

(\*) Chow, Ven Te. 1982. Hidráulica de los Canales Abiertos, México. Edit. Diana. Cuadro 5-6.

de aquí el gasto "Q", igual al producto "A.V", es

$$Q = \frac{5}{3} \left( \frac{d}{10d + 1} \right)^{2/3} d$$

En la tabla siguiente se muestran valores de V y Q para tres tirantes diferentes:

d(m)	V( $\frac{m}{seg}$ )	Q(Lps)
0.05	0.86	8.63
0.1	1.13	22.62
0.15	1.28	38.32

Resulta evidente que el gasto y la velocidad son directamente proporcionales a la profundidad del flujo. Mayores tirantes implican mayor gasto y un incremento importante en la potencia del sistema de bombeo. Por otro lado, para fines didácticos el rango de variación es --- aceptable, con un máximo de 40 Lps para el gasto.

La velocidad mínima supera al límite inferior recomendado de 2.5 fps\* = 0.76 m/seg., para evitar la sedimentación. La máxima no ocasionará ningún problema de erosión a las paredes y el fondo del canal.

Para prevenir fluctuaciones en el tirante debidas al oleaje ocasionado por el viento, por la operación de compuertas, etc., se dejará un bordo libre. Esta altura libre es una fracción del tirante comprendida entre el 5% y el 30%\*\*. Para d = 15 cm., se tiene,

$$0.75 \text{ cm.} = \text{altura libre} = 4.5 \text{ cm.}$$

(\*) Chow, Ven Te. 1982. Hidráulica de los Canales Abiertos. Cap. 7, pág. 151. México, Edit. Diana.

(\*\*) Chow, Ven Te. 1982. Cap. 7. pág. 153.



Tomando el máximo la altura de la sección, es de -- 19.5 cm. casi 20 cm. Le sugiere entonces la sección mostrada en la Fig. 16.

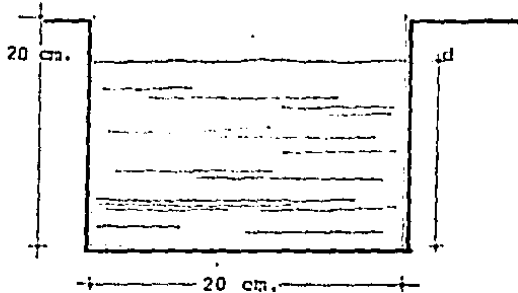


Fig. 16

## IV.1.1 VERTEDORES.

Se piensa instalar este tipo de dispositivos en el canal para examinar sus condiciones de funcionamiento y para producir flujo gradualmente variado. A continuación se hará una estimación de la sobreelevación del agua con siderando los gastos del inciso anterior.

Para un vertedor rectangular delgado sin contraccio nes, se obtuvo en el capítulo III un gasto,

$$Q = \frac{2}{3} C_Q b h \sqrt{2gh}$$

El coeficiente de descarga está dado por,

$$C_Q = 0.615 \left[ 1 + \frac{1}{1000h+1.6} \right] \left[ 1 + 0.5 \left( \frac{h}{h+c} \right)^2 \right]^{\frac{1}{4}}$$

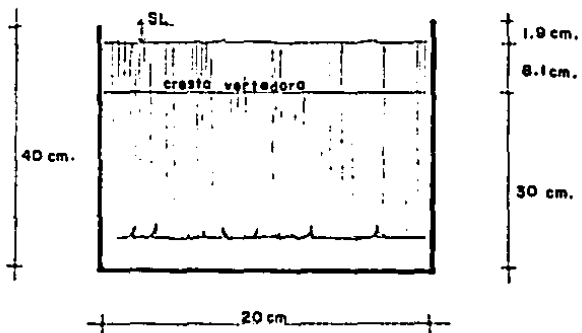
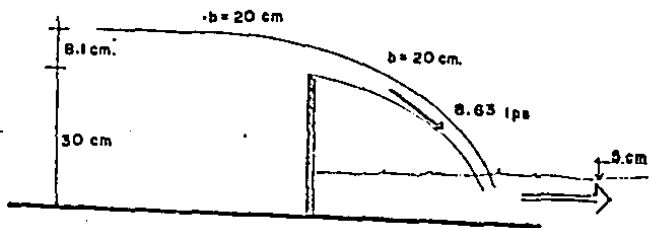
Con el valor numérico para la altura de cresta, ---  $z_c = 0.3$  m se llega a los resultados de la siguiente tabla a partir de "Q",

d(m)	Q(Lps)	$C_Q$	h(cm)
0.05	8.63	0.636	8.1
0.1	22.62	0.654	15.1
0.15	38.32	0.671	21.1

De aquí que para el máximo gasto se requiere una al tura igual a la suma,  $z_c + h + \text{bordo libre}$ ,

$$30 + 21.1 + 4.5 = 55.6 \text{ cm.}$$

(\*) Sotelo Avila, Gilberto. 1977. Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos. Pág. 246. Tabla 7.1. México. Limusa.



El menor de los gastos se puede descargar con una altura total de 40 cm., quedando el bordo libre de 1.9 cm. dentro del rango recomendado.

En un vertedor triangular el gasto es,

$$Q = C.h^{5/2} \text{ *}$$

en donde el término "C" vale

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) C_Q \cdot K \text{ **}$$

siendo " $\theta$ " el ángulo en el vértice,  $C_Q$  y  $K$  coeficientes en función de " $\theta$ , h" y de " $\theta$ , b/h", respectivamente.

La ecuación es independiente de " $Z_c$ ".

Suponiendo valores para la altura de la lámina vertical "h" se encuentran los siguientes resultados:

	h(m)	b/h	$C_Q$	K	C	Q(Lps)
$\theta=45^\circ$	0.1	2	0.62	1.02	0.62	1.96
	0.15	1.3	0.61	1.06	0.63	5.51
	0.2	1	0.61	1.12	0.67	11.96

De acuerdo a los gastos a conducir sólo el último renglón es útil. Para 11.96 Lps el tirante es de 6.3 cm. La descarga libre del vertedor se obtiene entonces con -

(\*) Sotelo Avila, Gilberto. 1977. Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos. Cap. 7. Pág. 251.

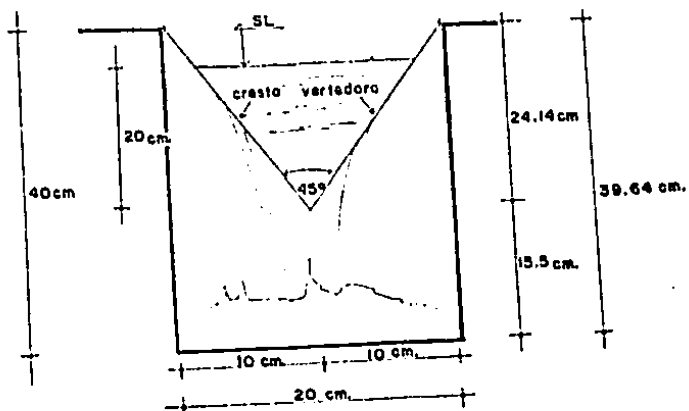
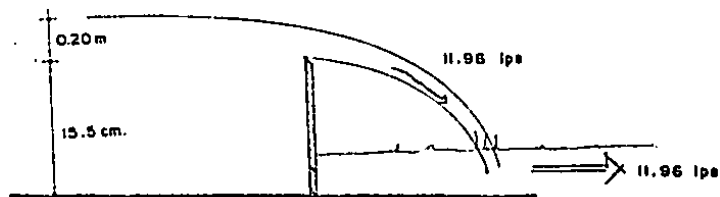
(\*\*) Idem. Pág. 252. Tabla 7.2

(+) Idem. Pág. 253. Fig. 7.9

(++) Idem. Pág. 253. Fig. 7.10

una altura mayor a  $6.3+20+4.5 = 30.8$  cm.

Se sugiere una altura de cresta superior a 6.3 cm., por ejemplo, con 15.5 cm., se llega a 40 cm. que coincide con el valor necesario para el funcionamiento del vertedor rectangular con el gasto mínimo.



## IV.1.2 COMPUERTAS.

Este tipo de dispositivo además de cumplir con las funciones enunciadas al principio del inciso anterior, puede emplearse como control a la entrada del canal.

Se analizó también en el capítulo III, hallándose que la descarga es,

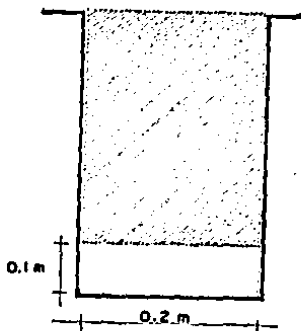
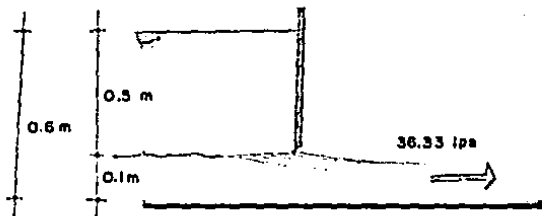
$$Q = C_Q \cdot a \cdot b \sqrt{2g} y_1$$

Aquí el coeficiente de descarga  $C_Q$ , depende de la inclinación de la compuerta respecto de la horizontal y de la relación " $y_1/a$ ". Considerando una compuerta vertical, diferentes aberturas "a" y varios valores del tirante aguas arriba " $y_1$ " se encuentran los gastos corrientes,

a(m)	$y_1$ (m)	$y_1/a$	$C_Q$	Q(Lps)
0.05	0.2	4	0.57	11.29
	0.3	6	0.58	14.07
	0.5	10	0.59	18.48
	1.0	20	0.6	26.58
0.1	0.3	3	0.56	27.17
	0.5	5	0.58	36.33
	1.0	10	0.59	52.27
0.2	0.4	2	0.55	61.63

Resulta obvio que con una carga en el depósito de alimentación del orden de 50 cm., sobre la plantilla del canal se puede descargar un gasto igual al máximo contemplado en un principio. Y ya en el canal, algunas combinaciones

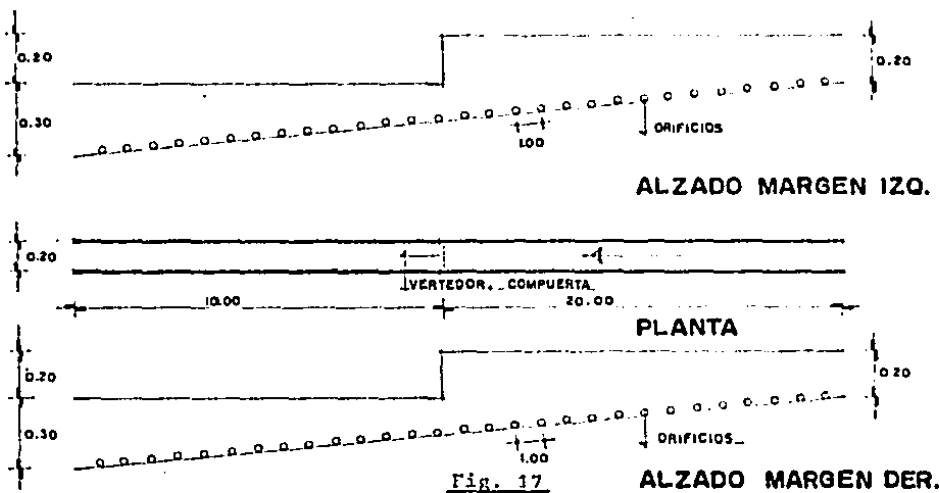
(\*) Sotelo Avila Gilberto. 1977. Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos. Pág. 215, Fig. 6.15. México. Limusa.



nes de " $a+y_1$ ", que no excedan los 40 cm. proporcionan -- gastos intermedios.

De acuerdo a lo anterior, se propone un canal de 20 cm. de ancho, con una altura que va de 20 cm. a 40 cm., - una pendiente de 0.01 y una longitud horizontal de 30 m. Se debe proveer de orificios al nivel de la plantilla, - separados horizontalmente a 1 m. y de preparaciones para recibir vertedores y compuertas a 20 m. de la entrada al canal. Los orificios deben estar desfasadas 50 cm. en -- una margen respecto de la otra.

A continuación se muestran vistas laterales de los -- márgenes y una planta.





#### IV.2 SISTEMA DE BOMBEO.

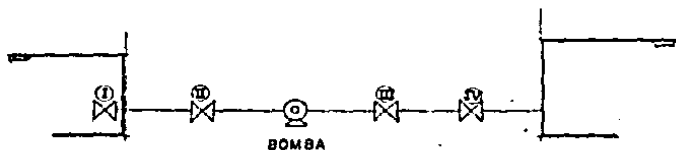
Este sistema pretende en esencia dar autonomía al canal, proporcionando un gasto constante durante su operación. De este modo no se sobredemandan las redes existentes en C.U. También se garantiza la reproducción de un flujo estrictamente permanente, es decir, de características constantes en el tiempo.

Su funcionamiento no será continuo, entrará en operación sólo cuando se efectúen ensayos en el canal. En el futuro podrían inclusive, instalarse algunos dispositivos simples como venturis, piezómetros, etc., en la tubería. Ello daría una mayor utilidad al sistema en conjunto abarcando pruebas tanto en flujo con superficie libre, como en flujo a presión.

A continuación se hará una estimación de la potencia requerida y del diámetro de la línea, considerando los accesorios indispensables. La Fig. 18 muestra y detalla estos elementos. La válvula I sirve para impedir la entrada a la tubería de sólidos y basura. La II es necesaria dado que la bomba se encuentra instalada en carga. La III tiene como función impedir el regreso del agua -- cuando se detiene la bomba. La IV básicamente debe controlar el flujo.

En el cálculo se emplearán la fórmula de Darcy-Weisbach y el método de los coeficientes para la estimación de las pérdidas por fricción y por accesorios, respectivamente. Ambos métodos se encuentran ampliamente documentados en los textos de hidráulica. Algunos muy importan-

tes se detallan en la bibliografía adjunta al presente-trabajo.



- I Válvula de pie con pichancha
- II Válvula de compuerta
- III Válvula check
- IV Válvula de compuerta

Fig. 18

Se manejarán un gasto de 40 Lps, aproximadamente el máximo esperado, y una longitud de 35 m., para cubrir pequeñas eventualidades como accesorios adicionales, etc.

La viscosidad cinemática del agua es indispensable en este análisis. Suponiendo una temperatura ambiente -- próxima a los 15°C. se tiene un valor de  $1,2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$  \* para esta propiedad.

(\*) Sotelo Avila, Gilberto. 1977. Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos. Pág. 26. Fig. 1.8. México. Litaca.

Asimismo, es necesario conocer la rugosidad absoluta del material que constituya la tubería para el cálculo de las pérdidas por fricción. En el caso de asbestocemento nuevo se puede tomar un valor del orden de 0.025 mm. \*\*

Los coeficientes de los accesorios<sup>4</sup> dependen del diámetro. Estos valores se indican a continuación considerando todas las válvulas abiertas. La última columna -

D(m)	I	II	III	IV	Ek
0.15	6	-	6.5	-	12.5
0.2	5.2	-	5.5	-	10.7
0.25	4.4	-	4.5	-	8.9

es la suma de los coeficientes del renglón. Este total - multiplicado por la carga de velocidad correspondiente - representa la pérdida por accesorios "h<sub>Q</sub>".

Con el número de Reynolds  $N_R = \frac{VD}{\nu}$ , y la rugosidad - relativa "E/D", se determina el factor de fricción "f" - del diagrama universal de Moody, disponible en libros de hidráulica. Luego, la pérdida por fricción es  $hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$ .

La carga que debe vencer la bomba "C<sub>B</sub>" es la suma - de las dos pérdidas anteriores más el desnivel de las superficies de los depósitos igual a 1 m. La potencia necesaria en HP es  $P_B = \frac{\gamma C_B Q}{760}$ . Para una eficiencia e=75% - el procedimiento anterior se detalla a continuación.

(\*\*) Sotelo Avila, Gilberto. 1977. Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos. Pág. 286, Tabla 8.1. México. Limusa.

D(m)	V(m/seg)	$N_R$	E/N	f	L/D	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	hf (m)	$h_{L_s}$ (m)	$C_B$ (m)	$P_B$ (HP)
0.15	2.26	$2.8 \times 10^5$	0.00017	0.0162	233.3	0.26	0.98	3.25	5.23	3.67
0.2	1.27	$2.1 \times 10^5$	0.00013	0.0165	175	0.08	0.23	0.86	2.09	1.47
0.25	0.81	$1.7 \times 10^5$	0.0001	0.0168	140	0.03	0.07	0.27	1.34	0.94

Resulta evidente que un aumento del diámetro de 6" a 8" - reduce a menos de la mitad la potencia de bombeo requerida. Para el siguiente diámetro comercial la reducción de potencia es menor, implicando en cambio un mayor costo - en tubería y accesorios. Se recomienda entonces usar tubería de asbesto-cemento A-3 de 6" con una bomba de 2 HP.

## IV.3 DEPOSITOS.

Existen recomendaciones fundamentales para la determinación de la capacidad de los depósitos. Sobre todo en lo referente al depósito de descarga para el canal, quetendrá también la función de cárcamo de bombeo. Su diseño afecta de manera directa el comportamiento de la bomba. En el depósito de alimentación se debe cuidar la entrada al canal. Esta debe ser gradual, de preferencia redondeada y rugosa para reducir la zona transitoria, es -decir, el tramo necesario para el establecimiento del --flujo uniforme.

Por otra parte, sería deseable que ambos depósitos -tuvieran una área en planta igual. Con esto se manten---dría un desnivel constante entre sus superficies libres -independientemente del gasto manejado. Entonces podría -analizarse el efecto de sus niveles en el funcionamiento del canal.

La capacidad útil del cárcamo de bombeo debe ser --igual al gasto descargado en 3 min.\* Considerando 40 --Lps, se obtiene un volumen de 7.2 m<sup>3</sup>.

La profundidad útil en el cárcamo de bombeo debe --ser igual o mayor a los siguientes valores\*\*,

$$\frac{v^2}{2g} + 0.2 = 0.28 \text{ m}$$

$$2.5 D + 0.1 = 0.6 \text{ m}$$

(\*) Arzavedo-Alvarez, 1975. Manual de Hidráulica. Cap. 18, Pág. 250.  
 (\*\*\*) Idem. Cap. 18, Pág. 250.

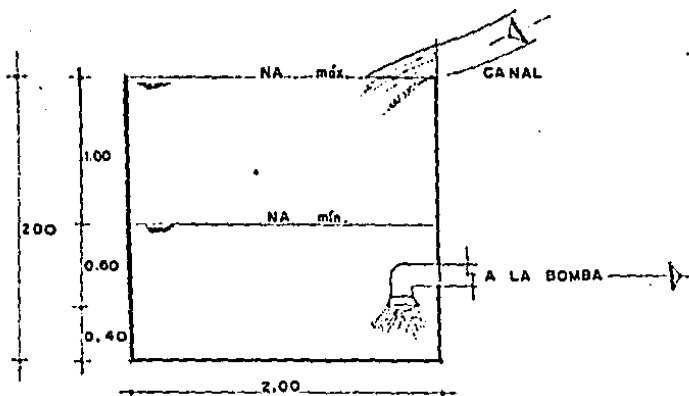
Es posible estimar un volumen mínimo necesario por encima de la profundidad útil. Suponiendo que se han instalado una compuerta en el depósito de alimentación y un vertedor en el canal, la altura en el depósito sería de 0.5 m. y el tirante medio en el canal sería de 0.3 m, en 20 m. y de 0.15 m. en 10 m. de longitud. Además, si el área en planta de los depósitos se toma igual a  $4 \text{ m}^2$ , el volumen mínimo necesario estará dado por el líquido en el canal más el líquido en el depósito de alimentación. De este modo,

$$\begin{aligned} \text{VOL canal} &= 0.2 \times 0.3 \times 20 + 0.2 \times 0.15 \times 10 = 1.5 \text{ m}^3 \\ \text{VOL dep.} &= 4 \times 0.5 = 2 \text{ m}^3 \\ \text{VOL nec.} &= 3.5 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Con este volumen se alcanza la estabilidad del sistema, ya que el gasto en el canal se hace igual al gasto bombeado por la tubería. También se logra que los niveles en los depósitos sean constantes, porque el gasto que descarga es igual al gasto que admiten.

Para el área de  $4 \text{ m}^2$ , el volumen anterior corresponde a una altura de 0.875 m. A este valor se debe añadir la profundidad útil de 0.6 m. y una altura adicional de 0.4 m. sobre el fondo del cárcamo. Esto conduce a un total de 1.875 m. que muy bien se puede redondear a 2 m. Con ello se tiene un volumen total del cárcamo de  $8 \text{ m}^3$ .

A continuación se presenta un esquema de lo anterior.



CARCAMO DE BOMBEO

Fig. 19

El depósito de alimentación del canal debe tener una área en planta de  $4 \text{ m}^2$  y proporcionar una carga de  $0.5 \text{ m}$  sobre la plantilla del canal. Esto se muestra en la siguiente figura.

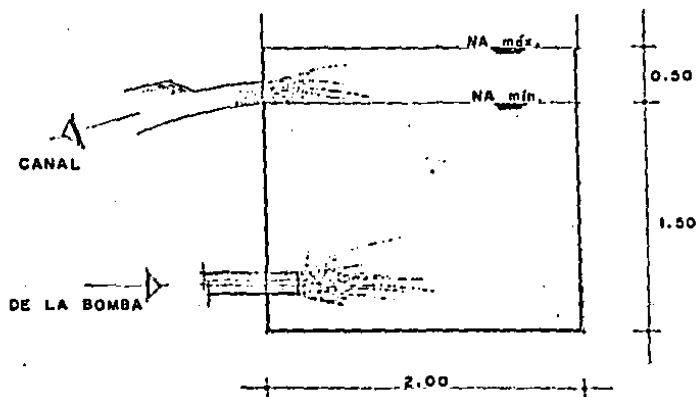


Fig. 20



C A P I T U L O V

DISEÑO DEL SISTEMA

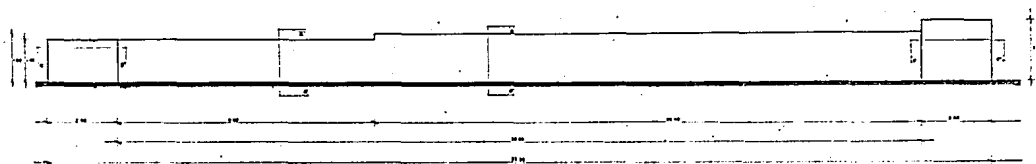
## V. DISEÑO DEL SISTEMA.

En este capítulo se detallará en lo posible el sistema objetivo del presente trabajo, proporcionando dimensiones y características de los diferentes elementos que lo forman. También se aprovechará para dar algunas recomendaciones generales de construcción, de operación, --- etc. que de cumplirse permitirán optimizar el funcionamiento del sistema.

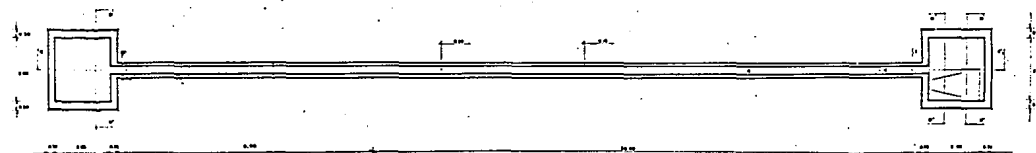
La ubicación definitiva será la indicada en el capítulo anterior. Esto es, al suroeste de la Escuela de Ingeniería Civil, al sur del laboratorio del CIDI (Centro de Investigación y Desarrollo Industrial). Los planos 1- y 2, que son una planta general de C.U. y el resultado de un levantamiento topográfico, respectivamente, detallan la localización. De la superficie disponible, ----  $3m \times 36m = 108 m^2$ , el área construída será de  $2.6m \times 35.2m = 91.52 m^2$ , teniéndose con ello un aprovechamiento máximo.

Por otra parte, como se observa en el plano 2, el terreno es prácticamente plano y se encuentra libre de árboles y arbustos. Esto minimiza la limpieza y la nivelación necesarias para el trazo de la obra.

El orden a seguir en adelante coincide con el del capítulo anterior. Primeramente se tratará lo referente al canal, para luego continuar con el sistema de bombeo y finalmente detallar los depósitos, tanto el de descarga como el de alimentación.



VISTA LATERAL .....



PLANTA .....

	UNIVERSIDAD DE LA HABANA
	FACULTAD DE INGENIERÍA
	LABORATORIO DE MECÁNICA EXPERIMENTAL
	OFICINA DE DISEÑO MECÁNICO
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	

Una vista en planta y un alzado lateral del conjunto se muestran a escala en el plano 3 adjunto a este trabajo. Ahí aparecen además algunos cortes que se incluyen más adelante en planos posteriores. Por simplicidad y mayor claridad no se indican la tubería y la bomba que permitirán reciclar el agua.

## V.1 CANAL

El canal tendrá una longitud de 30 m. y sección --- transversal rectangular, con un ancho de plantilla de 20 cm. La altura será variable para permitir la sobreelevación del tirante si se emplean vertedores o compuertas.- La pendiente será igual a 0.01, esto es, desciendo 30 cm en los 30 m de longitud total.

Para permitir una observación clara del flujo el canal debe quedar al nivel de la vista de un observador común. Esto se logra con una altura que no exceda de 1.6 m sobre el nivel del terreno. De modo que las paredes del canal serán muros de ladrillo de lama para resistir eventuales cargas laterales accidentales y cambios de temperatura, pues las fuerzas verticales serán pequeñas en -- magnitud. Muros de coga de 15 cm de espesor proporcionarán la estabilidad necesaria. Ambos descansarán sobre un relleno de piedra de 60 cm de espesor y altura variable. Se reforzarán con una dala de desplante y otra de coronación, con castillos separados 1.8 m centro a centro.

El lecho del canal estará formado por una pequeña -- losa de concreto de un espesor mínimo, 8 cm, empotrada -- en los muros de coga y reforzada solo por temperatura. -- Debe tener una inclinación respecto de la horizontal --- igual a la pendiente de diseño hidráulico del canal, o -- sea, 1%. Para facilitar su colado se sugiere rellenar -- con material el espacio libre entre los muros. El refuerzo longitudinal mínimo\* es de 0.5% del área de la sec---ción transversal "A", de modo que,

(\*) Linsley-Franzini. 1980. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Secc. 10-13, Pág. 335. México. CECSA.

$$As > 0.005 (8 \times 50) = 2 \text{ cm}^2$$

Se propone 4 varas. del #3, con  $As = 2.85 \text{ cm}^2$  y separadas 15 cm. El refuerzo transversal mínimo<sup>a</sup> es de 0.2%. Esto se cumple empleando varas. del mismo número pero separadas 30 cm.

Una secc. transversal del canal aguas abajo del vertedor (corte A-A), otra aguas arriba del mismo (corte -- B-B) y una vista lateral del refuerzo en uno de los muros se ilustran en el plano 4.

Se recomienda supervisar especialmente el revestimiento del canal para lograr una sección transversal de precisión constante en toda su longitud y garantizar el paralelismo de sus paredes. Ese revestimiento debe ser de mortero de cemento y quedar perfectamente pulido para mantener un coeficiente de aspereza de Manning bajo.

Para lograr un flujo suave y uniforme a la entrada del canal se sugiere emplear curvas de gran radio al conectarlo con el depósito de alimentación. Esto no será necesario al final, en el depósito de descarga, para permitir la formación de una caída hidráulica.

La zona transitoria es el tramo de canal requerido para el establecimiento del flujo uniforme. La longitud de esta zona excede siempre a la longitud de desarrollo de la capa límite turbulenta que implica ya una distribución de velocidades estable en la dirección del flujo.

(<sup>a</sup>) Linsley-Franzini. 1980. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Secc. 10-13. Pág. 335. México. CECSA.

Para reducir la longitud de desarrollo de esa capa límite turbulenta se recomienda aumentar la rugosidad a la entrada\*. Por todo lo anterior, se sugiere emplear pequeños pedazos de grava incrustados en las paredes y el fondo del canal en un tramo de 50 cm, aguas abajo, a partir de la entrada. O bien, en su defecto, no pulir en un tramo de 1 m.

Durante el levantamiento de los muros después de colada la losa del fondo, se deben dejar orificios de 5 mm de diámetro, horizontales y perpendiculares al eje del canal a través de las paredes, espaciados 1 m centro a centro y desfasados 0.5 m en una margen respecto de la otra. Estos permitirán instalar posteriormente los calibres de profundidad en el lado exterior de los muros. En tonces será posible el análisis cuantitativo para diferentes caudales con diversos tirantes, dentro del rango delimitado en el capítulo IV.

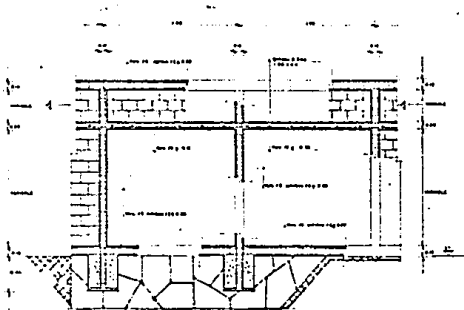
A una distancia de 20 m aguas abajo de la entrada al canal, se dejará una acanaladura a los lados y en el fondo para posibilitar la instalación de placas para vertedores y compuertas. Se sugiere emplear hule, cloruro de polivinilo o corcho impregnado, para garantizar un cierre hermético. Además, 5 cm aguas abajo de la acanaladura y 15 cm por encima del fondo, se dejarán orificios de 5 mm a través de ambas paredes para una adecuada ventilación al emplear vertedores.

Para la instalación de compuertas en el depósito de

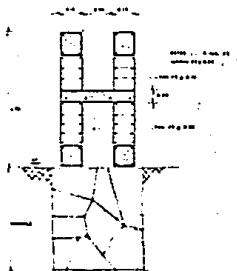
(\*) Chow, Ven To. 1982. Hidráulica de los Canales Abiertos. Cap. 8. Pág. 189. México. Edit. Diana.

alimentación al canal, se puede empotrar en sus muros án  
gulos de 4 in x 3 in x 1/4 in que sirvan de guía a las -  
placas.

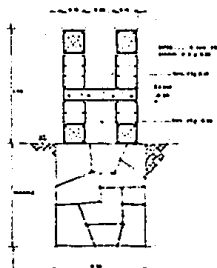




VISTA LATERAL (DEL CANAL)



CORTE BB' DETALLE



CORTE AA' DETALLE



### V.1.1 VERTEDORES\* Y COMPUERTAS.

Para un funcionamiento adecuado de los vertedores, el canal de llegada debe ser de secc. uniforme y paredes lisas. Esto tiene que vigilarse rigurosamente: el paralelismo de las paredes y su terminado liso. La longitud -- "l" de este canal de llegada no puede ser menor que,

$$20h = 20(0.081 \text{ m}) \text{ (ver secc.IV.1.1)}$$

ni que,

$$10b = 10(0.2 \text{ m}) \text{ (ver secc.IV.1.1)}$$

En este caso, se dispone de 19 m descontando el tramo rugoso de la entrada, con lo que se satisfacen ampliamente ambas restricciones.

La cresta de los vertedoras debe ser de bronce o de acero inoxidable, en bisel y perfectamente horizontal en los rectangulares.

Tanto en vertedores como en compuertas, su plano va cortar normalmente al flujo y la cara aguas arriba debe ser vertical, plana y lisa.

Conviene insistir aquí en la correcta ventilación de los vertedores, tal como se especificó en el inciso anterior para lograr un buen funcionamiento. De hecho, ésta evita que la lámina vertiente se pegue a la placa del vertedor que no tiene contracciones laterales.

Se recomienda usar placa de 3/8 in, para vertedores y compuertas de modo que sean intercambiables y que no -

(\*) HSTOIX, Claudio. 1982. Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidráulicas. Cap. 14. México. Harla.  
Sotelo Avila, Gilberto. 1977. Hidráulica General. Vol. 1. Fundamentos. Cap. 7. México. Limusa.

se deformen excesivamente por la acción de la corriente. En las compuertas es deseable también un terminado en bi sel en el borde en contacto con la lámina de líquido.

## V.2 SISTEMA DE BOMBEO.

Este sistema está compuesto básicamente por tres -- elementos; a saber: Tubería de succión, bomba y tubería de descarga. Su función es única pero por demás importante, debe recircular el agua del depósito de descarga al depósito de alimentación del canal. Así se logra un sistema independiente y capaz de mantener un gasto constante fluyendo por el tiempo que sea necesario.

Además de lo anterior, es posible que en un futuro próximo pueda tener otros usos. Mediante la adaptación -- de dispositivos sencillos como manómetros, etc., permitirá la realización de prácticas complementarias de flujo en conductos a presión.

Debido a su longitud total reducida, las pérdidas -- de carga más importantes se deben a los accesorios. Por este motivo es deseable que su número se reduzca al mínimo necesario. Un codo demás significa una disminución -- del gasto máximo que es posible bombear, y con ello, tirantes menores en el canal.

La velocidad del agua en la tubería es otro factor -- que se debe controlar. Por un lado, las pérdidas de carga son directamente proporcionales al cuadrado de su valor (ver secc. IV.2). Velocidades altas requieren a final de cuentas, potencias mayores. Por otro lado, una velocidad de succión alta puede introducir aire a la tubería y ocasionar problemas de funcionamiento en la bomba. Esto debido a que se consideró un nivel de agua mínimo, -- muy próximo a la toma, con el fin de reducir la altura --

total del depósito de descarga del canal, que también -- cumple la función de cárcamo de bombeo. Por último, pero tal vez más importante, una velocidad de descarga elevada generará gran turbulencia en el depósito de alimentación del canal. Este fenómeno es indeseable, ya que todas esas perturbaciones viajarían corriente abajo por el canal mismo.

Cualquier medida para eliminarlas implica un costo mayor. A raíz de lo anterior, se trató de igualar aproximadamente la velocidad en la tubería con la velocidad en el canal.

A continuación se tratan por separado los tres componentes básicos de la línea de bombeo y se dan también algunas recomendaciones generales que contribuirán a lograr un buen funcionamiento.

### V.2.1 TUBERIA DE SUCCION.

En el capítulo anterior, secc. IV.2, se determinó - un diámetro de 8 in para la tubería, tanto de succión como de descarga. Algunos autores<sup>a</sup> recomiendan que se utilice un diámetro comercial inmediatamente superior al de la tubería de descarga. En este caso, debido a que el diseño se hizo para el gasto máximo y a que no se presentan velocidades altas, se puede emplear el mismo. Por lo tanto, la tubería de succión será de asbesto-cemento, tipo A-3 y de 8 in de diámetro. La clasificación de la tubería va de acuerdo a la máxima presión de trabajo recomendable, en este caso de 3 kg/cm<sup>2</sup>, equivalentes a una carga de 30 m. La carga a vencer es de 2.09 m, según la tabla de la pág. 48, con lo que se tiene un margen bastante amplio.

La longitud de esta tubería debe ser lo menor posible para que no se presenten problemas de cavitación en la bomba por presiones negativas. Su peso tiene que soportarse adecuadamente para no sobreesforzarla y que no ejerza tensión sobre la carcasa de la bomba.

Con el fin de evitar la formación de bolsas de aire se sugiere lo siguiente<sup>\*\*</sup>:

- 1) Usar dispositivos de reducción excéntricos.
- 2) Colocar la tubería de succión de modo que su eje as-  
cienda en la dirección del flujo.

<sup>(a)</sup> Acevedo-Alvarez. 1975. Manual de Hidráulica. Cap. 18, Secc. 18.14  
pág. 251. México. Harla.

<sup>(\*\*)</sup> Idem. Cap. 18, Secc. 18.21.6. pág. 255.

- 3) Sellar perfectamente todas las uniones.
- 4) Instalar la válvula de compuerta con el vástago en posición horizontal o vertical hacia abajo.
- 5) Probar la tubería, luego de su instalación, con agua a presión y sellar cualquier fuga.

Para evitar la entrada de aire a la tubería de succión se debe<sup>2</sup>:

- 1) Construir un cárcamo de bombeo adecuado.
- 2) Instalar la entrada a la tubería por debajo del nivel de agua mínimo en el cárcamo y a una profundidad suficiente.

El primer punto se trata de manera más detallada en un apartado posterior. El segundo se consideró ya en la secc. IV.3 del capítulo anterior. Así, la entrada a la tubería de succión quedará 60 cm. debajo del N<sub>A</sub>min, esto es, 40 cm arriba del fondo del cárcamo que en ningún momento podrá tener menos de 4 m<sup>3</sup> de H<sub>2</sub>O. O sea, la altura del líquido a partir del fondo siempre será mayor o igual a 1 m.

Finalmente, debe impedirse la entrada de impurezas o de sólidos a la tubería, ya que podrían dañar la bomba. Para ello, se instalará una pichancho de preferencia provista también con una válvula de pie. Adicionalmente con vendría instalar tela metálica en el cárcamo para mayor seguridad, previniendo también el arrastre de burbujas de aire a la tubería por descargas encima del N<sub>A</sub>min.

(\*) Azavedo-Alvarez. 1975. Manual de Hidráulica Cap. 18, Secc. ---- 18.21.6, Pág. 266. México. Harla.

## V.2.2 BOMBA.

Con el término que da título a esta sección, se designa al conjunto elevador, es decir, al motor y al impulsor que deberán vencer, en este caso, una carga de -- 2.09 m. según la tabla de la pág. 48. La potencia necesaria de la bomba resultó igual a 1.47 HP. Se recomienda que la potencia instalada sea mayor que el caballaje anterior. Proporcionando este margen se propone una bomba de 2 HP, centrífuga, de una etapa, para baja presión. -- Quedará instalada bajo carga, es decir, "ahogada".

Debe estar cubierta por una caseta especial, libre de humedad, bien ventilada y de fácil acceso. Todo ello para protegerla de la intemperie y permitir inspecciones o reparaciones.

La base del conjunto moto-bomba tendría las siguientes dimensiones\* en planta, 0.85 m x 0.35 m. Será construida de mampostería de igual profundidad al relleno de los muros del canal, para eliminar vibraciones, pero independiente de este, para no transmitir las eventualmente. Además, este bloque de cimentación debe exceder\*\* en 10 cm a la base de fierro que sostiene al conjunto moto-bomba. También debe contar con, por lo menos\*\*, 4 perforaciones de 7 a 8 mm de diámetro y 15 cm de profundidad para anclaje.

Una vez instalado se debe verificar a conciencia la alineación

(\*) Azevedo-Alvarez. 1975. Manual de Hidráulica. Cap. 18. Secc.18.10  
Pág. 249. México, Harla.

(\*\*) Idem. Cap. 18. Secc. 18.21.3, Pág. 264.



del conjunto, ya que la unión elástica no debe compensar la pues sólo sirve en cambios de temperatura y al arrancar o parar el motor.

La bomba será accionada por un motor eléctrico de inducción, tipo jaula de ardilla, conectado con interruptor a la línea de energía.

A la salida de la bomba se debe instalar una válvula de purga para cebarla automáticamente. También conviene emplear un flotador que accione el interruptor si el nivel del agua desciende más abajo del mínimo establecido.

Finalmente, es recomendable\* cerrar la válvula de la tubería de descarga al arrancar la bomba. La razón es que un aumento de la carga total implica una reducción del gasto y una disminución de la potencia consumida.

(\*) Acevedo-Alvarez. 1975. Manual de Hidráulica. Cap. 18. Secc.18.7. Pág. 246. México. Harla.

### V.2.3 TUBERIA DE DESCARGA.

Tal como se determinó en el capítulo IV, en su sección IV.2, el diámetro de esta línea será de 8 in. La tubería será de asbesto-cemento, tipo A-3 y con accesorios de fierro fundido.

Su longitud debe ser tal que minimice el tramo necesario de succión. Su peso no puede transmitirse en ninguna forma a la bomba, por lo que tiene que soportarse entoda su longitud. Esto se logrará con bases de ladrillo, en donde descansarán los tubos. No se debe restringir el desplazamiento por cambios de temperatura (dilatación, -contracción), para no sobreesforzar la tubería. Además, -las bases se aislarán de los muros del canal y de los de pósitos para no transmitirles posibles vibraciones.

Como ya se comentó con anterioridad, se reducirá al mínimo el número de piezas especiales para no aumentar -excesivamente la carga a vencer. En caso de cambios de -dirección deben preferirse curvas de gran radio.

Se recomienda inspeccionar minuciosamente todos los tramos de tubería antes de instalarlos, verificando que se encuentren limpios y libres de cualquier obstrucción -en su interior. Posteriormente, esto será garantía de un buen funcionamiento.

También es deseable probar toda la línea de descarga después de su instalación. Esta prueba permitirá detectar eventuales fugas que implicarán pérdida gradual -de líquido. Se usará agua a presión, de preferencia una-

presión similar a la del trabajo de la tubería, y se debe sellar completamente cualquier fuga observada.

### V.3 DEPOSITOS.

El sistema propuesto en el presente trabajo, cuenta con dos depósitos ya tratados con anterioridad. Uno de ellos es colector del agua descargada por el canal y a la vez sirve de cárcamo de bombeo. El otro, sirve para alimentar al canal y recibir la descarga de la tubería. Con el fin de que para un gasto dado se mantengan niveles constantes en ambos, se decidió dotarlos de la misma área plana, 4 m<sup>2</sup>. Pero debido a sus funciones diferentes no tendrán la misma altura. De hecho, el depósito de descarga del canal contará con un mayor volumen.

Ambos se construirán con muros de tipo tezon, con un espesor de 30 cm, de ladrillo de lama, para resistir los empujes estático y dinámico del agua. Estos muros descansarán sobre una losa de concreto de 15 cm de espesor, con un recubrimiento de 7.5 cm<sup>a</sup>.

El concreto debe reunir las siguientes características<sup>\*\*\*</sup>:

- 1) Una f'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>, mínima a los 28 días. La mezcla debe estar bien graduada, ser de alta densidad y tener máxima trabajabilidad.
- 2) El curado debe ser húmedo por 7 días. Después pueden usarse compuestos que formen membrana impermeable.
- 3) El refuerzo mínimo es de 0.2% del área bruta.

0.002 A = 0.002 (15x260)    A<sub>s min</sub> = 7.8 cm<sup>2</sup>  
se colocarán 17 vars. #3, con A<sub>s</sub> = 12.11 cm<sup>2</sup> a la se-

(\*) Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado. ACI--318-63. IMCYC. CI, Secc. 7.7.1. Ed. 119. México. 1983.

(\*\*) Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras. C.2.5. Tanques y Depósitos. CFI. 11E. CI, seccs. 5.2.3.3, 5.2.3.4, 5.2.3.6.- México. 1980.                    CII, secc. 5.2.3.3, 5.2.3.5.

paración máxima permisible de 15 cm y 6 cm, por debajo de la superficie. El armado se hará en ambas direcciones.

- 4) La relación agua-cemento en peso será de 0.45, con un agregado máximo de 2 cm y un revenimiento comprendido entre 2.5 cm y 10 cm.
- 5) En cualquier junta se debe usar sellador y tapajuntas de hule o cloruro de polivinilo.

A continuación se procederá a detallar en cada uno de los depósitos las características que no les son comunes. Se presentarán también los planos correspondientes a los cortes señalados en el plano 3.

### V.3.1 DEPOSITO DE DESCARGA.

La designación de esta sección se hace tomando como referencia el flujo en el canal. Pero de hecho, sólo --- atiende a una de las dos importantes funciones de este - componente del sistema. Hay que recordar también su obje- tivo de alimentar la tubería de succión, permitiendo la- recirculación del líquido elemento para no demandar las- redes de C.U.

Tendrá una altura interior útil de 2.3 m, e inclu-- yendo el espesor de la losa del fondo, una altura total- de 2.45 m. Quedará parcialmente enterrado para poder man- tener el canal al nivel de la vista de un observador co- mún. Su borde superior coincidirá con los muros del ca- nal en su último tramo. Así, sobre el nivel del terreno- se elevará a 1.4 m.

Debe contar con calibres de profundidad visibles en el exterior, por lo que se sugiere dejar orificios de 5- mm de diámetro, a través de los muros, al centro de las- 3 caras del depósito y 5 cm por encima del nivel del te- rreno. En ellos se instalarán escalas indicadoras del ni- vel del agua en el interior.

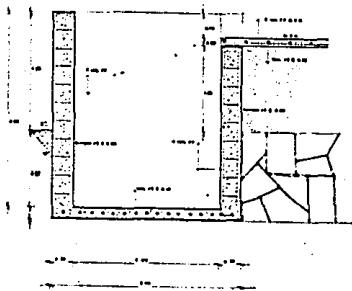
Conviene también dotarlo con un flotador que accio- na el interruptor de la bomba cuando el nivel descienda- más allá del mínimo especificado. Con ello se protege a- la bomba de la entrada de aire.

La entrada de la tubería de succión debe alejarse - de la descarga del canal que podría arrastrar burbujas - de aire al conducto y reducir su eficiencia o hasta impe-

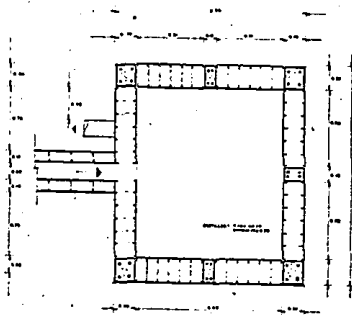
dir su funcionamiento. Esta entrada se colocará a 40 cm del fondo y a 40 cm de la pared opuesta a la descarga -- del canal.

Se recomienda también, dadas las dimensiones reducidas del cárcamo, instalar una pantalla entre la toma de la tubería de succión y la descarga del canal. Esta pantalla estará formada por un muro de lama de 7.5 cm de espesor, levantado desde el fondo hasta el  $H_{a_{min}}$ , o sea de 1 m de altura y 2 m de longitud. Adicionalmente, podría usarse tela metálica dispuesta horizontalmente, que además cumpliría la función de impedir el paso de impurezas y sólidos.

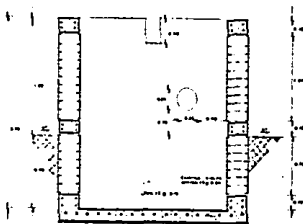
En el plano 5 incluido a continuación, se muestran las dimensiones y características de este depósito.



CORTE EE' ..... 1:100



CORTE CC' ..... 1:100



CORTE DD' ..... 1:100





### V.3.2. DEPOSITO DE ALIMENTACION.

Este depósito servirá para alimentar al canal y --- ello es la razón de sus características especiales. Tiene que proporcionar un flujo suave, uniforme y sin efectos de entrada con dimensiones mínimas. Podría hablarse inclusive, de un tanque de remanso. Esto es importante - lograrlo, ya que como se comentó anteriormente, cualquier perturbación o turbulencia será arrastrada por el flujo en el canal. El obstáculo a vencer es entonces, la amortización completa de la energía cinética presente en el chorro descargado por la tubería. La solución que se encontró consiste básicamente en un tanque disipador que aumenta gradualmente de sección transversal auxiliado -- por varias telas metálicas colocadas horizontalmente sobre él. Las paredes de dicho tanque deben ser rugosas, - lo que se puede lograr incrustándoles pequeños pedazos - de grava.

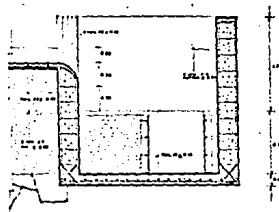
La altura útil del depósito, medida a partir del -- tanque disipador, será de 1.2 m. De ellos sólo la mitad, 0.6 m, serán carga disponible para producir flujo, debido a que la plantilla del canal se halla 60 cm debajo -- del borde superior del depósito. De acuerdo a lo calculado en el capítulo anterior, esto es más que suficiente. - La altura total será de 2 m, a partir del nivel del terreno.

Debe contar con calibres de profundidad visibles exteriormente y que indiquen, sobre todo, la carga disponible por encima de la plantilla del canal. Para ello conviene dejar durante la construcción de los muros, orificios horizontales de 5 mm de diámetro, al menos uno en -

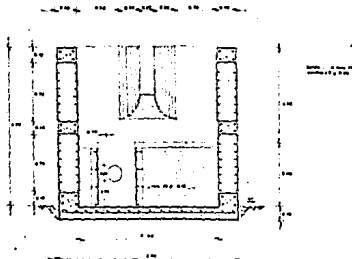
cada pared. Una vez terminados los muros se adosarán escalas verticales a los orificios, de un material transparente, para lograr el objetivo.

Otro detalle importante se encuentra en la conexión depósito-canal. Se sugiere construir una boca acampanada con curvas de gran radio. De hecho, se considera el máximo posible, esto es, el espesor de los muros igual a 30-cm. Se recomienda un terminado liso con mortero de cemento perfectamente pulido para reducir en lo posible la pérdida de carga por entrada.

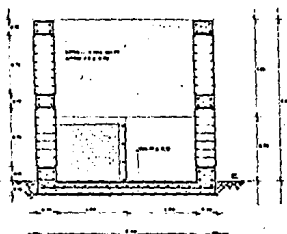
En el siguiente plano, número 6, se ilustra lo expuesto arriba.



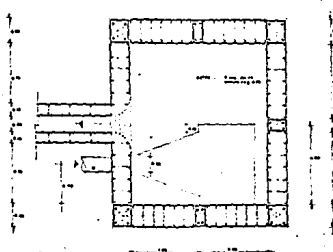
CORTE II



CORTE GG'



CORTE HH''



CORTE FF''

CAPITULO VI  
CONCLUSIONES

## VI. CONCLUSIONES.

El presente trabajo es sólo uno de los varios que se necesitan realizar para implementar completamente un verdadero laboratorio de hidrodinámica. Aún más, es simplemente una guía general para la construcción del sistema tratado. También, es una primera experiencia de diseño en esta área importante de la hidráulica: la experimentación. Pero los detalles que surjan en la puesta a punto serán de interés para alumnos de topografía, de construcción y hasta de obras hidráulicas. Inclusive, se puede involucrar a otras carreras como Ingeniería Mecánica, Ingeniería Eléctrica, etc. En resumen, se tendrá un beneficio muy amplio para el estudiantado en general.

Concretándose a las materias de Hidráulica I e Hidráulica II, se podrán efectuar las siguientes prácticas: flujo sobre compuertas, flujo sobre vertedores, mediciones de velocidad con el tubo de Pitot, salto hidráulico, flujo uniforme, flujo gradualmente variado, flujo en transiciones, mediciones de gasto en el canal de venturi, estudio de la caída hidráulica, empuje sobre cuerpos sumergidos, estabilidad de cuerpos flotantes, etc., y sólo por mencionar algunas de las posibilidades.

Por todo lo arriba expuesto, es deseable que éste proyecto se vuelva realidad a la brevedad posible. Cuando menos, redundará en una mejor preparación académica del alumnado en el área de hidráulica, prioritaria para el desarrollo del país. Un país que tiene la necesidad de aprovechar al máximo sus recursos hidráulicos para subsanar deficiencias en regiones densamente pobladas, -

para aumentar su producción agrícola y ganadera, para satisfacer la creciente demanda de energía, etc.

En fin, esta idea brevemente tratada en este trabajo, debe tomarse como un punto de partida, una trayectoria que se ramifique y conduzca a otros proyectos complementarios y mejores.

BIBLIOGRAFIA

## B I B L I O G R A F I A

1. Chow, Ven Te. 1982. HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS. México. Edit. Diana.
2. Sotelo Avila, Gilberto. APUNTES DE HIDRAULICA II, Facultad de Ingeniería. UNAM.
3. Azevedo-Alvarez. 1975. MANUAL DE HIDRAULICA. México.- Harla.
4. Sotelo Avila, Gilberto. 1977. HIDRAULICA GENERAL. Vol. 1. Fundamentos. México. Limusa.
5. Linsley-Franzini. 1980. INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS. México. CECSA.
6. Meteix, Claudio. 1982. MECANICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRAULICAS. México. Harla.
7. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Estructuras. C.2.5 Tanques y Depósitos. CFE. 11E. México. 1980.
8. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO. ACI 318-83. IMCYC. México. 1983.