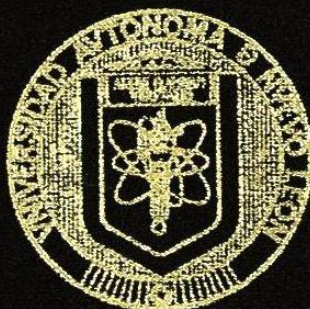


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



ESTUDIO DEL SALTO HIDRAULICO
COMO UNIDAD DE MEZCLA RAPIDA

T E S I S

EN OPCION AL GRADO DE MAESTRO
EN CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN
INGENIERIA AMBIENTAL;

PRESENTA
ING. JIMMY LUIS LOAZA NAVIA

MONTERREY, N. L.

MARZO DE 1987

TM

Z6834

.C5

FIC

1987

L6



1020072412

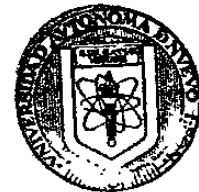


**DIRECCION GENERAL DE
ESTUDIOS DE POSTGRADO**

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



DIRECCION GENERAL DE
ESTUDIOS DE POSTGRADO

ESTUDIO DEL SALTO HIDRAULICO
COMO UNIDAD DE MEZCLA RAPIDA

T E S I S

EN OPCION AL GRADO DE MAESTRO
EN CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN
INGENIERIA AMBIENTAL

PRESENTA

ING. JIMMY LUIS LOAIZA NAVIA

MONTERREY, N. L.

MARZO DE 1987.

TM
Z6834
CS
FIC
1987
L6



153303

Agradecimiento:

- Al Gobierno de México, a través de la Dirección General de Asuntos Culturales de la Secretaría de Relaciones Exteriores; por haberme concedido una Beca del programa " Convenios Culturales ", que me permitió venir a la República Mexicana y cursar la Maestría en Ingeniería Ambiental.
- A la Universidad Autónoma de Nuevo León, por concederme una Beca Especial de Colegiatura, que durante toda la maestría, hizo posible la realización de mis estudios hasta culminar con el presente trabajo.
- A la Facultad de Ingeniería Civil, en la persona de su Director, - Ing. David Fernández Camargo, por el constante apoyo durante la car^{rr}era y especialmente en el presente trabajo.
- A la División de Estudios de Postgrado de la Fac. de Ing. Civil, - en la persona del Ing. Anastacio Vázquez Vázquez, por la colaboración recibida desde el inicio de mis estudios y en todas las instaⁿcias de los mismos.
- Al Ing. Oziel Chapa Martínez, catedrático de la maestría y asesor del presente trabajo, por su decidido apoyo desde la construcción del canal a escala y durante la realización del mismo.
- Al Dr. Alejandro Ramírez Alcázar, catedrático de la maestría, por los consejos recibidos y la cooperación en las pruebas de laboratorio.
- A todos y cada uno de los catedráticos de las Maestrías en Ing. -- Ambiental e Ing. en Salud Pública, por los conocimientos que me -- transmitieron durante el tiempo que duró la carrera.
- A los compañeros de la maestría, por la ayuda y amistad que me -- brindaron siempre.
- A todas las personas de la Facultad de Ingeniería Civil y del Ins^{tituto} de Ing. Civil, que colaboraron en la realización del presente trabajo.

Dedicatoria:

- *A mi país, Bolivia, con mucho cariño y nostalgia de estar lejos de la tierra que me vió nacer.*
- *A mis padres: Drs. Alberto Loaiza Beltrán y Nilda Navía de Loaiza por todo lo que me dieron y apoyaron moralmente durante la carrera y en toda mi vida.*
- *A mis hermanos Tommy y María Esther, con gran amor filial que nos une.*
- *A mi tío Tomás Navía Rivero, M.P.H., M.Sc.Eng., Ingeniero Sanitario, por haber contribuido en gran medida a mi formación profesional desde la licenciatura y en todas las instancias de mi estadía en la República Mexicana.*
- *A mis sobrinos Walter y Andrés, como ejemplo de superación personal.*
- *A la Familia Hipólito López, en especial a Ramiro a quienes los considero como de mi familia.*
- *A la Familia del Ing. Netzahualcóyotl Araujo y los suegros, por la amistad y apoyo recibidos.*

CONTENIDO

	RESUMEN	3
I	INTRODUCCION	4
I.1	Consideraciones Generales	5
I.1.1	Procesos de tratamiento del agua	6
I.1.2	Procesos de coagulación y floculación	7
I.1.3	Proceso de sedimentación	8
I.1.4	Proceso de filtración	8
I.1.5	El salto hidráulico como mezclador rápido	10
I.2	Importancia del Problema	11
I.3	Objetivos	13
I.4	Limitaciones del Estudio	14
II	MARCO TEORICO	17
II.1	Hidráulica del Proceso	21
II.1.1	Energía específica	21
II.1.2	Momentum en escurrimiento	27
II.1.3	Fuerza específica	29
II.1.4	Tipos de salto	29
II.1.5	Características del salto hidráulico	37
II.2	Cinética de la Coagulación	47
II.2.1	Fases de la coagulación	49
II.2.2	Dispersión de los coagulantes	52
II.2.3	Potencia consumida y gradiente de velocidad	55
III	METODOS DE LABORATORIO	
III.1	Descripción del Modelo	60
III.2	Situaciones Especiales del Salto	63
III.2.1	Análisis del salto ahogado	63
III.2.2	Abálisis del salto corrido	66
III.3	Vertedor de Pared Delgada	67
III.3.1	V.P.D. $Q = 2.68$ l/s	71
III.3.2	V.P.D. $Q = 1.83$ l/s	73
III.3.3	V.P.D. $Q = 0.87$ l/s	75
III.3.4	V.P.D. salto ahogado	77
III.3.5	V.P.D. salto corrido	79
III.4	Vertedro de Pared Gruesa	81
III.4.1	V.P.G.; $Q = 2.69$ l/s	83
III.4.2	V.P.G.; $Q = 1.45$ l/s	85
III.4.3	V.P.G.; $Q = 0.95$ l/s	87
III.4.4	V.P.G.; salto ahogado	89
III.4.5	V.P.G.; salto corrido	91
III.5	Vertedro de Cimacio	93
III.5.1	V.C.; $Q = 2.70$ l/s	95
III.5.2	V.C.; $Q = 1.83$ l/s	97
III.5.3	V.C.; $Q = 0.80$ l/s	99
III.5.4	V.C.; salto ahogado	101

III.5.5	V.C.; salto corrido	103
III.6	Compuerta Vertical	105
III.6.1	C.V.; $Q = 1.80$ l/s	107
III.6.2	C.V.; $Q = 1.69$ l/s	109
III.6.3	C.V.; $Q = 1.54$ l/s	111
III.6.4	C.V.; salto ahogado	113
III.6.5	C.V.; salto corrido	115
III.7	Análisis de los Resultados	117
IV	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
IV.1	Pérdida de Carga	123
IV.2	Eficiencia Relativa del Salto Hidráulico	124
IV.3	Ahogamiento del Salto	125
IV.4	Corrimiento del Salto	126
IV.5	Evaluación de la Mezcla	126
IV.6	Efecto del Punto de Adición del Trazador	127
	REFERENCIAS	131

R_E_S_U_M_E_N

No es nada fácil precisar la importancia que el agua ha tenido para el hombre en su ardua marcha ascendente hacia la civilización. Está fuera de duda, sin embargo, que sin agua no existiría ni rastro de vida sobre la tierra y que, cuando no se dispone con facilidad de agua en cantidad suficiente y calidad adecuada libre de patógenos, el progreso de la humanidad se ve considerablemente obstaculizado.

El presente trabajo de Tesis titulado " ESTUDIO DEL SALTO HIDRAULICO COMO UNIDAD DE MEZCLA RAPIDA"; está enfocado dentro de la corriente de la tecnología apropiada del tratamiento del agua en uno de sus procesos que es la mezcla rápida. Su importancia, así como las características de la coagulación del agua que tiene lugar en la mezcla rápida están ampliamente discutidos en las siguientes páginas.

Básicamente el presente trabajo consiste en la provocación del salto hidráulico en un canal rectangular, mediante diferentes estructuras hidráulicas, con una variación de los parámetros que gobiernan el salto hidráulico y para evaluar su eficiencia se adicionó un trazador antes del salto y que fué susceptible de ser medido posteriormente mediante un monitoreo con intervalos de tiempos iguales.

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

=====

El abastecimiento de agua ha sido una de las principales -- preocupaciones del hombre. Las antiguas comunidades que --- surgieron tuvieron que establecerse junto a los ríos y la-- gos a fin de abastecerse del vital alimento y procurar tam-- bien el agua para usos agrícolas; posteriormente la urbani-- zación fué ganando terreno y de esa manera crecieron las -- ciudades; sin embargo, en la actualidad, una de las mayores causas de preocupación es la de conseguir un adecuado abas-- tecimiento de agua. A medida que las poblaciones crecieron las fuentes relativamente limpias disponibles, se van ha-- ciendo cada vez más escasas, por lo que es conveniente bus-- car algún método para purificar el agua.

El presente trabajo de Tesis pretende proporcionar una alteru nativa en uno de los procesos de potabilización del agua; -- la mezcla rápida. La importancia de este proceso en el tra-- tamiento de aguas es determinante, pues es en este punto donu de se adiciona al agua las sustancias coagulantes y en cier-- tas ocasiones también la alcalinidad, por lo que una mezcla eficiente redunda en la economía del proceso y el óptimo uso del coagulante para los procesos posteriores del tratamiento.

I.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para calmar la sed del hombre, el agua potable debe ser pura y tener buen sabor. Por lo tanto, debe encontrarse libre de patógenos; de sustancias venenosas o fisiológicamente indeseables; y por otra parte debe ser atractiva a los sentidos.

El costo de potabilizar el agua con plantas de tratamiento se puede estimar en un 20% del costo del sistema. Por tanto las inversiones por este concepto que se habría que hacer, serían del orden de los 1,168 millones de dólares, teniendo una cobertura menor del 100%. (9) Debe observarse que la cifra anterior suponen que no hay incremento en los costos de construcción, con respecto al período 61-69 y que no hay -- devaluación. Por lo tanto, es de esperarse que los costos-- reales de las siguientes décadas sean mayores.

De lo anterior se deduce, que la cantidad de dinero necesaria para transportar el agua, tratarla y distribuirla en -- los centros poblados de América Latina es tan enorme que -- difícilmente se van a hallar los fondos disponibles. La -- única alternativa que se presenta para solucionar este problema es la de abaratar los costos de construcción y mantenimiento, para hacer posible ejecutar más obras con menos -

dinero. Es aquí donde el ingeniero sanitario latinoamericano no encuentra un campo de trabajo vasto y abierto a toda clase de ideas originales; y encontrar soluciones nuevas a los viejos problemas.

I.1.1 Procesos de Tratamiento del Agua

Los procesos de tratamiento del agua pueden dividirse en -- cuatro grupos:

- Procesos de clarificación
- Procesos de desinfección
- Acondicionamiento químico
- Acondicionamiento organoléptico

La figura 1-1 presenta una descripción esquemática de ellos.

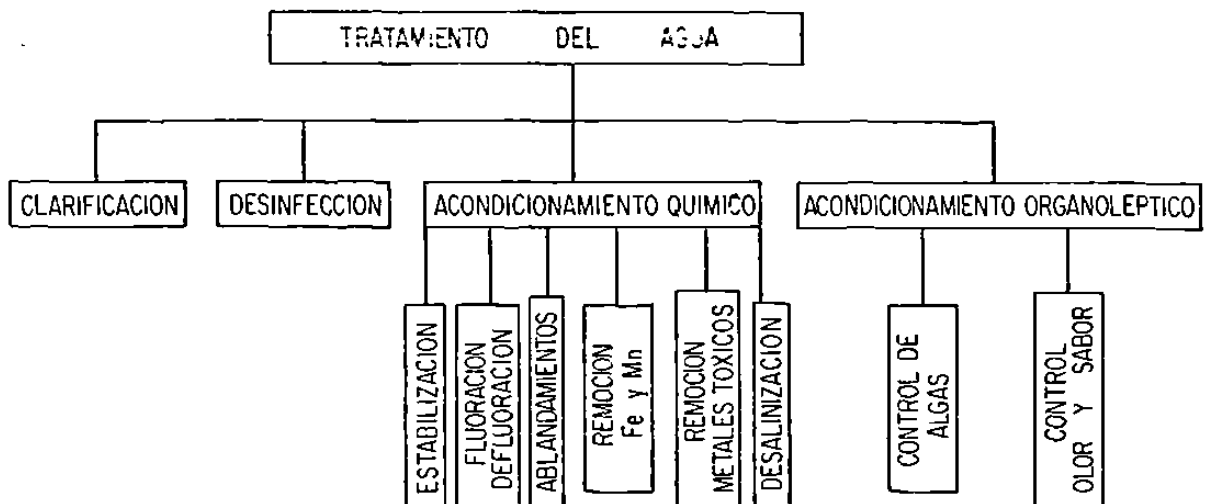


FIG. 1-1

En los procesos de clarificación del agua es donde ha habido recientemente tal vez un mayor número de avances tecnológicos. Por eso, el presente trabajo de Tesis está dedicado a una de las operaciones unitarias del tratamiento, la cual es la mezcla rápida, o también la desestabilización de los coloides (coagulación).

Los procesos de clarificación básicamente son tres: coagulación, floculación y separación de partículas. Los dos primeros son solamente procesos preparatorios para el tercero que puede hacerse por sedimentación o por filtración o ambos consecutivamente, que es lo más común.

I.1.2 Procesos de Coagulación y Floculación.

Intensos trabajos se han realizado últimamente sobre la teoría de la coagulación del agua y explicar qué ocurre cuando se agrega un coagulante al agua. El mejor conocimiento de la tecnología de la coagulación, ha conducido a la introducción de algunos cambios en los procesos convencionales.

- Teniendo en cuenta la velocidad de reacción de los compuestos químicos utilizados, se han podido hacer significativas economías en el uso de coagulantes.
- Por igual motivo se introdujo el uso de mezcladores en el tubo y los difusores.

- Los flocladores de turbina se han empezado a aplicar con éxito.
- Los trabajos sobre tiempo medio de residencia -- en reactores, llevaron a puntualizar más la im-- portancia de la compartamentilización de los tanques de floclación.

I.1.3 Proceso de Sedimentación

La teoría de la sedimentación se ha enriquecido últimamente con los estudios que analizaron la distribución del tiempo de retención en sedimentadores. Igualmente el comportamiento de los clarificadores de carpetas de lodos y formulación de interesantes ecuaciones para describirlas. El cambio más significativo se produjo al aplicarse en forma práctica la vieja teoría de Hazen y Camp. Fué así como surgieron los sedimentadores tubulares o de celdas inclinadas, capaces de -- trabajar con una velocidad de 4 a 6 veces mayor que la de -- los sedimentadores horizontales. Esta solución propuesta -- fué desarrollada en sus aspectos teóricos por Yao y demuestra su aplicabilidad tanto en nuevas instalaciones como en la ampliación de las existentes, produciendo siempre una notable reducción de los costos.

I.1.4 Proceso de Filtración

Pocos procesos han sido tan intensamente analizados últimamente como éste. Los mecanismos de filtración han sido estudiados por muchos autores. Se ha trabajado en la formulación de un modelo matemático que describa el proceso. Las ecuaciones de Ives, basadas inicialmente en las de Iwasaki, han sido objeto de cuidadosas comprobaciones y se han convertido en un interesante instrumento de análisis.

Estos estudios, aunque requieren todavía mayores clarificaciones, han posibilitado un conocimiento mucho más amplio de lo que sucede dentro de un lecho filtrante y han permitido en consecuencia, proponer cambios de significación en las prácticas existentes: (9)

- Extensos trabajos se han realizado sobre el uso de altas velocidades de filtración, iniciado por Bayles y Brawn. Las publicaciones de Conley sobre sus experiencias con arena y antracita abrieron un nuevo campo de estudio. Esta práctica que permite filtrar hasta con el triple de velocidad que se usaba antes, facilita ampliar sistemas de filtración existentes con un costo mínimo, cambiando sólo los lechos filtrantes y reduce notablemente la inversión de capital en nuevas plantas.
- Los estudios de Cleasby y Hudson sobre los métodos

dos de control de filtros rápidos, han conducido a baterías filtrantes sin reguladores de caudal que operan con velocidad decreciente, simplificando así tanto la construcción de las galerías de tubos como la operación y mantenimiento de ellas.

- Greenleaf y otros por su parte, han demostrado la factibilidad de lavar un filtro, en una batería de filtros, con el flujo de los otros, lo que introduce una nueva simplificación que reduce aún más los costos.

I.1.5 El Salto Hidráulico como Mezclador Rápido.

Dentro de los procesos de clarificación del agua, el de la mezcla rápida es de vital importancia, ya que determina en buena parte la eficiencia de los pasos posteriores a este proceso. Se realiza mediante dispositivos mecánicos e hidráulicos. Ultimamente se ha generalizado una utilización de mezcladores hidráulicos, como ser la Canaleta Parshall y los vertedores rectangulares, y otras estructuras hidráulicas donde se produzca alta turbulencia debido a una caída o una contracción que consuma una significativa pérdida de carga, la cual es susceptible de usarse para realizar la mezcla rápida. Este tipo de instalaciones tiene ventajas constructivas, económicas y de aforo respecto a los retomezcladores. A pesar de esto, no ha sido suficientemente estudiado el ma-

nejo y funcionamiento del salto hidráulico como mezclador.

En el presente trabajo se pretende poner en consideración - las bondades del salto hidráulico como mezclador rápido mediante una revisión de la hidráulica del proceso y de la ci nética de la coagulación. Además de complementar el estudio con información obtenida en un modelo de laboratorio a esca la de un canal horizontal donde se estudiaron diversas es tructuras hidráulicas (compuerta, vertedor de pared delgada vertedor de pared gruesa, vertedor de Cimacio; y además de situaciones de ahogamiento y corrimiento del salto), a fin de poder evaluar la eficiencia de la mezcla.

I.2 IMPORTANCIA DEL PROBLEMA

La necesidad de contar con agua en suficiente cantidad y de buena calidad aumenta cada vez más en los países de América Latina y del Caribe. Como se manifestó anteriormente, se - tienen problemas de tipo económico para captar, tratar y -- distribuir el agua en las poblaciones, y el crecimiento de la población suele ser siempre más acelerado que el de los servicios básicos (agua, luz, gas, etc.) e inclusive queda otros rubros como vivienda, vialidad y educación. Y en - las zonas rurales y pequeñas comunidades la desproporción - es más aguda.

Las fuentes de abastecimiento de agua se ven con el tiempo seriamente afectadas y contaminadas por descargas domésticas y/o industriales, por lo que los gobiernos y autoridades de salud toman acciones tendientes a solucionar el problema, sin embargo, con la crisis económica actual que está afectando en menor o mayor grado a los países de Latinoamérica y el Caribe, muchas de las acciones quedan postergadas por la falta de recursos.

Dentro de lo que es el abastecimiento de agua en poblaciones de tamaño mediano a pequeño, anteriormente se reducía a la captación y distribución; esto porque la calidad de las fuentes era aceptable o a veces una simple desinfección era suficiente para el consumo humano. En la actualidad las fuentes "puras" tienden a desaparecer y/o ser insuficientes por lo que se debe volcar la vista al tratamiento del agua antes de ser distribuída, además que con esto se logra un buen control epidemiológico de las infecciones entéricas, que es una de las principales causas de mortalidad infantil en la región.

Dentro de lo que es la potabilización del agua, en un tratamiento convencional o de coagulación-filtración; la mezcla juega un papel importante. Generalmente en la clarificación del agua, la remoción de la turbiedad es el objetivo principal, además de la remoción del color, etc. Entonces como la

turbiedad es causada por la presencia de coloides inorgánicos (arcillas) que el agua arrastra en la escorrentía superficial, no son susceptibles de remover por simple decantación, por lo que se hace necesaria la adición de ciertas sustancias para desestabilizar su carga eléctrica, poder agruparse, formar flocs y luego removerlos por sedimentación y filtración.

Dentro de lo que es la operación de mezclado rápido, tuvieron mucho auge en los países industrializados los retromezcladores, que consisten en recipientes de cierto volumen en función del caudal y tiempo de retención con flujo continuo o no donde se agita mediante paletas, hélicas, etc. accionadas por motores eléctricos o de combustión interna. Actualmente en América Latina hay una corriente de diseñadores que se inclinan más por aquellas instalaciones de funcionamiento por gravedad (hidráulicas), que son tan eficientes como los mecánicos. Aunque mucho menos versátiles a la variación de los caudales.

I.3 OBJETIVOS

En el presente trabajo los objetivos son la evaluación de la eficiencia del salto hidráulico que se produce en un canal rectangular provocado por la caída de un vertedor o a la salida de una compuerta. La distribución de la concen-

tración respecto al tirante aguas abajo; también poner en evidencia el comportamiento de mezclador de flujo tipo pistón. Y finalmente qué ocurre cuando se tienen condiciones de salto ahogado que se produce con una disminución del caudal y no se ajusta al tirante aguas abajo, o cuando el salto se corre aguas abajo y el caudal aumenta dando lugar a situación donde la energía disipada es poca.

Los conceptos hidráulicos deben definirse adecuadamente para interpretar las situaciones anteriormente mencionadas, por cuanto el parámetro que se maneja para calcular el grado de agitación es el gradiente de velocidad (G), y éste está en función de la pérdida de carga y del tiempo que dura el agua en el salto.

I.4 LIMITACIONES DEL ESTUDIO =====

Las limitaciones del presente trabajo pueden ser resumidas de la siguiente manera:

- El rango de caudales no es extenso, esto por el tamaño de la bomba empleada y las mismas dimensiones del canal.
- La evaluación de la mezcla es realizada únicamente por un conductivímetro que verifica la conductividad del agua como una medida de la concentración de

sales, ya que se utilizó como trazador una solución concentrada de cloruro de sodio a una rata constante adicionada en los puntos de interés. Por limitaciones de presupuesto no se utilizó sulfato de aluminio, que es el coagulante más popular, aunque hubiera salido sobrando puesto que el agua utilizada fué agua de la llave, y la adición de arcilla al agua habría presentado problemas del drenaje del modelo por las condiciones de las instalaciones del Instituto de Ingeniería Civil de la U.A.N.L. donde se encuentra el Laboratorio de Hidráulica.

- El tiempo de muestreo fue poco relativamente, por esto se minimizó con el monitoreo de la conductividad y las lecturas cada 20 segundos, Esto por la disponibilidad del tamaño de la alberca que no permitía un almacenamiento mayor.
- Otra de las limitaciones que se pusieron de manifiesto, fué la relacionada a la medición directa del tirante aguas abajo, debido a que la superficie del agua después del salto no era estrictamente horizontal, el agua para poder fluír hacía unas leves ondas, para procurar una gradiente de la línea de energía.
- La medición física del tirante supercrítico (h_1) no fué posible en todos los casos por la gran turbulencia y presencia de burbujas de aire que hacía

muy difícil la obtención del tirante antes del salto hidráulico, por lo que tuvo que hacerse su evaluación mediante la carga de velocidad mediante un tubo de Pitot.

En general, las pruebas fueron buenas dentro de los objetivos del trabajo, poniéndose en evidencia las ventajas del salto hidráulico como unidad de mezcla rápida.

Como parte del complemento de estudio, en el presente trabajo se han obtenido algunas transparencias en colores con el fin de ilustrar el mismo. Para las transparencias se ha utilizado como trazador una solución concentrada de azul de metileno adicionada igualmente en los mismos puntos de interés que la solución salina.

CAPITULO II

M A R C O T E O R I C O

=====

En el presente capítulo se hace una revisión de los antecedentes históricos del uso del salto hidráulico como mezclador rápido, en virtud de que este fenómeno fué estudiado -- por un sinnúmero de autores.

El salto hidráulico fué investigado experimentalmente por primera vez por Bidone (1), un científico italiano, en el año de 1818. Esto permitió a Bélanger en 1828 distinguir -- entre pendientes moderadas (subcríticas) y pronunciadas (su percríticas), desde que él había observado que en canales -- empinados, el salto hidráulico se produce frecuentemente -- por una barrera en un flujo uniforme originalmente. De ahí en adelante, se han hecho abundantes estudios y los resulta dos han sido indicados por muchos autores. -Los contribuido res más notables del salto hidráulico son: Bresse(1860), == Darcy y Bazin (1865), Ferriday y Merrinan (1894), Gibson - (1913), Kennison (1916), Woodward y Riegel Beebe (1917), -- Einwachter (1933), Smetana (1934), Bakhmeteff y Matzke (19- 36), Escande (1938), Citrini (1939), Nebbia(1940), Kindsva ter (1944), Blaisdell (1948), Forster y Skrinde (1950), -- Rouse, Siao y Nagaratnam (1958) y muchos otros autores más.

La teoría del salto que se desarrolló inicialmente es para canales horizontales o inclinados ligeramente en los cuales el peso del agua en el salto tiene poco efecto sobre la relación de tirantes y por lo tanto es ignorado en el análisis. Los resultados así obtenidos, sin embargo, se pueden aplicar a la mayoría de los canales encontrados en los problemas de Ingeniería. Para canales de gran pendiente, el efecto del peso del agua se puede hacer tan pronunciado que se debe incluir en el análisis.

Las aplicaciones del salto hidráulico son muchas; él es estudiado para disipar energía en el agua escurriendo sobre presas, diques y otras estructuras hidráulicas y así prevenir socavación aguas abajo de las estructuras; también para recuperar altura o levantar el nivel del agua sobre el lado aguas abajo de un canal de medida y así mantener alto el nivel del agua en el canal para irrigación u otros propósitos de distribución de agua; para incrementar peso sobre un lecho amortiguador y así reducir la presión hacia arriba debajo de una estructura de mampostería mediante la subida de la profundidad de agua sobre el lecho amortiguador; para incrementar la descarga de una esclusa manteniendo atrás el nivel aguas abajo, ya que la altura efectiva será reducida si se permite que el nivel aguas abajo ahogue el salto; para efectuar mezclas químicas usadas para purificación del agua, y así en adelante (1); para aerar agua para abasteci-

miento de agua a las poblaciones; y para remover bolsas de aire en las líneas de abastecimiento de agua y así prevenir bloqueos de aire.

Como puede verse, son muchas las aplicaciones del salto hidráulico, sin embargo, en el área de interés del presente trabajo, se mencionan los siguientes trabajos dentro de lo que es la mezcla rápida:

- Ya en 1927. Levy y Ellms (16) habían propuesto el uso del salto hidráulico para mezclar los coagulantes, debido a la gran energía consumida por él, la cual se transforma en turbulencia. La condición básica para que se pueda producir es:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F \frac{2}{1}} - 1 \right] \quad (2-1)$$

Los términos indicados se irán describiendo en el curso de las siguientes páginas.

- Recientemente surgieron importantes trabajos sobre Canaletas Parshall como mezclador rápido, desarrollados por el Profesor José M. de Azevedo Netto y el Ing. Fracilio P. Leme, lo que ha contribuido a un dimensionamiento racional de estas unidades y a la optimización de los mezcladores existentes, evitando la falta de flexibilidad encontrada en proyectos inadecuados. La importancia de estos trabajos es relieve

vada por el hecho de ser la Canaleta Parshall el dispositivo utilizado con mayor frecuencia en todo Brasil. Hay, sin embargo, unas instalaciones que por facilidades constructivas o por ser de menor capacidad utilizan la caída libre del agua en vertederos para realizar la mezcla rápida.

- Otro trabajo anterior es el presentado por los Ings. F. Rivera, J. Rodríguez y G. Vicaría en el XVII Congreso del AIDIS (La Paz, Bolivia 1980), sobre el estudio de la Canaleta Parshall como mezclador rápido, en el cual se hacen observaciones al dispositivo mencionando que la mezcla no es satisfactoria para ciertas condiciones del punto donde empieza el salto. -- También recomiendan instalar después de la canaleta un canal y un dispositivo que garantice el control del tirante aguas abajo y se independice la lámina del agua en la canaleta del nivel del agua en el canal del floculador. Incluso recomiendan modificaciones de la parte divergente del Parshall aumentando su longitud, variando su pendiente, etc.
- El Ing. Carlos Alfredo Richter en su artículo publicado en la revista de la AIDIS en 1981, sobre la mezcla rápida en vertederos rectangulares menciona que un vertedero rectangular en caída libre, es siempre interesante cuando se pretende medir el caudal y rea

lizar simultáneamente la mezcla rápida con un dispositivo de construcción bastante simple.

En las páginas siguientes se hará mención de los conceptos teóricos básicos de la hidráulica del proceso y de la cinética de la coagulación. Como parte muy importante del presente trabajo, y para una mejor comprensión del mezclado -- rápido mediante el salto hidráulico.

II.1 HIDRAULICA DEL PROCESO

Para flujo supercrítico en un canal horizontal rectangular, la energía del flujo está disipada a través de resistencia friccional a lo largo de un canal, resultando una disminución en velocidad y un aumento en profundidad en la dirección del flujo.

II.1.1. Energía Específica

Se denomina energía específica de un líquido que fluye en un canal la energía total de la unidad de peso de este líquido en relación al lecho del canal, tomado como plano de referencia. En estas condiciones, la energía específica será la suma de la energía cinética y de la energía estática o de presión, correspondiente al tirante del líquido:

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

Se considera nula la energía de posición (término z de la ecuación de Bernoulli)

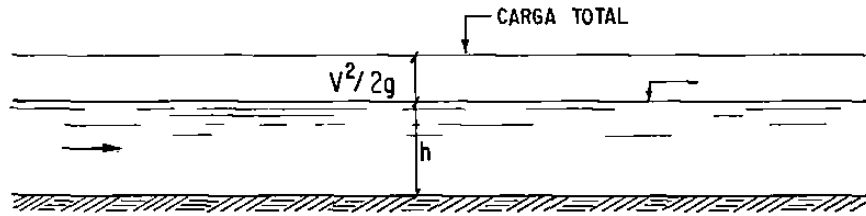


Fig. 2-1

Para un caudal constante, se puede trazar la curva de variación de la energía específica en función del tirante considerado variable.

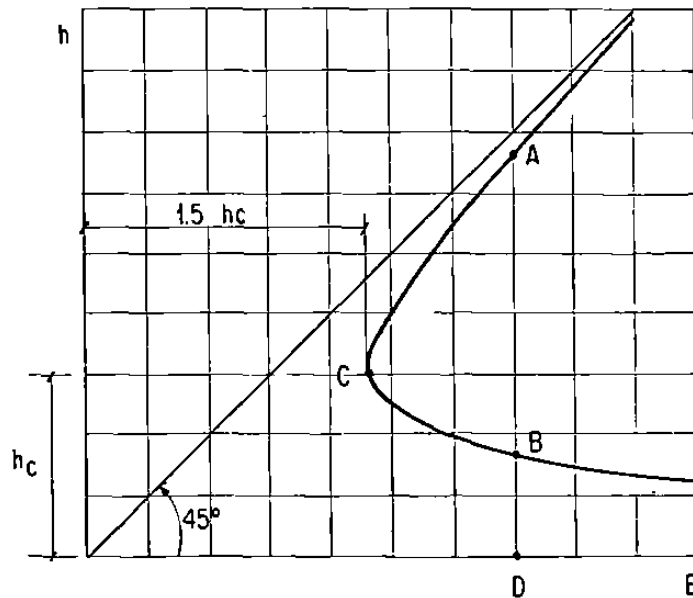


Fig. 2-2

Las dos ramas de la curva son asintóticas, la superior con la recta que forma un ángulo de 45° respecto a la horizontal, cuando se trata de canales con mínima pendiente; y la inferior al eje horizontal E.

En la Fig. 2.2 se verifica que el valor mínimo de la energía específica ocurre en el punto C, que corresponde al tirante crítico. Por debajo o por encima de esta profundidad se eleva el valor de E. El tirante crítico se verifica para el valor de:

$$\frac{v^2}{2g} + h \quad \text{es un mínimo}$$

Considerándose un canal de sección rectangular de pendiente constante y ancho unitario, el gasto unitario es:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{Av}{b} = \frac{bhv}{b} = vh$$

$$v = \frac{q}{h}$$

$$E = \frac{q^2}{2gh^2} + h$$

$$q^2 = 2g(Eh^2 - h^3)$$

$$q = \sqrt{2g(Eh^2 - h^3)} \quad (2-3)$$

Derivando q respecto de h:

$$\frac{dq}{dh} = \frac{1}{2} [2g(Eh^2 - h^3)]^{-\frac{1}{2}} (2Eh - 3h^2) = 0$$

Luego:

$$2Eh - 3h^2 = 0 \quad (2-4)$$

$$h_c = \frac{2}{3} E_{\min} \quad (\text{tirante crítico}) \quad (2-5)$$

$$E_{\min} = \frac{3}{2} h_c$$

Sustituyéndose este valor en la ec. (2-3)

$$q = \sqrt{2g\left(\frac{3}{2} h_c^3 - h_c^3\right)}$$

$$q = \sqrt{\frac{6g}{2} h_c^3 - 2gh_c^3} = \sqrt{gh_c^3}$$

Despejando: $h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} \quad (2-6)$

Que es el tirante crítico para canales rectangulares.

Examinando la Fig. 2-2, se verifica que para la misma energía específica, pueden existir dos tirantes. Estos dos tirantes, representados por el segmento BD y DA, corresponden

a dos regímenes de flujo, denominados subcrítico y supercrítico. El régimen subcrítico es tranquilo, designándose como rápido el flujo supercrítico.

Anteriormente se encontró el valor $h_c = 2/3 (E_{min})$; por lo tanto, la carga de velocidad deberá igualar $E/3$, o sea, la mitad de la profundidad. Estas relaciones constituyen un criterio para juzgar sobre el régimen de una determinada corriente. Si la carga de velocidad fuese menos de la mitad de la profundidad, el régimen es lento. En caso contrario se tiene un régimen rápido. Siempre que la energía de velocidad iguale la mitad de la profundidad, se concluye que el tirante es el crítico (para canales rectangulares).

Cuando el cambio rápido, en la profundidad del flujo, es desde un nivel bajo a un nivel alto, el resultado es normalmente un brusco levantamiento de la superficie del agua, (Fig. 2-3). Este fenómeno local se llama salto hidráulico. Ocurre frecuentemente en un canal abajo de una compuerta de regulación, al pié de un vertedor, o en el lugar donde un canal de gran pendiente sorpresivamente se vuelve plano.

Si el salto es bajo, es decir, si el cambio de profundidad es pequeño, el agua no se levantará obviamente y abruptamente pero pasará de un nivel bajo a uno alto a través de

series de ondulaciones gradualmente disminuyendo en tamaño. Tal salto bajo se llama salto ondular.

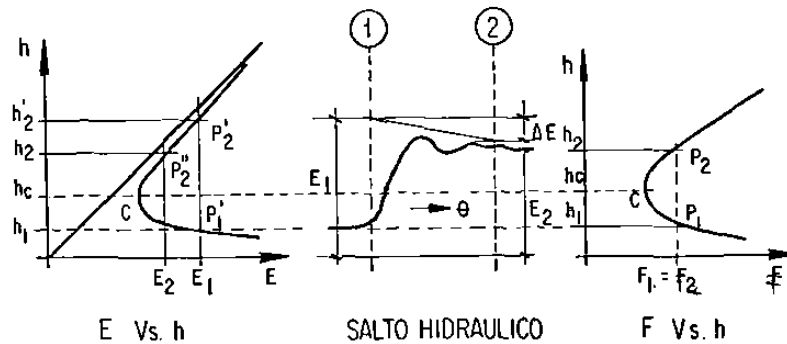


Fig. 2-3

Cuando el salto es alto, es decir, cuando el cambio de profundidad es grande, el salto se llama directo. El salto directo incluye una cantidad relativamente grande de pérdida de energía a través de la disipación en el cuerpo turbulento de agua dentro del salto. Consecuentemente, el contenido de la energía dentro del flujo después del salto es --- apreciablemente menor que antes del salto.

Se puede destacar que la profundidad antes del salto es -- siempre menor que la profundidad después del salto. La profundidad antes del salto se llama profundidad inicial h_1 y aquella después del salto se llama profundidad secuente o consecutiva h_2 . Las profundidades inicial y secuente h_1 y h_2 se muestran sobre la curva de energía específica (Fig.- 2-3). Ellas debieran diferenciarse de las profundidades -- alternas o conjugadas h_1 y h_2 ; las cuales son las profundi

dades posibles para la misma energía específica. Las profundidades inicial y seciente son profundidades actuales antes y después del salto en el cual hay una pérdida de energía - incluida ΔE . En otras palabras, la energía específica E_1 en la profundidad inicial h_1 es más grande que la energía específica E_2 en la profundidad seciente h_2 en una cantidad igual a la pérdida de energía ΔE . Si no hubiera pérdidas de energía, las profundidades inicial y seciente podrían hacerse idénticas con las profundidades conjugadas en un canal prismático.

II.1.2 Momentum en Esgurrimiento

El momentum del flujo pasando por la sección de un canal -- por unidad de tiempo se expresa por:

$$\beta w Q v / g$$

donde β es el coeficiente del momentum, w es el peso unitario del agua, Q es la descarga y v es la velocidad. De --- acuerdo a la segunda ley de Newton del movimiento, el cambio de momentum por unidad de tiempo en el cuerpo de agua - en un canal fluyendo es igual a la resultante de todas las fuerzas externas que están actuando en el cuerpo. Aplican-

do este principio a un canal de gran pendiente (Fig.2-4) - la siguiente expresión para el cambio del momentum por unidad de tiempo en el cuerpo de agua encerrado entre las secciones 1 y 2 se puede escribir:

$$\frac{Qw}{g} (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \text{sen} \theta - F_f \quad (2-7)$$

Donde: Q, w y v fueron definidos, con subíndices referidos a las secciones 1 y 2; P_1 y P_2 son las resultantes de las presiones actuantes sobre las dos secciones; y F_f es la -- fuerza total externa de fricción y resistencia actuando a lo largo de la superficie de contacto entre el agua y el - canal. La ec. (2-7) es conocida como la ecuación del momentum.

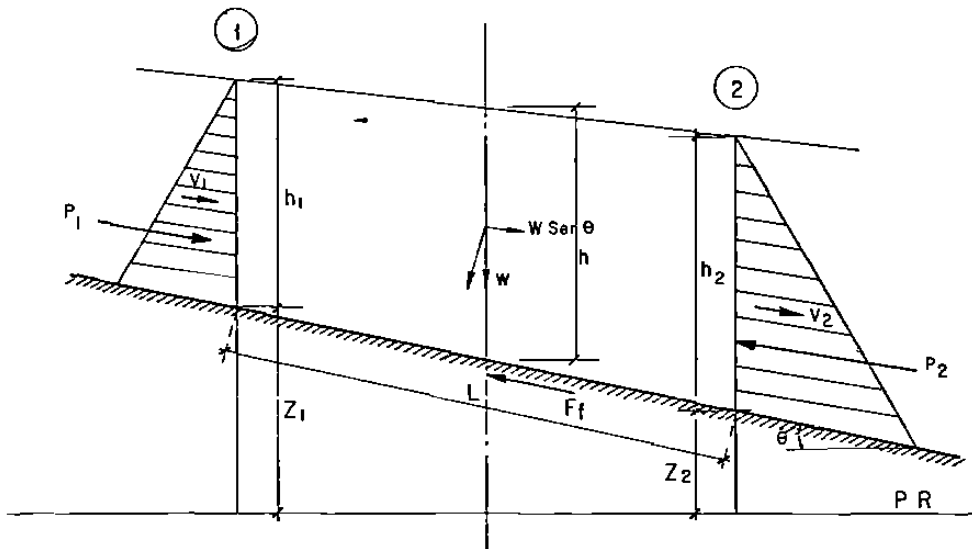


Fig. 2-4

Para un flujo paralelo o gradualmente variado, los valores

de P_1 y P_2 en la ecuación del momentum se pueden calcular -
asumiendo una distribución hidrostática de presión. Para -
un flujo curvilíneo no es posible hacer este paso, debiendo
introducirse otras modificaciones.

II.1.3 Fuerza Específica

Aplicando el principio del momentum a un tramo corto hori--
zontal de un canal prismático, la fuerza externa de fric---
ción y el efecto del peso del agua, pueden ser ignorados.
Así, con $\theta = 0$ y $F_f = 0$ y suponiendo también que $\beta_1 = \beta_2 = 1$,
la ec. (2-7) se hace:

$$\frac{Qw}{g} (v_2 - v_1) = P_1 - P_2 \quad (2-8)$$

Las fuerzas hidrostáticas P_1 y P_2 se pueden expresar como:

$$P_1 = w\bar{z}_1 A_1 \quad \text{y} \quad P_2 = w\bar{z}_2 A_2$$

donde \bar{z}_1 y \bar{z}_2 son las distancias de los centroides de las
respectivas áreas húmedas A_1 y A_2 debajo de la superficie-
del flujo. También, $v_1 = Q/A_1$, y $v_2 = Q/A_2$. Entonces, la -
ecuación del momentum se puede escribir como:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{z}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{z}_2 A_2 \quad (2-9)$$

Los dos lados de la ec. (2-9) son análogos y, entonces, se pueden expresar para cada sección del canal por medio de una función general:

$$F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{z}A \quad (2-10)$$

Esta función consiste en dos términos. El primer término es el momentum del flujo pasando a través de la sección del canal por unidad de tiempo y por peso unitario del agua y el segundo es la fuerza por unidad de peso del agua, ya que ambos términos son esencialmente fuerza por peso unitario del agua, su suma puede llamarse fuerza específica. Concordantemente, la ec. (2-9) puede expresarse como: $F_1 = F_2$. Esto significa que las fuerzas específicas en las secciones 1 y 2 son iguales siempre que las fuerzas externas y el efecto del peso del agua en el tramo entre las secciones puedan ser ignorados.

Comparando la curva de la fuerza específica con la curva de la energía específica (Fig.2-3), se tiene que para una energía específica dada E_1 ; la curva de la energía específica indica dos posibles profundidades, las cuales son un tirante inferior h_1 en la región de flujo supercrítico y un nivel superior h_2' en la región de flujo subcrítico. Para un valor dado de F_1 , la curva de la fuerza específica también indica dos posibles tirantes que son, una profundi

dad inicial h_1 en la región supercrítica y una profundidad seciente h_2 en la región del flujo subcrítico. Se ha supuesto que el nivel bajo y la profundidad inicial son iguales a h_1 . Así, las dos curvas indican conjuntamente que la profundidad seciente h_2 es siempre menor que el nivel alto h_2' . Más aún la curva de energía específica muestra que el contenido de energía E_2 para la profundidad h_2 es menor que el contenido de energía E para la profundidad h_2' . Así, para mantener un valor constante de F_1 , la profundidad del flujo puede cambiar de h_1 a h_2 al precio de perder una cierta cantidad de energía, la cual es igual a $E_1 - E_2 = \Delta E$. Un ejemplo de esto es el salto hidráulico sobre un piso horizontal, en el cual las fuerzas específicas antes y después del salto son iguales y la pérdida de energía es una consecuencia del fenómeno. Se puede establecer, que las profundidades h_1 y h_2' mostradas por la curva de la energía específica son las profundidades alternas; mientras que las profundidades h_1 y h_2 mostradas por la curva de fuerza específica son, respectivamente, la profundidad inicial y la profundidad seciente del salto hidráulico.

Para encontrar una relación entre la profundidad inicial y profundidad seciente de un salto hidráulico sobre un piso horizontal en un canal rectangular, se asume que las fuerzas externas de fricción y el efecto del peso del agua en -

el salto, son despreciables, puesto que el salto tiene lugar en una distancia relativamente corta y el ángulo de la pendiente del piso horizontal es cero. Las fuerzas específicas en las secciones 1 y 2 (Fig. 2-3), respectivamente antes y después del salto, pueden así ser consideradas iguales, es decir:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{z}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{z}_2 A_2 \quad (2-9)$$

Para un canal rectangular de ancho b , $Q = v_1 A_1 = v_2 A_2$; $A_1 = h_1 b$; $A_2 = h_2 b$; $\bar{z}_1 = h_1/2$ y $\bar{z}_2 = h_2/2$.

Sustituyendo estas relaciones y además:

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} \quad (2-11)$$

Que es el denominado Número de Froude, y reemplazando en la ec. (2-9):

$$\frac{q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{q^2}{gh_2} + \frac{h_2^2}{2}$$

$$\frac{q^2}{gh_1} - \frac{q^2}{gh_2} = \frac{h_2^2}{2} - \frac{h_1^2}{2}$$

$$\frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right) = \frac{1}{2} (h_2^2 - h_1^2)$$

$$\frac{q^2}{gh_1 h_2} (h_2 - h_1) = \frac{1}{2} (h_2 - h_1)(h_2 + h_1)$$

$$\frac{q^2}{gh_2 h_1} = \frac{1}{2} (h_2 + h_1)$$

Pero: $q = v_1 h_1$

$$\frac{v_1^2 h_1^2}{gh_2 h_1} = \frac{1}{2} (h_2 + h_1)$$

$$\frac{v_1^2}{g} = \frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} (h_2 + h_1)$$

Dividiendo por h_1 ambos miembros:

$$\frac{v_1^2}{gh_1} = F_1^2 = \frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \left(\frac{h_2 + h_1}{h_1} \right) = \frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \left(\frac{h_2}{h_1} + 1 \right)$$

$$F_1^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \quad (2-12)$$

$$\left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 + \frac{h_2}{h_1} - 2F_1^2 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática para $\frac{h_2}{h_1}$:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2-1)$$

Para un número de Froude F_1 dado del flujo próximo, la relación de la profundidad seciente a la profundidad inicial es dada por la ec. (2-1).

Debería comprenderse que el principio del momentum es usado en esta solución porque el salto hidráulico envuelve una -- cantidad grande de pérdidas de energía interna, las cuales no pueden ser evaluadas por la ecuación de la energía.

El uso conjunto de la curva de energía específica y la curva de la fuerza específica ayuda a determinar gráficamente las pérdidas de energía incluidas en el salto hidráulico -- para un flujo dado. Para la profundidad entrante h_1 , los puntos P_1 y P_1' están localizados sobre la curva de la fuerza específica y la curva de energía específica respectivamente (Fig.2-3). El punto P_1' da el contenido de energía inicial E_1 . Al dibujar una línea vertical, pasando a través del punto P_1 e interceptando la parte superior de la curva de fuerza específica en el punto P_2 , el cual da la profundidad se cuente h_2 . Entonces, al dibujar una línea horizontal pasando a través del punto P_2 e interceptando la curva de energía específica en el punto P_2'' , da el contenido de energía E_2 después del salto. La pérdida de energía en el salto es entonces igual a $E_1 - E_2$ y es representada por ΔE .

Un salto hidráulico se formará en el canal si el número de Froude F_1 del flujo, la profundidad inicial h_1 y la profundidad se cuente h_2 satisfacen la ec. 2-1.

Esta ecuación se puede representar por la curva de la Fig. 2-5. Esta curva ha sido verificada satisfactoriamente en las pruebas del presente trabajo, y será muy útil en el análisis y diseño para los saltos hidráulicos.

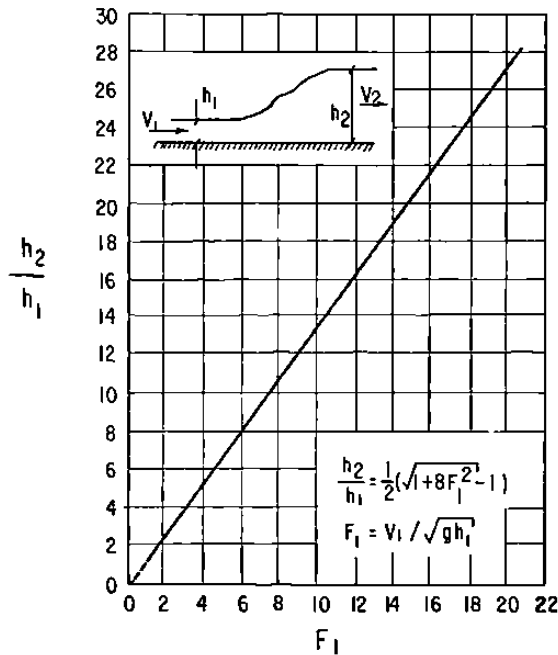


Fig. 2-5

II.1.4. Tipos de salto

Los saltos hidráulicos sobre piso horizontal son de varios tipos. De acuerdo a los estudios del U.S. Bureau of Reclamation (7), estos tipos se pueden clasificar convenientemente de acuerdo al número de Froude F_1 del flujo próximo - -

como sigue:

- Para $F_1 = 1$; el flujo es crítico, y de aquí no se puede formar ningún salto,
- Para $F_1 = 1$ a 1.7; la superficie del agua muestra ondulaciones, y el salto es llamado ondular.
- Para $F_1 = 1.7$ a 2.5; una serie de pequeños rolos se desarrolla sobre la superficie del salto. pero la superficie del agua, aguas abajo, permanece lisa. La velocidad a lo largo es ligeramente uniforme, y la pérdida de energía es baja. Este salto se puede llamar débil.
- Para $F_1 = 2.5$ a 4.5; hay un chorro oscilante entrando al salto del fondo de la superficie y atrás otra vez sin periodicidad. Cada oscilación produce una onda de período irregular, la cual comúnmente en canales, puede variar por millas haciendo daño ilimitado a -- bancos de tierra y piedras sueltas. Este salto se puede llamar oscilante.
- Para $F_1 = 4.9$ a 9.0; la extremidad aguas abajo del -- rolo de la superficie y el punto en el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar que el flujo ocurra prácticamente en la misma sección vertical. La acción y posición de este salto son menos sensibles a la variación de la profundidad aguas abajo. El salto está bien balanceado y el rendimiento es el mejor. La-

disipación de energía varía desde 45 a 70%. Este salto se llama permanente.

- Para $F_1 = 9.0$ o más; el chorro de alta velocidad agarra golpes intermitentes de agua rodando hacia abajo de la cara del frente del salto, generando ondas aguas abajo, y puede prevalecer una superficie áspera. La acción del salto es áspera pero efectiva ya que la disipación de energía puede alcanzar 85%. Este salto se puede llamar fuerte.

Se debe destacar que los rangos del número de Froude para los diversos tipos de salto no son cortes nítidos sino que se empalman a una cierta extensión dependiendo de las condiciones locales.

II.1.5 Características del Salto Hidráulico.

Dentro de los alcances del presente trabajo, es conveniente mencionar algunas características del salto hidráulico, con el fin de que puedan ser interpretados las observaciones y resultados del modelo de laboratorio.

Pérdida de energía.- La pérdida de energía en el salto es igual a la diferencia de energías específicas antes y después del salto:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

$$E_1 - E_2 = (h_1 - h_2) + \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{h_1^2} - \frac{1}{h_2^2} \right)$$

El número Froude: $F_1^2 = \frac{q^2}{gh_1^3}$ (2-11)

$$E_1 - E_2 = (h_1 - h_2) + \frac{q^2}{2g} \left(\frac{h_2^2}{h_1^2 h_2^2} - \frac{h_1^2}{h_1^2 h_2^2} \right)$$

$$E_1 - E_2 = (h_1 - h_2) \left[1 - \frac{F_1^2}{2} \frac{h_1 (h_2 + h_1)}{h_2^2} \right]$$

Igualando las fuerzas específicas $F_1 = F_2$, se tiene:

$$F_1^2 = \frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \left(\frac{h_2}{h_1} + 1 \right) \quad (2-12)$$

Y haciendo la relación: $h_2/h_1 = k$:

$$E_1 - E_2 = (h_1 - h_2) \left[1 - \frac{k(k+1)}{4} \left(\frac{1}{k^2} + \frac{1}{k} \right) \right]$$

$$E_1 - E_2 = (h_1 - h_2) \left[1 - \frac{(k+1)k}{4} \frac{(k+1)}{k^2} \right]$$

$$\frac{E_1 - E_2}{h_1} = (1-k) \left[1 - \frac{(k+1)^2}{4k} \right]$$

$$\frac{E_1 - E_2}{h_1} (4k) = (1-k)(4k) - (k^2 + 2k + 1 - k^3 - 2k^2 - k)$$

Desarrollando y simplificando:

$$\frac{E_1 - E_2}{h_1} = \frac{k^3 - 3k^2 + 3k - 1}{4k} = \frac{(k - 1)^3}{4k}$$

Pero: $k = h_2/h_1$; y simplificando:

$$E_1 - E_2 = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2h_1} \quad (2-13)$$

- Longitud del salto.- La longitud del salto se puede definir como la distancia medida desde la cara del frente del salto a un punto sobre la superficie inmediatamente aguas abajo del rodillo. Esta longitud no puede ser fácilmente determinada por la teoría, por lo que ha sido investigada por muchos autores. Los datos experimentales de la longitud del salto, se pueden dibujar convenientemente con el número de Froude F_1 contra la relación adimensional L/h_2 ; (Fig.2-6); (7).

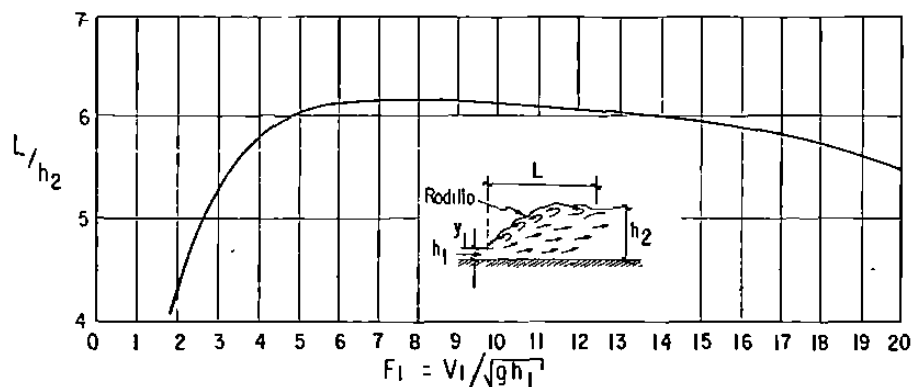


Fig. 2-6

Sin embargo, para los fines del presente trabajo, se ha usado con bastante aproximación la fórmula de la longitud del salto, cuando es estable dada por Smetana (21):

$$L = 6(h_2 - h_1) \quad (2-14)$$

- Localización del salto.- El salto hidráulico ocurre en un escurrimiento supercrítico cuando la profundidad cambia abruptamente a su profundidad secuente. Hablando teóricamente, el salto ocurrirá en un canal rectangular horizontal si las profundidades iniciales y secuentes y el número de Froude satisfacen la ec. 2-1. Esta condición teórica es generalmente usada para ubicar la posición de un salto.

Desde el punto de vista del presente trabajo, el salto hidráulico es un medio útil para realizar el mezclado rápido aprovechando la disipación de energía del flujo supercrítico. El salto hidráulico utilizado para el mezclado rápido está actualmente confinado parcial o enteramente a un tramo de canal que es conocido como lecho amortiguador. El fondo está pavimentado para resistir la erosión. En la práctica, el lecho amortiguador está rara vez diseñado para --

confinar la longitud del salto hidráulico libre sobre el lecho pavimentado, porque tal lecho podría ser demasiado caro. Consecuentemente, se instalan usualmente en el lecho, accesorios para controlar el salto. El principal propósito de tal control es acortar el rango en el cual el salto tendrá lugar y así reducir el tamaño y costo del lecho amortiguador, y lo más importante, fijar en un rango mínimo la posición de los tubos de adición de las sustancias coagulantes. El control tiene ventajas adicionales, pues él mejora la función de disipación de la energía, estabiliza la acción del salto y en algunos casos aumenta el factor de seguridad. En un diseño de los lechos amortiguadores, deberá considerarse:

a) Posición del salto. - Hay tres esquemas alternativos (Fig.2-7) que permiten a un salto hidráulico formarse aguas abajo de la fuente (Fuente tal como un vertedero de desborde, una caída o una compuerta).

El caso 1 representa el esquema en el cual la profundidad aguas abajo h_2' es igual a la profundidad h_2 secante de h_1 . En este caso, los valores de F_1 ; h_1 y h_2' ($=h_2$) satisfarán la ec. 2-1 y el salto sucederá sobre un sólido lecho inmediatamente adelante de-

la profundidad h_1 . Para el propósito de un buen mezclado, éste es un caso ideal. Una gran objeción a este esquema, sin embargo, es que una pequeña diferencia entre los valores actuales y supuestos de los coeficientes hidráulicos relevantes pueden causar que el salto se mueva aguas abajo de su posición estimada. Consecuentemente, es siempre necesaria alguna herramienta para controlar la posición del salto.

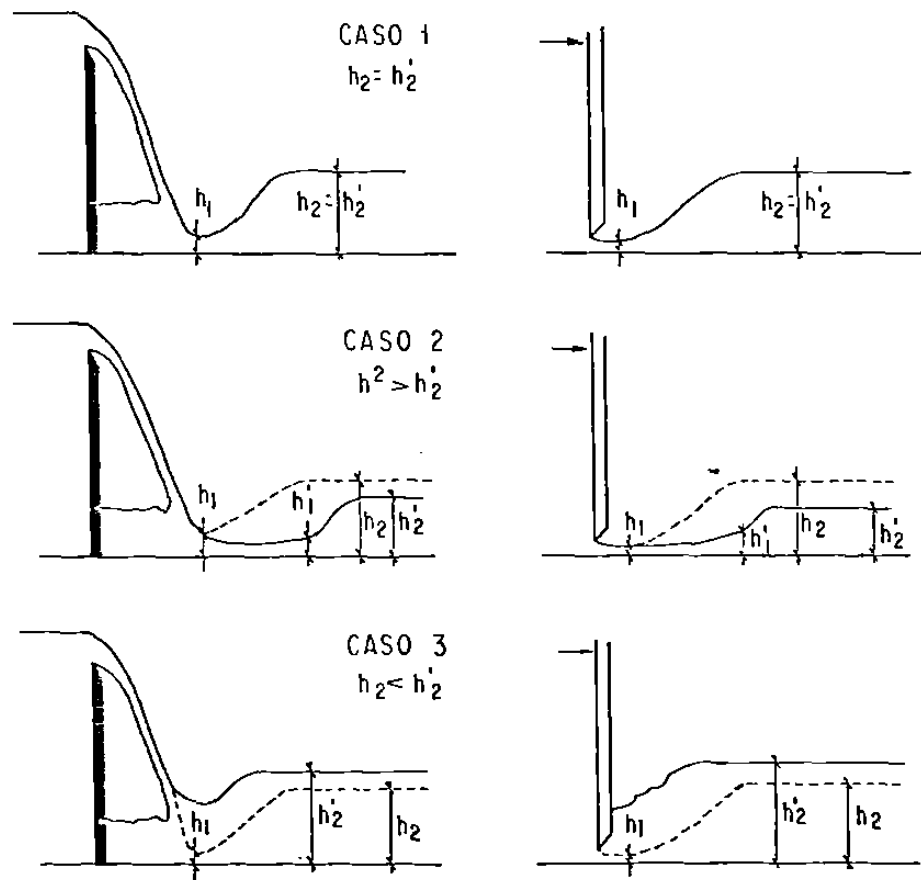


Fig. 2-7

El caso 2 representa el esquema en el cual la profundidad aguas abajo h_2' es menor que h_2 . Esto significa que la profundidad aguas abajo en el caso 1 es -- disminuída. Como resultado, el salto retrocederá -- aguas abajo a un punto donde la ec. 2-1 está satisfecha otra vez., Este caso debe, si es posible, ser -- evitado en el diseño, porque el salto, repelido desde el lecho resistente a la erosión, tendrá lugar en un punto diferente al de la adición del coagulante y el mezclado será afectado en su eficiencia. El remedio será usar un control en el tirante aguas abajo - para mantener el salto en el punto deseado en función del caudal de entrada. Este caso se presentará cuando el caudal sea incrementado respecto al caudal de diseño. Por otro lado, este caso hace que la pérdida de energía en el salto sea reducida, situándose los tirantes más a la izquierda en la curva de la -- energía específica.

El caso 3 representa el esquema en el cual la profundidad aguas abajo en el caso 1 es aumentada. Como resultado, el salto será forzado aguas arriba y puede ser inundado finalmente en la fuente, transformándose en un salto sumergido. Este caso es tal vez -- más favorable que el caso 2 para el mezclado, sin embargo la ec. 2.1 no llega a ser satisfecha por lo --

que la pérdida de energía es poca. Este caso se presenta cuando el caudal que entra es menor que el caudal de diseño, aunque aparentemente la eficiencia de la mezcla no se afecta mucho, se presenta una zona cerca del piso del canal que tiene una eficiencia menor. El remedio será usar un control para el tirante aguas abajo para mantener el salto en el punto deseado en función del caudal de entrada.

b) Condiciones aguas abajo.- En la discusión anterior se supuso que el nivel aguas abajo tiene una cierta posición fija, si su profundidad h_2' es menor que, o más grande que la profundidad seciente h_2 , el salto se altera. En la mayoría de los diseños el nivel aguas abajo varía en función del caudal en el canal. En tales casos, una curva de variación del nivel aguas abajo está disponible usualmente para mostrar la relación entre el nivel aguas abajo h_2' y el caudal Q . De un modo similar, una curva de variación de saltos puede construirse para mostrar la relación entre la profundidad seciente h_2 y la descarga Q . Debido a la diferencia en las posiciones relativas de las dos curvas de variación, Leliavsky(1) ha sugerido que el diseño se pueda considerar de acuerdo a cinco clases dife-

rentes de condiciones (Fig.2-8).

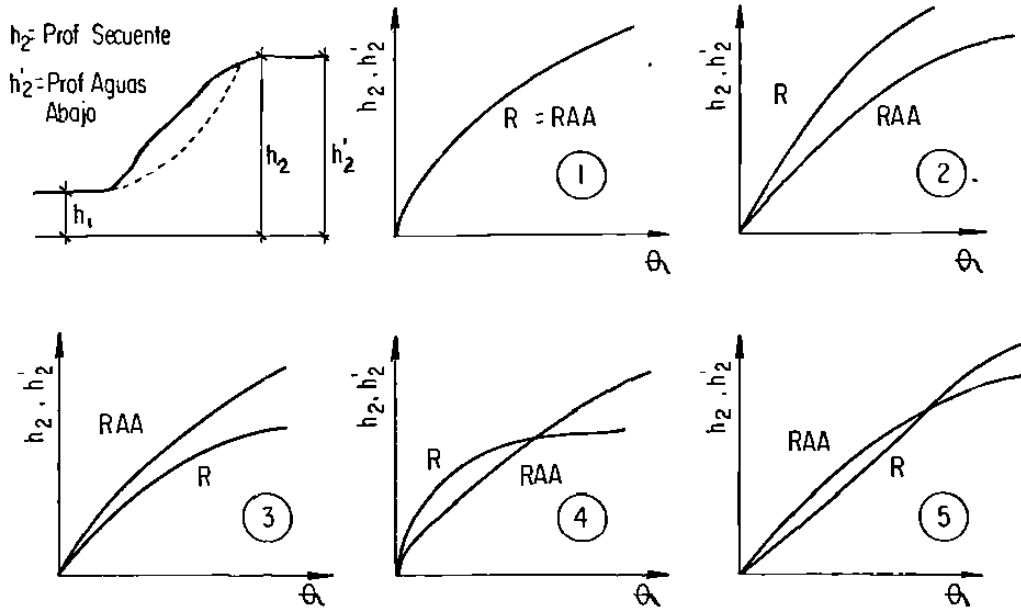


Fig. 2-8

La clase 1 representa todas las condiciones ideales en las cuales las dos curvas de variación siempre coinciden. Esto significa que en el caso 1 en la fig. 2-7 existe en todo momento y que se formará un salto en el lugar deseado para todas las descargas. este es uno de los propósitos del presente trabajo, el de establecer esta relación para las diferentes estructuras estudiadas.

La clase 2 representa las condiciones en las cuales la curva de variación del salto está siempre en un nivel más alto que la curva de variación del nivel aguas abajo. Esto significa que el caso 2 en la fig.

2-7 existe en cada momento y el salto se formará en un cierto lugar lejos aguas abajo. Un método efectivo para asegurarse que el salto ocurrirá en el lecho de control, es utilizar una chalana de altura variable.,.

La clase 3 representa la condición en la cual la curva de variación del salto está siempre en un nivel más bajo que la curva de variación del nivel aguas abajo. Esto significa que el caso 3 en la Fig.2-7 ocurrirá en todo tiempo y el salto se moverá aguas arriba y probablemente será inundado a la salida de la fuente. Consecuentemente será disipada poca energía. Será necesario recurrir a un sistema que incremente la energía inicial antes del salto como p.e. un escalón de bajada aguas abajo que permita un salto directo.

La clase 4 representa las condiciones en las cuales la curva de variación del salto está a un nivel más alto que la curva de variación del nivel aguas abajo para descargas bajas pero a nivel más bajo para descargas altas. El control aguas abajo será muy útil para el buen funcionamiento del mezclador, como ser una combinación de chalana y escalón.

La clase 5 representa las condiciones en las cuales la curva de variación del salto está a un nivel más bajo que la curva de variación del nivel aguas abajo para descargas bajas, pero a un nivel más alto para descargas altas. Un método efectivo para asegurar un salto es incrementar la profundidad aguas abajo suficientemente alta para proveer un colchón amortiguador, formándose así un salto para descargas altas.

Los casos particulares de cálculo para las diferentes estructuras estudiadas se irán dando a conocer a medida que se estudien las mismas, es decir: vertedor de pared delgada, vertedor de pared gruesa, vertedor de Cimacio y compuerta vertical.

II.2 CINETICA DE LA COAGULACION

La coagulación comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundo. Básicamente consiste en una serie de reacciones físicas y químicas, entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma.

El agua en su forma molecular pura no existe en la naturaleza, por cuanto contiene sustancias que pueden estar en sus-

pensión o en solución verdadera según el tamaño de disgregación del material que acarrea. Por otra parte, de acuerdo con el tipo de impurezas presentes, el agua puede aparecer como turbia o coloreada o ambas.

La turbiedad, que no es más que la capacidad de un líquido de diseminar un haz luminoso, puede deberse a partículas de arcilla provenientes de la erosión del suelo, a algas o a crecimientos bacterianos. El color está constituido por -- sustancias químicas, la mayoría de las veces provenientes -- de la degradación de la materia orgánica, tales como hojas y plantas acuáticas con las cuales el agua entra en contacto. El conocimiento exacto de las características de estos contaminantes es la base para comprender los procesos de -- remoción usados en la práctica.

Algunas de las propiedades más importantes de los coloides son:

- Propiedades cinéticas, dentro de las que se mencionan el movimiento browniano, la difusión y la presión osmótica.
- Propiedades ópticas, como el efecto Tyndall-Faraday y la coloración.
- Propiedades de superficie o adsorción.

- Propiedades de electromagnetismo, como el reemplazo isomorfo, ionización, adsorción preferencial, y las fuerzas coulómbicas de repulsión y las fuerzas atractivas de Van del Waals.

La coagulación, estrictamente hablando, es la desestabilización de las partículas coloidales, y en la actualidad se -- han desarrollado dos modelos, el modelo físico o de la do-- ble capa y el modelo químico o del puente químico.

II.2.1. Fases de la Coagulación

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que estos modelos simplifican el fenómeno para poderlo analizar. En la práctica en la adición a los efectos químicos y electrostática, hay que considerar los aspectos peri y ortocinéticos capaces de crear segregación del coagulante dentro de la masa de agua, haciendo que su concentración no sea uniforme y que, en consecuencia, las reacciones tengan diferentes características en los diferentes puntos del líquido. Esto quizás puede explicar porqué ninguno de los dos modelos describe la totalidad del proceso.

Debe tenerse en cuenta también que cuando se habla de la -- carga electrostática de las partículas en una suspensión, -

lo que se considera es la carga promedio de las partículas ya que cada una posee una carga distinta. Cuando se dice, por ejemplo, que una suspensión ha alcanzado el punto isoelectrico, lo que se quiere indicar es que el promedio de la carga de las partículas es cero, o tiende a cero; pero no debe olvidarse que cierta proporción tiene cargas positivas o negativas, lo que complica la interpretación del fenómeno. Conviene distinguir además entre: los coloides que existen en la suspensión y se quieren desestabilizar, y los coloides que se forman al agregar los coagulantes.

Teniendo en cuenta esta distinción, se podría considerar la coagulación desarrollándose en cinco fases consecutivas o simultáneas que implicarían reacciones químicas y físicas, así: (9)

- Fase 1; hidrólisis de los coagulantes y desestabilización de las partículas existentes en la suspensión.
- Fase 2; precipitación y formación de compuestos químicos que se polimerizan.
- Fase 3; adsorción de las cadenas poliméricas en la superficie de los coloides.
- Fase 4; adsorción mutua entre coloides.
- Fase 5; acción de barrido.

Al agregar un coagulante al agua, éste se hidroliza, es ---

decir, reacciona con las moléculas del agua, y puede producir la desestabilización de las partículas, por simple adsorción específica de los productos de hidrólisis (generalmente con carga positiva), en la doble capa que rodea a los coloides con carga negativa, o por interacción química con los grupos ionizables de su superficie (Fase 1).

Por otro lado, como los productos de la hidrólisis de los coagulantes sufren reacciones de polimerización (o sea, -- que se enlazan entre sí para formar grandes moléculas), se transforman en largas cadenas tridimensionales con extremos activos (Fase2).

Estas cadenas pueden ser fácilmente adsorbidas en los sitios vacantes de adsorción de los coloides existentes en la suspensión, dejando los extremos extendidos en el agua. (Fase 3).

Dichos extremos pueden adherirse a otros coloides que tengan sitios vacantes también, formando así masas esponjosas de partículas de la suspensión ligadas por cadenas poliméricas (Fase 4). Este proceso debe ser ayudado agitando lentamente al agua (floculación ortocinética).

Al sedimentar, éstos coágulos hacen un efecto de barrido, -- atrapando en su caída nuevas partículas que se incorporan -

a los microflocs en formación. La aparición de hidróxidos metálicos insolubles en agua, que se precipitan, pueden -- también contribuir y, en algunos casos, producir por sí sola el efecto de barrido (Fase 5).

La fig. 2-9 presenta en forma esquemática las cinco fases -- descritas.

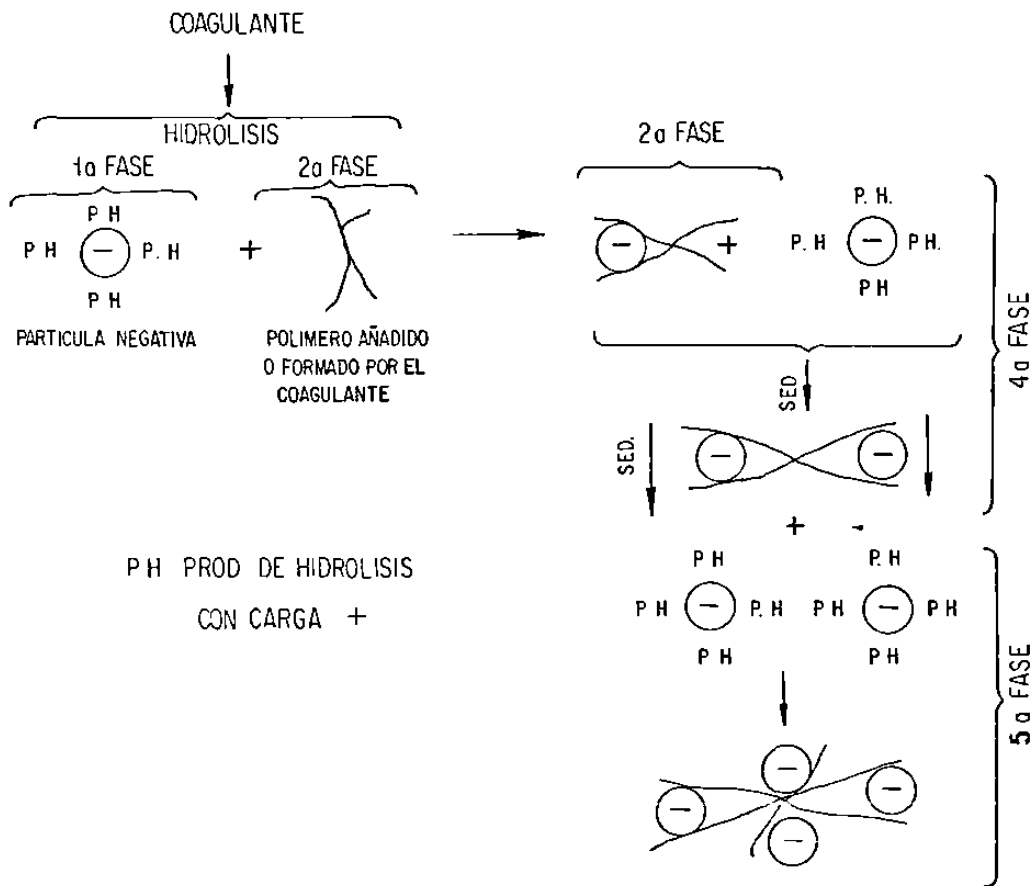


Fig. 2-9

II.2.2. Dispersión de los Coagulantes.

Una de las conclusiones que se desprende de las recientes publicaciones (9), es la importancia que tiene la rapidez con que se dispersan los coagulantes en el agua, para todo el proceso de clarificación posterior.

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa en tres fases distintas que son conceptual y prácticamente diferentes:

- 1ra. fase; Hidrólisis de los iones de Al(III), Fe(III). Según Hahn y Stumm (9) esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre 10^{-10} seg. y 10^{-3} seg.
- 2da. fase; Polimerización o reacción de los iones hidratados, para formar especies diméricas o poliméricas. Se realiza en un tiempo que puede variar entre 0.01 seg. y 1 seg.
- 3ra. fase; Difusión de los compuestos formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales. De acuerdo con los autores citados, el tiempo necesario para cubrir el coloide y desestabilizarlo puede variar entre 8.5×10^{-5} seg. y 2.4×10^{-4} seg.

Una vez desestabilizados los coloides, empiezan a aglutinarse formando primero microflocs, lo que puede tardar menos de 60 segundos; luego estos núcleos se aglutinan en partícu

las mayores (17 a 550 seg.) y, por último se hidratan aumentando su volúmen.

Los varios productos que se forman, no sólo aparecen con diferente velocidad, sino que tienen distinta capacidad para desestabilizar las partículas coloidales. Se cree que los monohidróxidos simples y polímeros por ejemplo, son varias veces más eficaces como coagulantes que los hidróxidos neutros, que resultan como producto al final de la serie de reacciones hidrolíticas.

De aquí se deduce que si las reacciones fisico-químicas entre el agua y los coagulantes se completan antes de que éstos últimos o sus productos iniciales, hayan tenido oportunidad de ser adsorbidos por las partículas coloidales, la eficiencia del proceso disminuye notablemente, lo que se traduce en un desperdicio de coagulante, pues hay que dosificar más para obtener los resultados, que se hubieran podido conseguir si la mezcla hubiera sido adecuada.

Vral y Jordan(19) consideran que la velocidad aparente de aglutinación de las partículas, puede aumentar hasta 3.5 veces con sólo mejorar la mezcla rápida. Como ejemplo(9) práctico, se cita el hecho de que en la planta de tratamiento de Guandú, Brasil; donde el sulfato de aluminio era agregado en un canal abierto muchos metros antes del salto hi-

dráulico, con solo mover el sitio de aplicación al área -- del flujo crítico, se logró una economía del 12% en el uso de coagulantes.

Resulta de aquí que el punto que se escoja para aplicar los coagulantes tiene una importancia definitiva. Debe seleccionarse siempre el lugar donde se produzca una mayor turbulencia en el reactor. En mezcladores de paletas, éste está en el fondo y debajo del eje, en mezcladores hidráulicos, en el sector donde se produce el salto hidráulico.

II.2.3. Potencia Consumida y Gradiente de Velocidad.

En todo proceso de mezcla hay un consumo de energía para -- producir turbulencia, que puede ser: hidráulica o mecánica. En el primer caso el trabajo efectuado para distorsionar -- las líneas de flujo es el producido por la pérdida de energía denominada pérdida de carga.

La intensidad de la agitación mecánica o hidráulica aplicada al agua en el proceso de mezcla, se determina por el parámetro del gradiente de velocidad. Inicialmente el proyecto de cámaras de mezcla rápida era orientado por condiciones mas o menos vagas, como: " Se considera suficiente para mezclar cualquier velocidad superior a 1.5 m/s"; o la poten

cia requerida para un rendimiento del equipo de mezcla i---
gual a 75%, es de 1/3 de HP por cada 5000m³ de agua tratada
por día" (21).

El parámetro del gradiente de velocidad fué introducido ha-
ce relativamente poco tiempo por Camp (21), en el dimensio-
namiento racional de unidades de mezcla.

Por lo tanto, la potencia disipada en mezcladores hidráulicos
puede calcularse a partir de la pérdida de carga según
Camp(9), así:

$$P = \frac{\gamma Q hp}{V} \quad (2-15)$$

Donde: P = Potencia disipada por unidad de volúmen.

V = Volúmen del mezclador

hp = Pérdida de carga (=ΔE)

Q = Caudal

Como: V = AL y Q = Av

$$P = \gamma v \frac{hp}{L}$$

Donde: v = Velocidad promedio del flujo

L = Longitud en la cual se produce la pérdida hp

γ = Peso unitario del agua

El gradiente de velocidad en mezcladores rápidos se calcula a partir de la potencia disipada por unidad de volúmen, así:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu}} \quad (2-16)$$

Donde P = Potencia por unidad de volúmen

μ = Viscosidad absoluta

G = Gradiente de velocidad

Si la potencia disipada es hidráulica:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma \text{ hp}}{\mu t}} \quad (2-17)$$

Todavía no se ha llegado a conclusiones definitivas en cuanto al grado de agitación de la mezcla rápida. La American Water Works Assosiation (11), sugiere tiempos de mezcla de 10 a 30 seg. y gradientes de velocidad variables con el tiempo no inferiores a 700 seg^{-1} , así:

t = 20 seg.	G = 1000/seg.
30	900
40	790
> 40	700

La potencia aplicada al agua resulta relativamente elevada y es alrededor de 26 HP/1000 l/s de capacidad.

Cuando se usan mezcladores de flujo de pistón, se emplean - gradientes de velocidad muy altos por tiempo muy corto. Aunque faltan datos concretos que permitan fijar normas al respecto, podría decirse tentativamente que gradientes entre 1000 y 2000 seg^{-1} son los más aconsejables. Por lo tanto cuando se usa el salto hidráulico como sistema de mezcla, la descarga debe ser libre y el tirante aguas abajo independiente para poderlo variar.

Hudson (18) recomienda un gradiente de velocidad lo más alto posible nunca inferior a 1000 seg^{-1} y un tiempo de mezcla inferior a 1 seg. preferentemente menor de 0.5 seg. La Fig. 2-10 muestra la relación entre el tiempo de retención - el gradiente y la pérdida de carga.

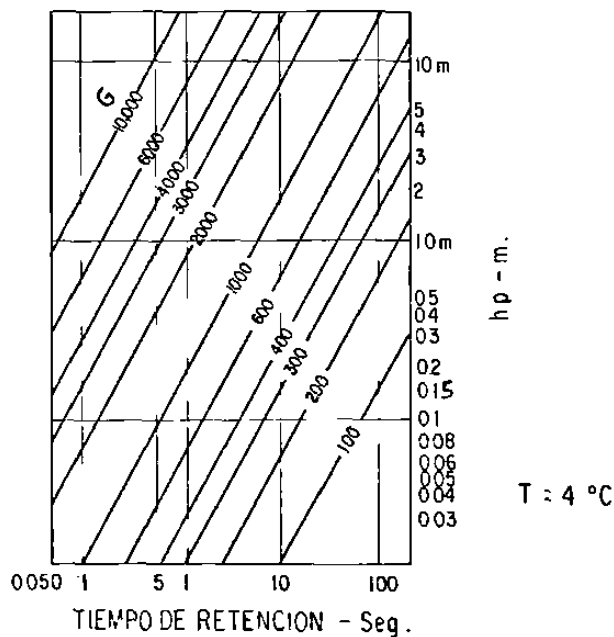


Fig. 2-10

CAPITULO III

M=E=T>O=D>O=S====D=E====L=A=B=O=R=A=T=O=R=I=O

El principal propósito del presente trabajo fué evaluar la eficiencia del salto hidráulico como unidad de mezcla rápida en función de adicionar una sustancia al agua antes del salto hidráulico en una dosis y rata conocida y que sea susceptible de ser detectada posteriormente mediante procedimientos de laboratorio.

Para lograr ese objetivo, fué necesaria la construcción de un canal a escala de laboratorio, cuyo esquema se muestra en la Fig. 3-1. Este canal es horizontal y tiene un ancho de 7 cm, una longitud total de 2.60 m; y una altura total de 0.50 m. en la parte inicial (1 m), y 0.25m en la parte final.

Durante la etapa inicial de las pruebas, el flujo fué recirculado a fin de poder calibrar y trabajar con la parte hidráulica del presente trabajo; posteriormente el régimen pasó a ser no-recirculado y drenar el agua mezclada con el trazador al drenaje del edificio del Instituto de Ingeniería Civil, donde se encuentra instalado el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería Civil de la U.A.N.L. Este es un punto que se mencionó al inicio del presente trabajo como una limitación del tiempo de muestreo, por lo cual, para hacer un uso más eficiente del agua se introdujo el electrodo del-

conductivímetro al canal para monitorear la conductividad - con un intervalo de 20 seg. para las lecturas.

III.1 DESCRIPCION DEL MODELO

El canal, el sistema de alimentación, regulador del caudal y sistema de drenaje que se muestra en la fig. 3-1, fué objeto de varias modificaciones desde su concepción a fin de ir perfeccionando su funcionamiento hasta un punto bastante aceptable hidráulicamente, en el cual es posible el manejo total del caudal, de tal manera que se puedan obtener varios estados de salto y números de Froude.

El canal, como se mencionó anteriormente, tiene un ancho de 7 cm. y una altura de 0.50 y 0.25 m. El material del fondo y las paredes es vidrio transparente de un espesor de 6 mm. (1).

El canal tiene una cámara de quietamiento a la entrada de sección circular de 30 cm. de diámetro, y una altura de 60 cm., que coincide con la altura superior del canal, y los 10 cm. están por debajo de la solera, y sirve como un colchón amortiguador para la línea de alimentación. (2).

- | | | | |
|---|----------------------------|----|--------------------------------|
| 1 | CANAL RECTANGULAR | 8 | TUBO DE SUCCION 2" |
| 2 | CAMARA DE AQUIETAMIENTO | 9 | ESTRUCTURA HIDRAULICA |
| 3 | RESERVORIO DE AGUA 2000 L. | 10 | ADICION DEL TRAZADOR |
| 4 | BOMBA Y MOTOR | 11 | SALTO HIDRAULICO |
| 5 | LINEA DE DESCARGA 2" PVC | 12 | VIGA DEL SOPORTE DEL CANAL |
| 6 | LINEA DE RETORNO 1 1/2" | 13 | DISPOSITIVO DE CONTROL p/h_2 |
| 7 | LINEA DE RETORNO 2" PVC | 14 | CANALETA DE DRENAJE |

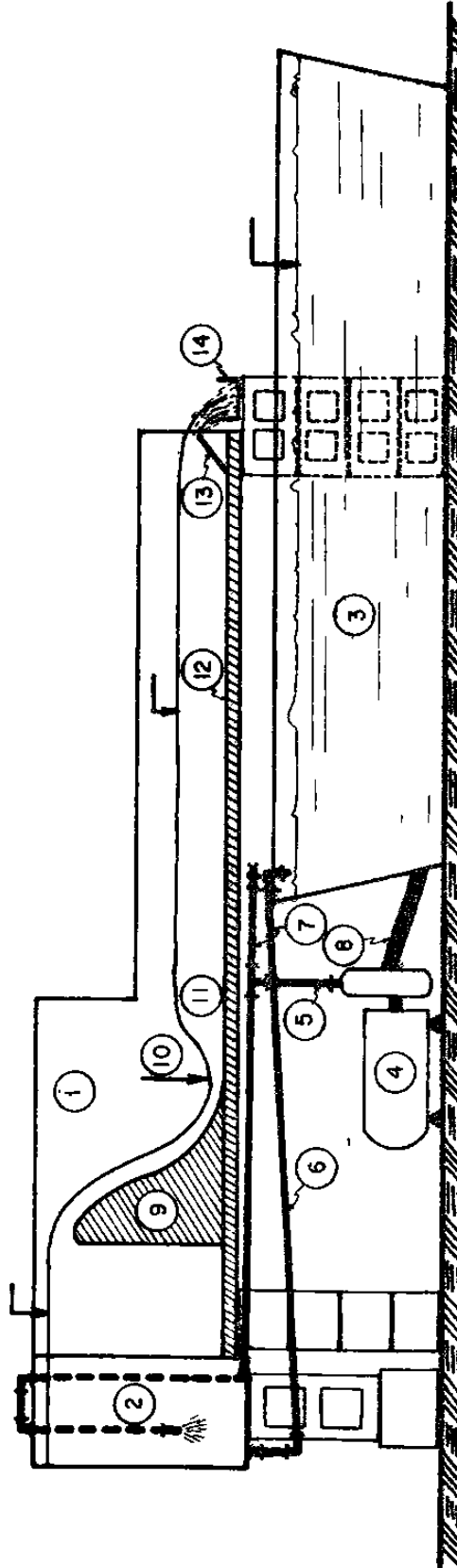


FIG. 3-1

El dispositivo cuenta también con un reservorio de agua formado con una alberca de fibra de vidrio con una capacidad de unos 2000 litros efectivos. Este reservorio era llenado, previo a las pruebas con agua de la llave por medio de una manguera de hule, ya que por día se gastaba más de la mitad de la capacidad del reservorio. (3).

La bomba usada fue provista por el Laboratorio de Hidráulica, es una bomba centrífuga de 3450 RPM y accionada por un motor eléctrico para 220 V. y una potencia de 1.5 HP. El diámetro de succión y el de descarga es de 2". La capacidad del bombeo fué superior a la de la instalación (2 l/s) pero por la limitación en las dimensiones no fue necesario. (4).

La línea de descarga era de 2" de PVC, ésta fué objeto de algunas modificaciones en función a la cámara de quietamiento, ya que ésta última fue implantada después. Los accesorios son igualmente de PVC y no tiene ninguna pieza que llegue a estrangular el fluio, ya que el PVC que se usó era de baja presión. Esta línea descarga verticalmente en la cámara de quietamiento. (5).

En la parte inferior de la cámara de quietamiento está conectada una manguera de hule de 1.5" de diámetro donde tiene un sistema para aplastar la manguera (tramo) la cual -

está conectada a un tramo de politubo de 1.5" que descarga en el reservorio y permite una variación del caudal mediante un sistema de aplastamiento del hule. (6) Sin embargo, con el anterior sistema, no fué posible regular el 100% del gasto, y se optó por derivar una extensión de la línea de descarga directamente hacia el reservorio con tubería de 2" PVC y que en la parte final se le puso una abrazadera para detener un tramo de hule para aplastarlo y de este modo tener un control total del caudal. (7).

Otro aspecto que debe mencionarse es el sistema de control del tirante aguas abajo, que es la parte más importante y que hace que el salto quede localizado en el punto deseado a fin de alcanzar la eficiencia del mezclado (13). Las otras partes constitutivas del modelo pueden verse en la Fig. 3-1 o también a través de las transparencias que forman parte del presente trabajo.

III.2 SITUACIONES ESPECIALES DEL SALTO

III.2.1 Análisis del Salto Ahogado

Esta es una situación que se presenta cuando el tirante secuente es menor que el tirante aguas abajo; y se usará un modelo matemático que iguala las fuerzas específicas antes y después del salto para el cálculo de la pérdida de carga-

cuando el salto hidráulico está ahogado. Ver fig. 3-2.

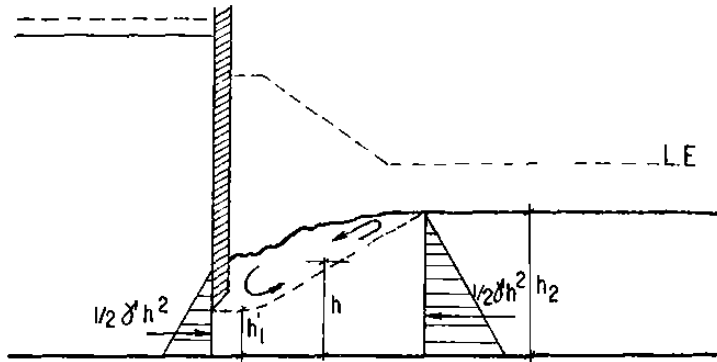


Fig. 3-2

Usando el principio del momentum entre las secciones 1 y 2 - se establece:

$$\frac{q^2}{gh_1} + \frac{h^2}{2} = \frac{q^2}{gh_2} + \frac{h_2^2}{2} \quad (3-1)$$

Nótese que la carga piezométrica en el punto 1 es h , y no h_1' . En estas condiciones es más útil usar el número de Froude F_2 en la sección 2.

$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{gh_2}} \quad (3-2)$$

La relación entre el tirante h y h_2 se puede establecer - - igualando la ecuación 3-1 e introduciendo la ec. 3-2, o sea simplificando:

$$\frac{h}{h_2} = \sqrt{1 + 2F_2^2 \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right)} \quad (3-3)$$

Donde h es la profundidad sumergida, h_1' es el tirante de la vena líquida que fluye con una velocidad v_1 y h_2 es el tirante aguas abajo. (1).

Cuando se trata de compuertas, si el salto es ahogado, la carga sobre la compuerta se elevará produciendo eventualmente un embalse aguas arriba de la compuerta, por lo que es necesario reducir el gasto para evitar esta situación, por lo que se puede utilizar el gráfico que trae la ref. (2) en la pag. 209. Esta gráfica considera una reducción del coeficiente de descarga C_d en función de los tirantes considerados anteriormente.

Sin embargo cuando se trata de una caída, como ser un vertedor, no es posible definir por cálculo el tirante h_1' que en el caso de las compuertas se toma como la abertura "a", para entrar a la ec. 3-3, por lo tanto, en el presente trabajo se procedió a evaluar la carga de velocidad en la sección 1: $v_1^2 / 2g$ mediante el tubo de Pitot; ya que el problema es conocer el valor de h . Con este valor se calcula la energía específica en las secciones 1 y 2 y su diferencia es el valor de h_p , con el que se calcula el gradiente de velocidad respectivo.

Finalmente, para tener el valor del tiempo de mezcla, se toma la media de las velocidades v_1 y v_2 . Y la longitud del salto hidráulico, que se hizo por medición directa, permiten conocer el valor del tiempo de mezcla.

III.2.2 Análisis del Salto Corrido

Esta situación no presenta muchos problemas de cálculo, ya que solo es necesario conocer el valor del tirante aguas abajo h_2 , puesto que, como se mencionó en el anterior capítulo, la ec. 2-1 quedará satisfecha en el punto donde se presente el salto aguas abajo del canal. Fig. 3-3

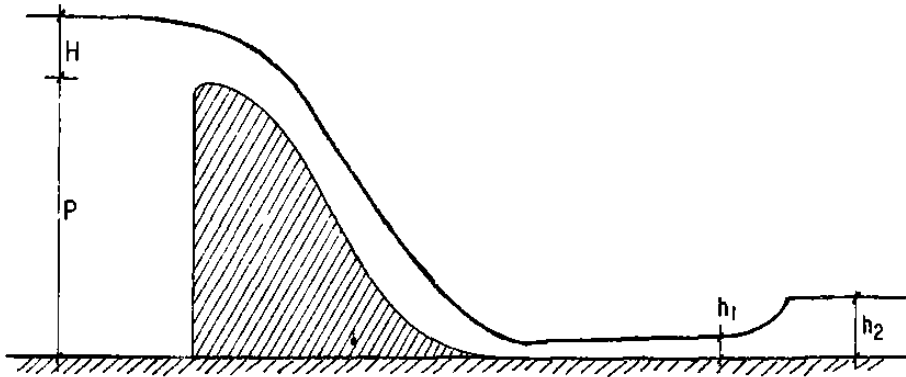
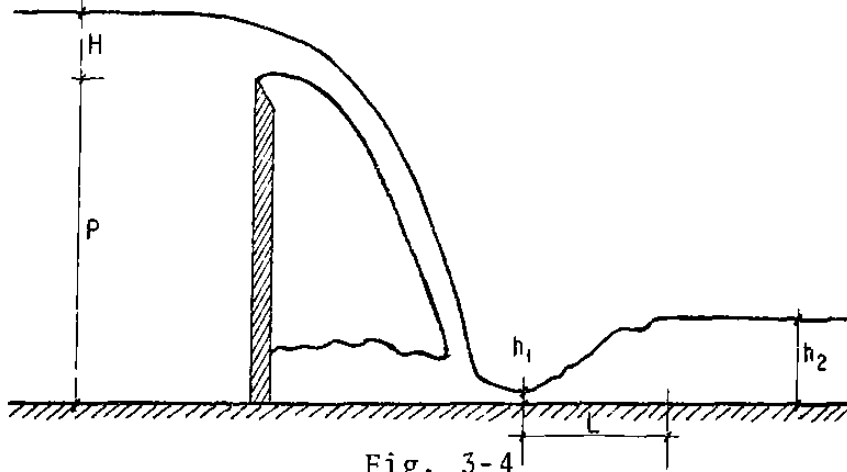


Fig. 3-3

El análisis de esta situación es similar al del salto directo que se han estudiado en el presente trabajo.

III.3 VERTEDOR DE PARED DELGADA

El vertedor considerado en el presente trabajo fué uno de madera de un ancho igual al del canal (7 cm). de cresta afilada. Y una altura P de 40 cm. Esta altura fue establecida -- previamente a la construcción del modelo en función al caudal que daba la bomba; así como el ancho del canal; ver la Fig. 3-4



La fórmula usada para calcular el caudal fué:

$$Q = (1.782 + 0.24 \frac{H}{P}) \times L H e^{3/2} \quad (3-4)$$

Donde: Q = caudal en m³/s

H = carga sobre el vertedor en m

P = altura del vertedor en m.

L = ancho del canal en m

$H_e = H + 0.0011$ en m

Aplicando el principio del momentum. White (2) encontró una relación entre el tirante inicial h_1 y el tirante crítico h_c , en función de la altura del vertedor P :

$$\frac{h_1}{h_c} = \frac{\sqrt{2}}{1.06 + \sqrt{\frac{P}{h_c} + 1.5}} \quad (3-5)$$

Esta ecuación permite conocer el tirante inicial h_1 ; el cual es muy difícil de ser medido directamente por la gran turbulencia que se presenta en este punto. Haciendo uso de la ecuación de continuidad, con el caudal previamente conocido, se puede conocer el valor de v_1 y consiguientemente el número de Froude F_1 . Posteriormente usando la ec. 2-1 se podrá conocer el valor del tirante seciente h_2 , etc.

Sin embargo, el anterior procedimiento no incluye una determinación directa de alguno de los parámetros como por ejemplo uno de los tirantes. por lo que se torna en un método meramente teórico-analítico, ya que todos los parámetros podrían obtenerse con las fórmulas.

Pero, como una respuesta al objetivo del presente trabajo, el método seguido fue el de hacer una medición directa del ti-

rante aguas abajo, el cual fue determinado por medio de una regla graduada colocada en el canal, donde era posible monitorearlo y observar sus variaciones en función del caudal y la posición de la charnela de control. El caudal fue determinado usando las fórmulas presentadas.

La información que se presenta a continuación sigue la siguiente secuencia: en función de la estructura determina el coeficiente C de descarga, luego con la carga sobre el vertedor y C se obtiene el caudal; posteriormente éste se divide entre el ancho del canal para tener el caudal unitario. Con el gasto unitario se calcula el tirante crítico. Luego se introduce el valor observado del tirante secante h_2 , y como ya se conoce el caudal unitario, se pone la ec. 2-1 solamente en función del tirante h_1 , el cual es determinado por tanteos. Posteriormente se calculan las velocidades v_1 y v_2 , para obtener un promedio de éstas \bar{v} , paralelamente se obtiene el valor de L , que es la longitud del salto, medido directamente y comparado con el valor de la ec. 2-14; para obtener el tiempo de mezcla t . Inmediatamente que se conoce v_1 , es posible conocer el valor de F_1 . Igualmente, con los valores de h_1 y h_2 , se calcula la pérdida de carga h_p por la ec. 2-13. Los valores de la energía específica antes y después del salto están dados por E_1 y E_2 , respectivamente.

Es muy importante también, conocer la proporción de la pérdida de carga respecto a la energía remanente en la sección 1, va que esta relación varía en función del tipo de estructura y en la información que se presenta a continuación. se incluye el valor de h_p/E_1 en porcentaje.

Sobre el aspecto de la cinética de la mezcla. ésta es evaluada por el gradiente de velocidad, el cual está en función -- del peso unitario del agua, la pérdida de carga, el tiempo - de mezcla y la viscosidad absoluta: ec. 2-17.

La evaluación del grado de mezclado, para el presente trabajo está en función de la conductividad, que es una medida de la concentración de las sales disueltas. Está en función de la temperatura, para lo cual el aparato tiene un compensador de temperatura. Es de hacer notar que el electrodo está dentro de un protector, el cual tiene un orificio lateral para permitir que el agua ocupe el volumen del protector: es por este motivo que las lecturas se hicieron con un intervalo de 20 segundos, a fin de permitir en cada lectura un volumen de agua "actual". Se hicieron inyecciones semicontínuas a fin - de observar lo que sucede cuando no hay adición de sal, y es tablecer que se trata de un flujo tipo pistón.

III.3.1 Vertedor de pared delgada. $b = 7 \text{ cm}$; $P = 40 \text{ cm}$

H	7.5 cm	C	1.827	Q	2.68 l/s
q	0.03835 m ³ /s/m	h_c	5.31 cm	h_1	1.85 cm
V_1	2.07 m/s	F_1	4.86	h_2	11.80 cm
V_2	0.33 m/s	\bar{v}	1.20 m/s	L	0.60 m
t	0.50 seg	hp	11.30 cm	E_1	23.71 cm
E_2	12.36 cm	hp/ E_1	47.66%		
μ	0.000112 kg seg/m ²			T	15° C
		G	1420 seg ⁻¹		

<u>h(cm)</u>	<u>E(cm)</u>	<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (mohos-cm)</u>
15	15.33	0'00"	0	750
14	14.38	0'20"	0	750
13	13.44	0'40"	103	1020
12	12.52	1'00"	103	1020
11	11.62	1'20"	103	1020
10	10.75	1'40"	103	1020
9	9.93	2'00"	103	1020
8	9.17	2'20"	0	950
7	8.53	2'40"	0	750
6	8.08	3'00"	0	750
5.31	7.97	3'20"	0	750
5	8.00	3'40"	103	890
4	8.69	4'00"	103	1020
3.5	9.63	4'20"	103	1020
3	11.34	4'40"	103	1020
2.5	14.51	5'00"	0	900
2	20.76	5'20"	0	750
1.5	34.85	5'40"	0	750

(1/2 bus)

0
500
1000

CONDUCTIVIDAD (MOHOS/cm)
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0

6
40
20
5
40
3
20
40
2
40
1
20
40

T I E M P O (min)

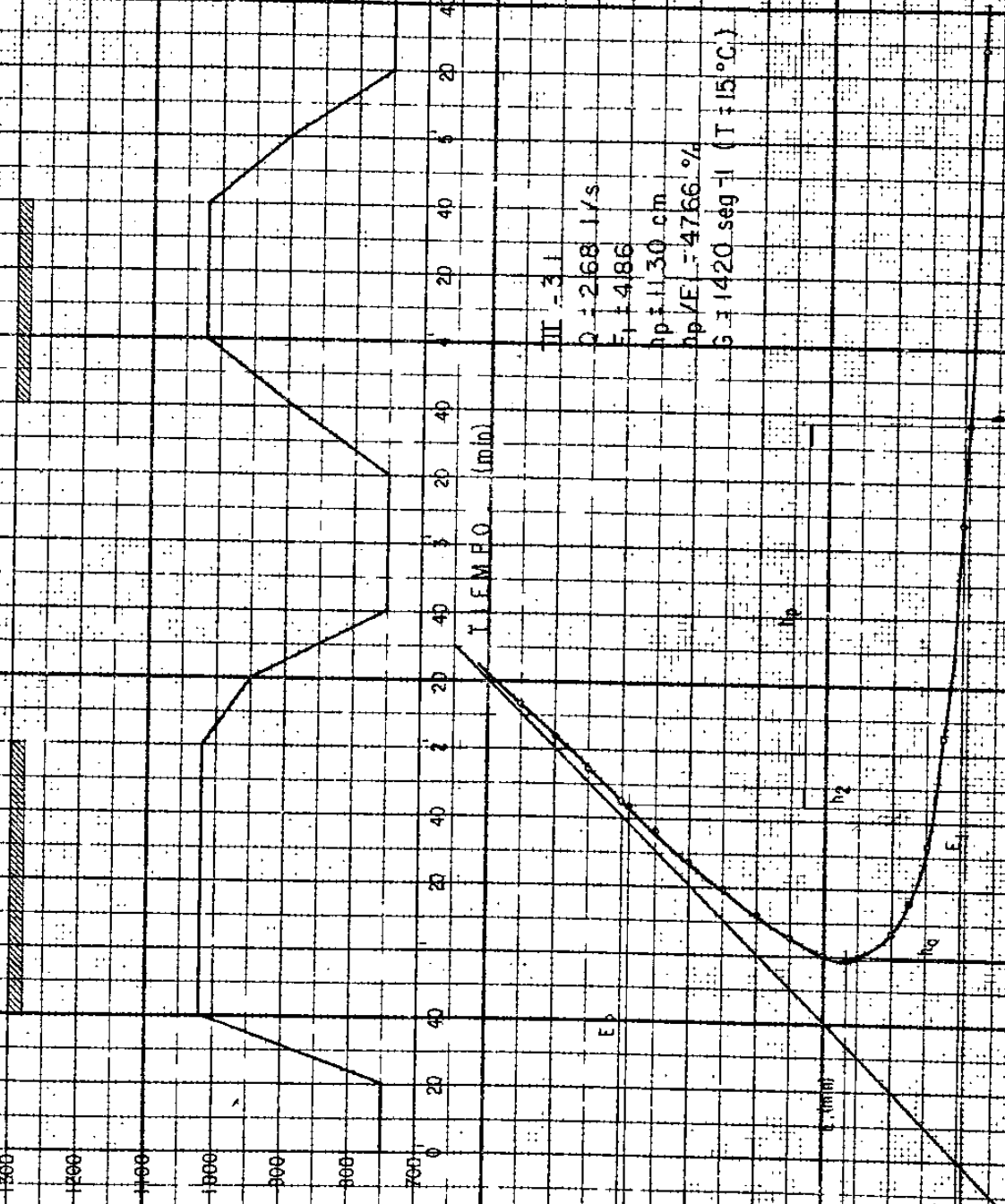
III - 3 I
Q = 2.68 l/s
F₁ = 4.86
h_p = 1.30 cm
h_p/E = 47.66 %
G = 1420 seg/l (T = 15 °C)

T I R A N T E (cm)
15
10
5
0

E₁
E₂
E₃
E₄
E₅
E₆
E₇
E₈
E₉
E₁₀
E₁₁
E₁₂
E₁₃
E₁₄
E₁₅
E₁₆
E₁₇
E₁₈
E₁₉
E₂₀
E₂₁
E₂₂
E₂₃
E₂₄
E₂₅
E₂₆
E₂₇
E₂₈
E₂₉
E₃₀
E₃₁
E₃₂
E₃₃
E₃₄
E₃₅
E₃₆
E₃₇
E₃₈
E₃₉
E₄₀

40
30
20
10
0

E N E R G I A E S P E C I F I C A (cm)

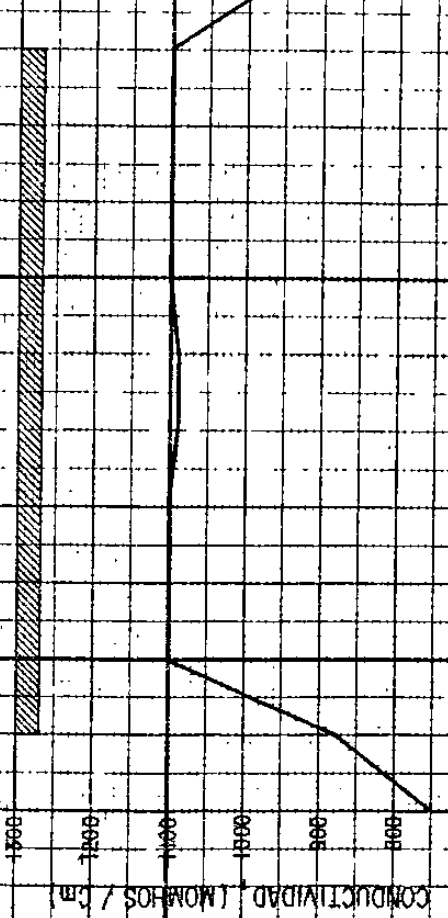
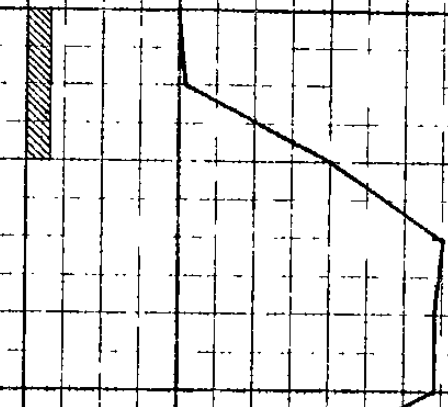


III.3.2 Vertedor de pared delgada. $b = 7 \text{ cm}$; $P = 40 \text{ cm}$

H	5.8 cm	C	1.817	Q	1.83 l/s
q	0.02611 m ³ /s/m	h_c	4.11 cm	h_1	1.32 cm
v_1	1.98 m/s	F_1	5.51	h_2	9.60 cm
v_2	0.27 m/s	\bar{v}	1.13 m/s	L	0.50 cm
t	0.44 seg	h_p	11.20 cm	E_1	21.32 cm
E_2	9.97 cm	h_p/E_1	52.53%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15°C
		G	1500 seg ⁻¹		

<u>h(cm)</u>	<u>E(cm)</u>	<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
12	12.24	0'00"	0	750
11	11.29	0'20"	152	880
10	10.35	0'40"	152	1100
9	9.43	1'00"	152	1100
8	8.54	1'20"	152	1100
7	7.71	1'40"	152	1090
6	6.97	2'00"	152	1090
5	6.39	2'20"	152	1100
4.11	6.17	2'40"	152	1100
4	6.17	3'00"	152	1100
3	6.86	3'20"	152	1100
2.5	8.07	3.40"	0	950
2	10.70	4'00"	0	760
1.5	16.96	4'20"	0	760
1	35.78	4'40"	0	750
		5'00"	152	900
		5'20"	152	1090
		5'40"	152	1100

0
500
1000
(1/6 m)



T E M P E R A T U R A (°C)

6'

III - 3.2

$Q = 183 \text{ l/s}$

$\rho = 5.51$

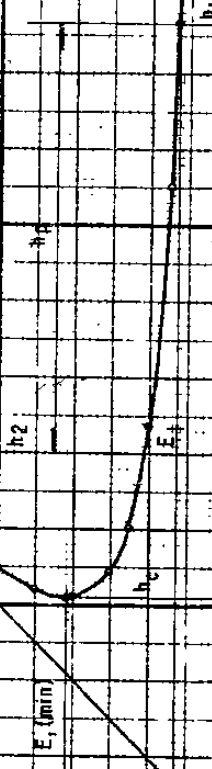
$\rho_p = 11.20 \text{ cm}$

$\rho_p / E = 52.53 \%$

$G = 1500 \text{ kg} \cdot \text{seg}^{-1} \text{ (T = 15 °C)}$



IRANDE (cm)

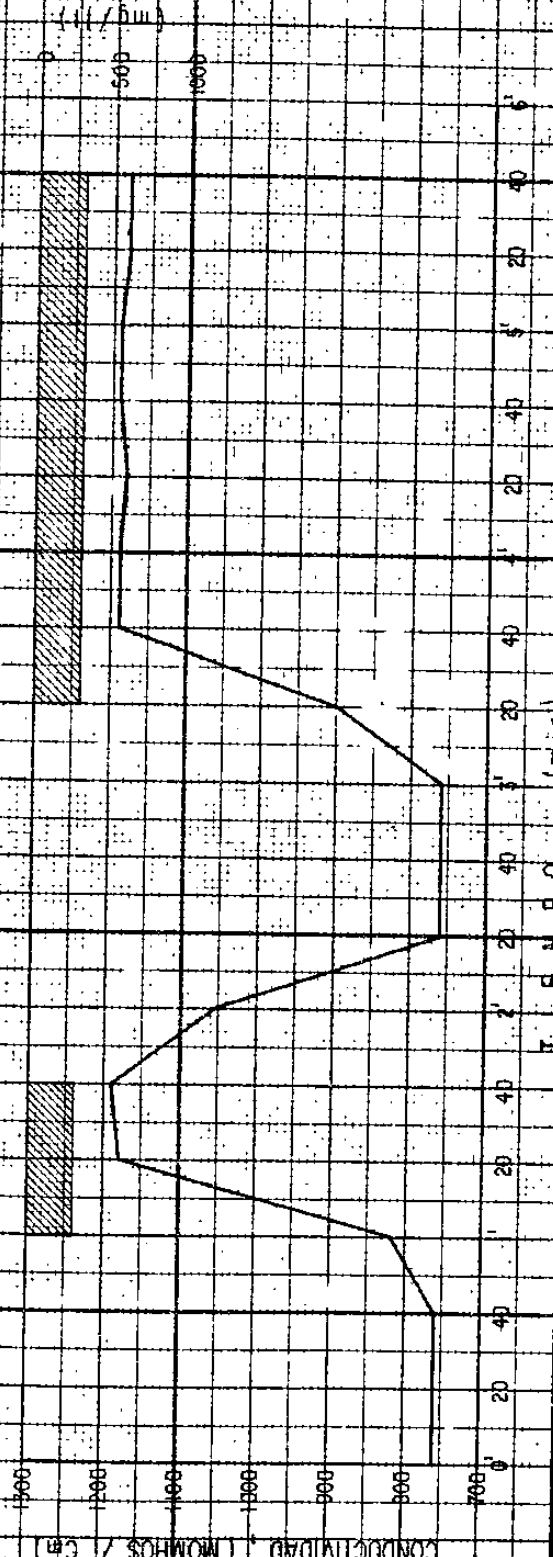


ENERGIA ESPECIFICA (J/kg)

III.3.3 Vertedor de pared delgada. $b = 7$ cm; $P = 40$ cm

H	3.5 cm	C	1.803	Q	0.87 l/s
q	0.01237 m ³ /s/m	h_c	2.50 cm	h_1	0.67 cm
v_1	1.85 m/s	F_1	7.22	h_2	6.50 cm
v_2	0.19 m/s	\bar{v}	1.02 m/s	L	0.35 m
t	0.34 seg	h_p	11.40 cm	E_1	18.13 cm
E_2	6.68 cm	h_p/E_1	62.88%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1730 seg ⁻¹		

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (mamhos-cm)</u>
9	9.10	0'00"	0	760
8	8.12	0'20"	0	760
7	7.16	0'40"	0	760
6	6.22	1'00"	319	820
5	5.31			
4	4.49	1'20"	319	1180
3	3.87	1'40"	319	1190
2.50	3.75	2'00"	0	1050
2	3.95	2'20"	0	760
1.5	4.97	2'40"	0	760
1	8.81	3'00"	0	760
0.5	31.73	3'20"	319	900
		3'40"	319	1190
		4'00"	319	1190
		4'20"	319	1180
		4'40"	319	1190
		5'00"	319	1190
		5'20"	319	1180
		5'40"	319	1180



$\mu = 3.3$
 $Q = 0.87 \text{ l/s}$
 $F = 7.22$
 $\rho_p = 1.40 \text{ cm}$
 $\rho_p/E = 62.88 \%$
 $\delta = 1730 \text{ seg} - (T = 15^\circ\text{C})$

T E M P O (min)

CONDUCTIVIDAD (MOHMS / CM)

TRANSP (CM)

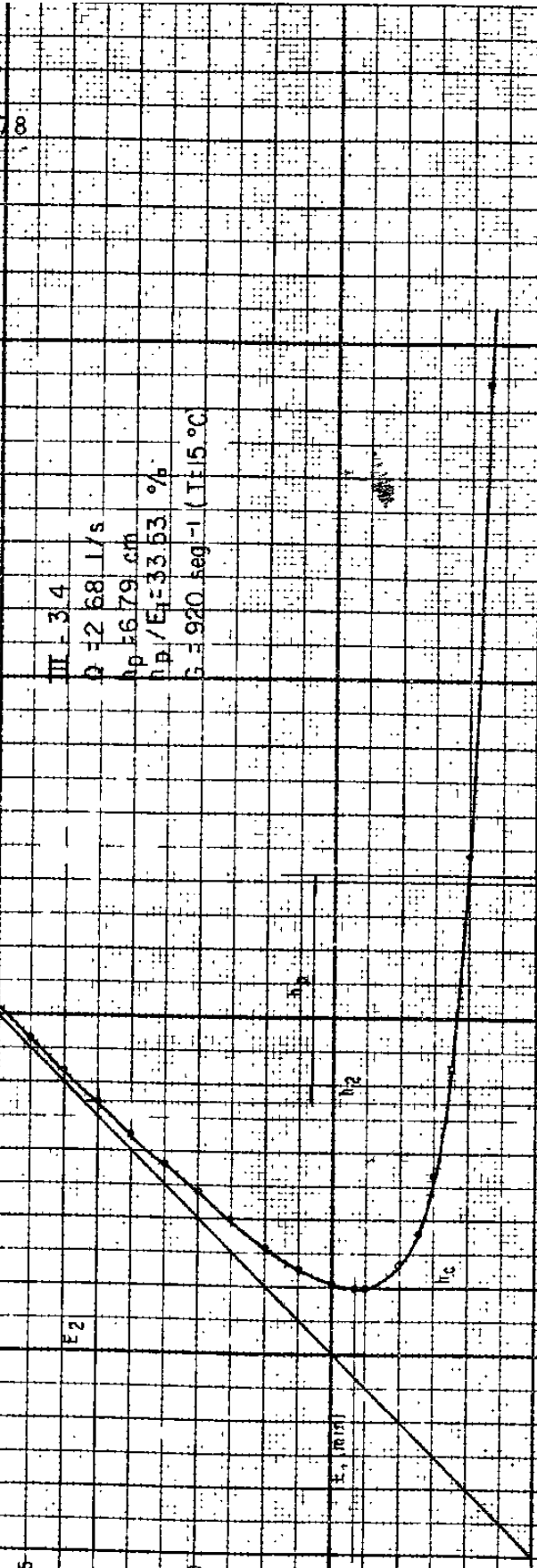
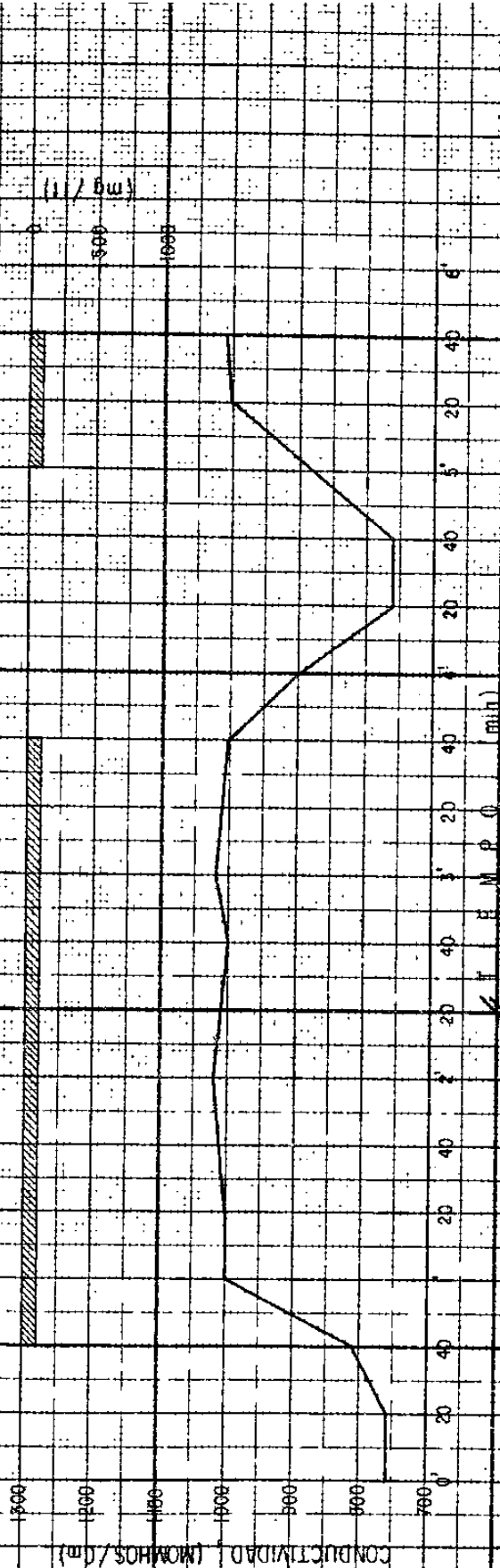
ENERGIA ESPECIFICA (Cal)



III.3.4 Vertedor de pared delgada; salto ahogado $b = 7$ cm

H	7.5 cm	C	1.827	Q	2.68 l/s
q	0.03835 m ³ /s/m	h_c	5.31 cm	$v_1^2/2g$	12 cm
v_1	1.53 m/s	h_1	2.51 cm	h_2	13 cm
v_2	0.30 m/s	F_2	0.266	h	8.31cm
\bar{v}	0.91 m/s	L	0.65 m	t	0.71seg
E_1	20.25 cm	E_2	13.46 cm	hp	6.79 cm
hp/ E_1	33.53 %	μ	0.000112 Kg seg/me	(T	15° C)
		G	920 seg ⁻¹		

t	C (mg/l)	Cond (manhos-cm)
0'00"	0	760
0'20"	0	760
0'40"	103	810
1'00"	103	1000
1'20"	103	1000
1'40"	103	1010
2'00"	103	1020
2'20"	103	1010
2'40"	103	1000
3'00"	103	1020
3'20"	103	1010
3'40"	103	1000
4'00"	0	900
4'20"	0	760
4'40"	0	760
5'00"	103	880
5'20"	103	1000
5'40"	103	1010



III - 3.4
 $Q = 2.68 \text{ l/s}$
 $h_p = 16.79 \text{ cm}$
 $h_p/E_1 = 33.53 \text{ \%}$
 $G = 920 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ \text{C})$

1300
1200
1100
1000
900
800
700

0' 20' 40' 60' 80' 100'

0 20 40 60 80 100

0 5 10 15 20 25 30 35 40

0 5 10 15 20 25 30 35 40

1300
1200
1100
1000

0' 20' 40' 60' 80' 100'

0 20 40 60 80 100

0 5 10 15 20 25 30 35 40

0 5 10 15 20 25 30 35 40

III.3.5 Vertedor de pared delgada; salto corrido. b = 7 cm

H	7.5 cm	C	1.827	Q	2.68 l/s
q	0.03835 m ³ /s/m	h_c	5.31 cm	h_1	2.29 cm
v_1	1.67 m/s	F_1	3.53	h_2	10.50 cm
v_2	0.37 m/s	\bar{v}	1.02 m/s	L	0.60 m
t	0.59 seg	h_p	5.75 m/s	E_1	16.52 cm
E_2	11.20 cm	h_p/E_1	34.81%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	930 seg ⁻¹		

<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (micromhos-cm)</u>
0'00"	103	1000
0'20"	103	1020
0'40"	103	1020
1'00"	103	1000
1'20"	103	1000
1'40"	103	1020
1'00"	103	1000
2'20"	103	1010
2'40"	0	910
3'00"	0	770
3'20"	0	770
3'40"	0	770
4'00"	103	1000
4'20"	103	1010
4'40"	103	1000
5'00"	103	1020
5'20"	103	1020
5'40"	103	1010

CONDUCTIVIDAD (MDMOS/C.M)

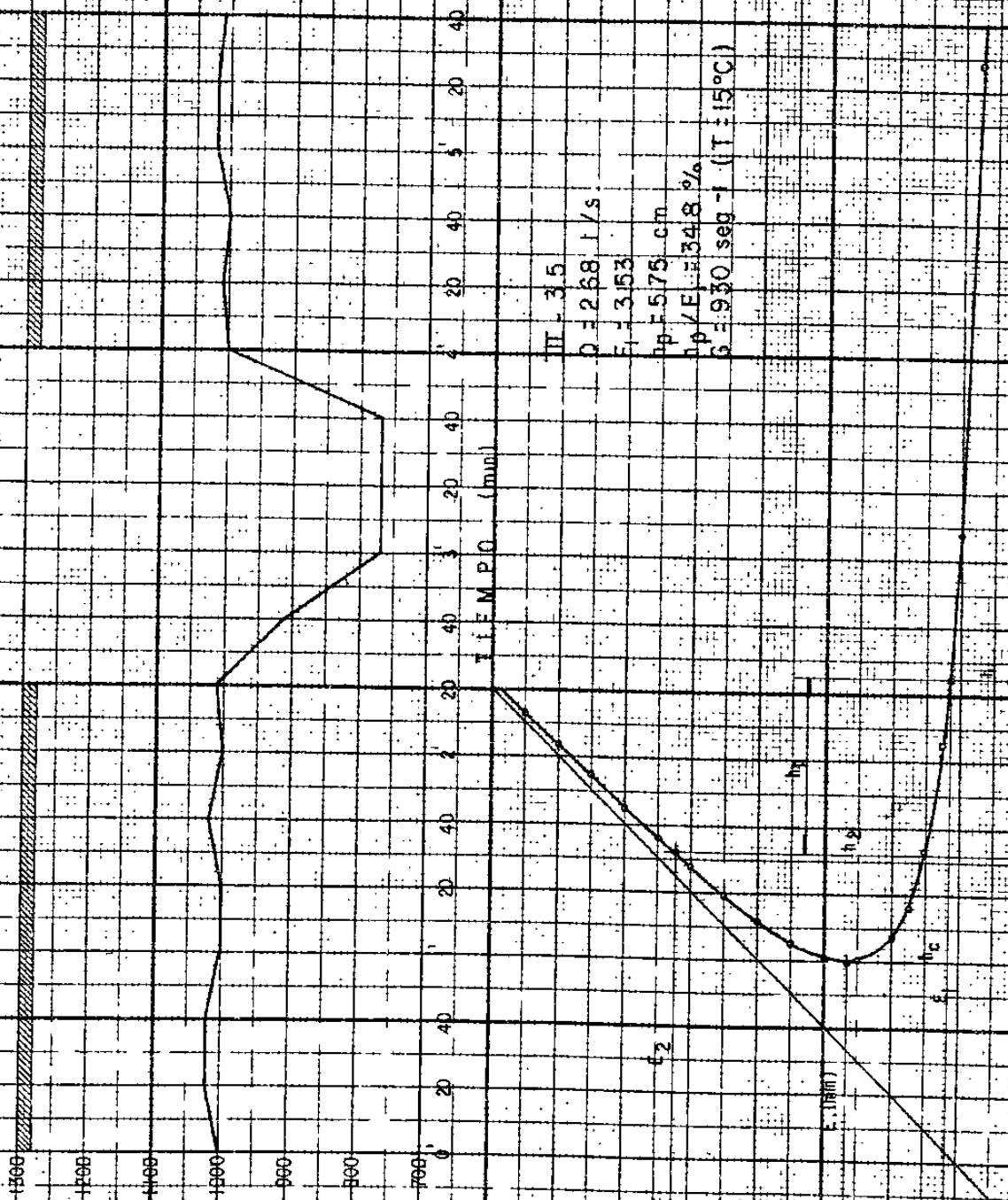
(1) (g/ml)

T I E M P O (min)

L I T A N E . K C M L

E N E R G I A E S P E C I F I C A (J.C.M.L)

$\mu = 3.5$
 $D = 2.68 \text{ l/s}$
 $F_1 = 3.53$
 $h_p = 5.75 \text{ cm}$
 $h_p/E = 34.8 \%$
 $G = 930 \text{ seg}^{-1} \text{ (T: } 15^\circ\text{C)}$



III.4 VERTEDOR DE PARED GRUESA

El vertedor de pared gruesa en el presente trabajo fué uno -
construido de madera, con el borde aguas arriba redondeado -
con un radio de 3 cm. y un espesor del vertedor de 10 cm y -
una altura de 40 cm. Este tipo de estructura es comunmente-
llamado " caída" , donde la lámina queda adherida completa-
mente a la superficie del vertedor.

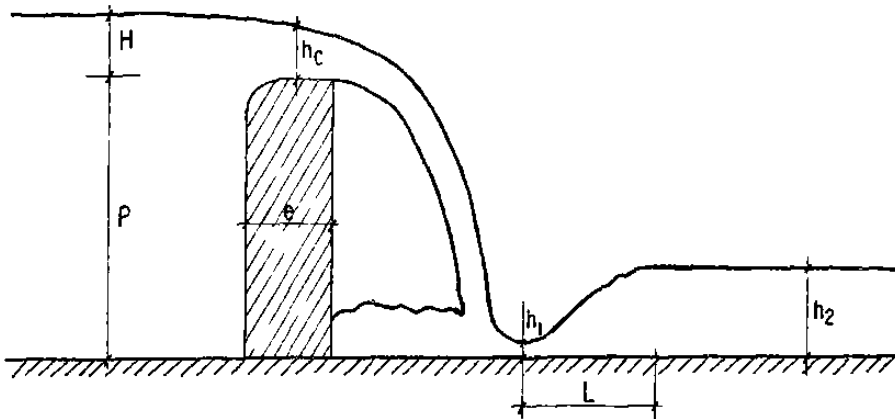


Fig. 3-5.

Es posible usar ciertas relaciones para conocer los valores,
como h_1 , h_2 y L_d , que es la distancia desde el vertedor al -
tirante inicial y el valor de L .

$$\frac{h_1}{h_c} = 0.54 \left(\frac{h_c}{P} \right)^{0.275} \quad (3-6)$$

La ec. 3-6 da una relación del tirante inicial h_1 , el tirante crítico h_c y la altura del vertedor P ; similar a la ec. 3-5, aunque los valores de h_1 menores en un 12 %.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, se hicieron mediciones directas de h_2 y L , para conocer los demás valores de la hidráulica del mezclado. También aquí se hizo la prueba de adicionar la solución salina en la cresta del vertedor a fin de obviar la variación de L_d con el caudal.

La fórmula que se usa para calcular el caudal es:

$$Q = \epsilon_1 C b H^{3/2} \quad (3-7)$$

Donde: $C = 1.782 + 0.24 (H/P)$; $\epsilon_1 = 0.7 + \frac{0.185}{(e/H)}$

El coeficiente C es el usado para vertedores de pared delgada, y ϵ_1 es el factor de corrección para $e/H \geq 3$, que es el caso del presente trabajo, donde $e = 10$ cm.

Sin embargo, hay que considerar además que el vertedor usado era de ariata redondeada, por lo cual es más aproximada la fórmula con el coeficiente C de descarga muy próximo a 1.7.

III.4.1 Vertedor de pared gruesa. e 10 cm, b 7 cm

H	8.0	C	1.7	P	40 cm
Q	2.69 l/s	q	0.03847 m ³ /s/m	h _c	5.33 cm
h ₁	1.86 cm	v ₁	2.07 m/s	F ₁	4.85
h ₂	11.85 cm	v ₂	0.32 M/s	\bar{v}	1.1 m/s
L	0.60 m	t	0.50 seg	h _p	11.30 cm
E ₁	23.72 cm	E ₂	12.37 cm	h _p /E ₁	47.64 %
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1420 seg ⁻¹		

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
15	15.33	0'00"	0	750
14	14.38	0'20"	0	750
13	13.45	0'40"	103	870
12	12.52	1'00"	103	1000
11	11.62	1'20"	103	1000
10	10.76	1'40"	103	990
9	9.93	2'00"	103	990
8	9.18	2'20"	103	1000
7	8.54	2'40"	0	900
6	8.10	3'00"	0	760
5.33	7.99	3'20"	0	750
5	8.02	3'40"	103	850
4	8.72	4'00"	103	990
3.5	9.66	4'20"	103	1000
3	11.39	4'40"	103	1020
2.5	14.58	5'00"	103	1000
2	20.88	5'20"	103	1000
1.5	35.06	5'40"	103	990

CONDUCTIVIDAD, (MCMHS / CM)

1500
1200
1000
800
700

500
1000
1500

T.I.E.M.P.O. (min)

0 20 40 60 80 100

15

E = 10

E_p

III - 41

D = 2.69 1/5

F₁ = 4.85

ρ_p = 11.30 cm

ρ_p / E_p = 47.64 %

G = 1420 seg⁻¹ (T = 15°C)

E₁ (min)

h₁

h₂

h₃

ENERGIA ESPECIFICA (Gm)

0 10 20 30 40

84

III.4.2 Vertedor de pared gruesa. e 10 cm, b 7 cm

H	5.3 cm	C	1.7	P	40 cm
Q	1.45 l/s	q	0.02074 m ³ /s/m	h _c	3.53 cm
h ₁	1.10 cm	v ₁	1.88 m/s	F ₁	5.73
h ₂	8.35 cm	v ₂	0.25 m/s	\bar{v}	1.06 m/s
L	0.44 m	t	0.42 seg	h _p	10.40 cm
E ₁	19.13 cm	E ₂	8.67 cm	h _p /E ₁	54.36 %
μ	0.000112	Kg seg/m ²		T	15° C
		G	1490 seg ⁻¹		

<u>h(cm)</u>	<u>E(cm)</u>	<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
12	12.15	0'00"	191	1150
11	11.18	0'20"	191	1150
10	10.22	0'40"	191	1150
9	9.27	1'00"	191	1150
8	8.34	1'20"	0	1030
7	7.45	1'40"	0	770
6	6.61	2'00"	0	770
5	5.88	2'20"	0	770
4	5.37	2'40"	0	770
3.53	5.29	3'00"	191	950
3	5.44	3'20"	191	1140
2.5	6.01	3'40"	191	1150
2	7.49	4'00"	191	1150
1.5	11.25	4'20"	191	1150
1	22.95	4'40"	0	820
		5'00"	0	770
		5'20"	0	770
		5'40"	0	770

CONDUCTIVIDAD (MOMHOS/CM)

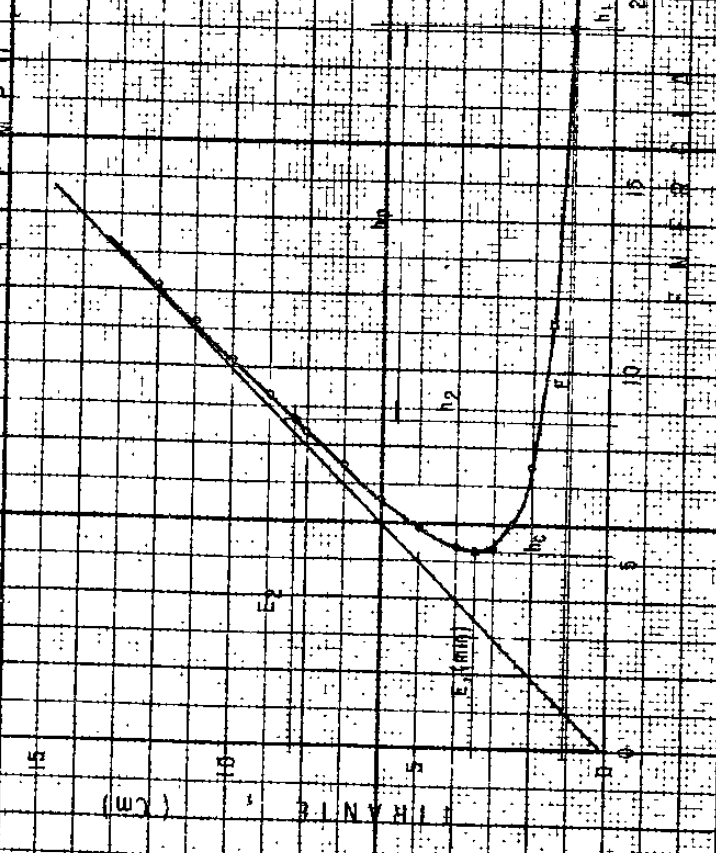
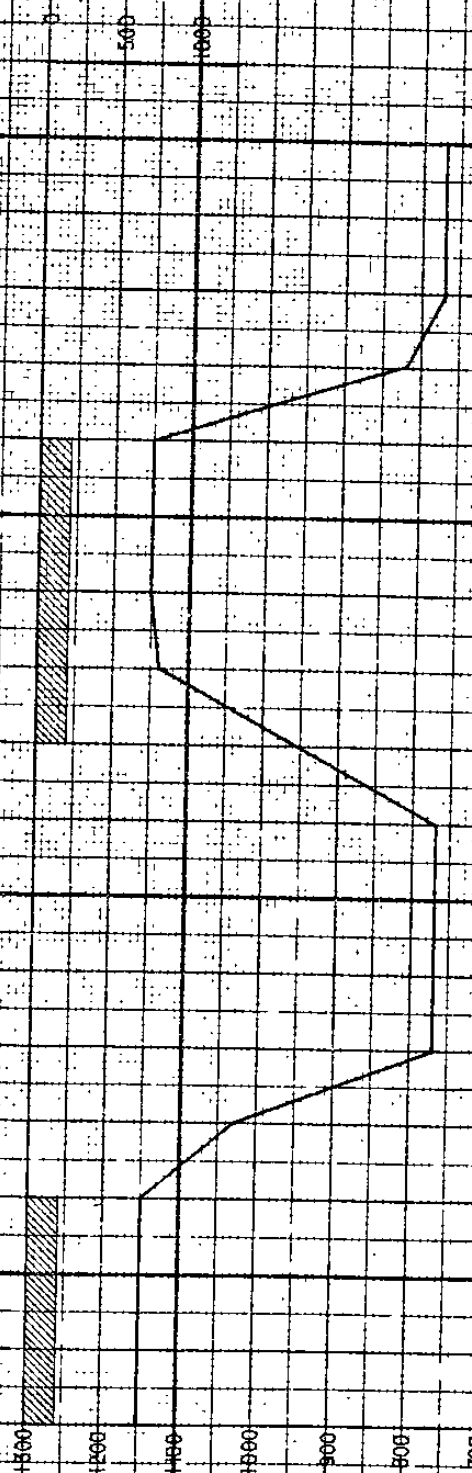
($\mu\text{E}/\text{cm}^2$)

T E M P O (min)

T E M P O (min)

85

III-42
 $Q = 145 \text{ l/h}$
 $F_1 = 5.73$
 $h_p = 10.40 \text{ cm}$
 $h_p/E_1 = 54.36 \%$
 $G = 1490 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ\text{C})$



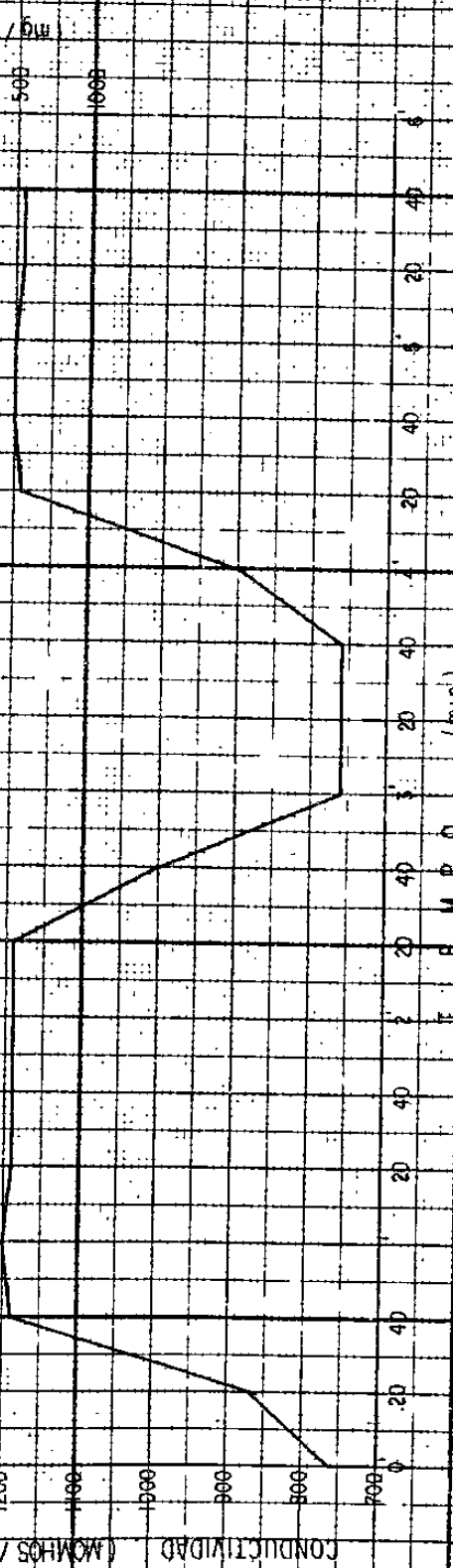
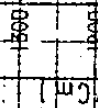
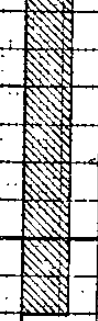
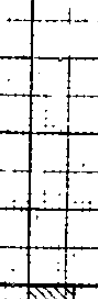
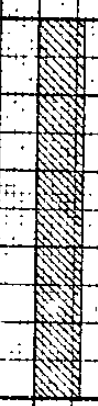
ES 6 C O I F I C A I O N

III.4.3 Vertedor de pared gruesa. e 10 cm, b 7 cm

H	4.0	C	1.7	P	40 cm
Q	0.95 l/s	q	0.01360 m ³ /s/m	h _c	2.66 cm
h ₁	0.74 cm	v ₁	1.84 m/s	F ₁	6.83
h ₂	6.78 cm	v ₂	0.20 m/s	\bar{v}	1.02 m/s
L	0.36 m	t	0.35 seg	hp	11.00 cm
E ₁	18.01 cm	E ₂	6.98 cm	hp/E ₁	61.08%
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1670 seg ⁻¹		

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (mhos-cm)</u>
9	9.12	0'00"	0	760
8	8.15	0'20"	292	870
7	7.19	0'40"	292	1190
6	6.26	1'00"	292	1200
5	5.38	1'20"	292	1190
4	4.59	1'40"	292	1190
3	4.05	2'00"	292	1190
2.66	3.99	2'20"	292	1190
2	4.36	2'40"	0	1000
1.5	5.69	3'00"	0	760
1	10.44	3'20"	0	760
0.5	38.25	3'40"	0	760
		4'00"	292	900
		4'20"	292	1190
		4'40"	292	1200
		5'00"	292	1200
		5'20"	292	1190
		5'40"	292	1190

TI / DW



TI = 4.3
Q = 0.95 l/s
V₁ = 6.83
h_p = 11.00 dm
h_p/E = 61.08 %
S = 1670 seg⁻¹ (T = 15 °C)



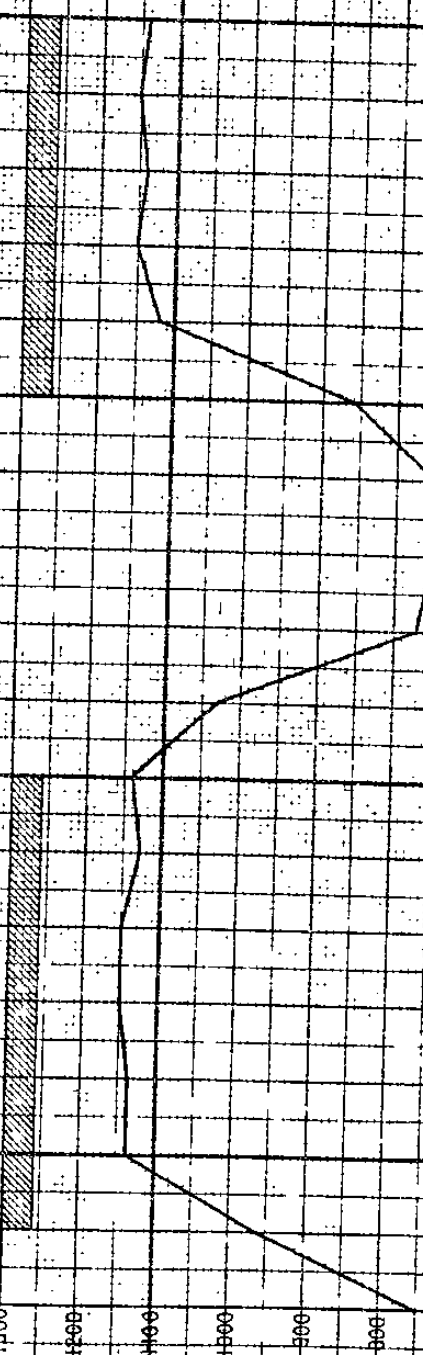
TI RANIE (cm)

III.4.4 Vertedor de pared gruesa; salto ahogado. b 7 cm

H	5.3	cm	C	1.7	e	10	cm	
P	40	cm	Q	1.45	l/s	q	0.02074	m ³ /s/m
h_c	3.53	cm	$v_1^2/2g$	10	cm	v_1	1.40	m/s
h_1	1.48	cm	h_2	10	cm	v_2	0.21	m/s
F_2	0.212		h	6.95	cm	\bar{v}	0.81	m/s
L	0.50	m	t	0.62	seg	E_1	16.95	cm
E_2	10.23	cm	hp	6.72	cm	hp/ E_1	39.65%	
\mathcal{M}	0.000112	Kg				T	15°	C
			G	980	seg ⁻¹			

t	C (mg/l)	Cond (monhos-cm)
0'00"	0	750
0'20"	191	970
0'40"	191	1140
1'00"	191	1140
1'20"	191	1150
1'40"	191	1150
2'00"	191	1130
2'20"	191	1140
2'40"	0	1030
3'00"	0	770
3'20"	0	750
3'40"	0	750
4'00"	191	860
4'20"	191	1120
4'40"	191	1150
5'00"	191	1140
5'20"	191	1150
5'40"	191	1140

CONDUCTIVIDAD, (MG/CM)



F.F.M.P.O. (mg/cm)

III + 4.4

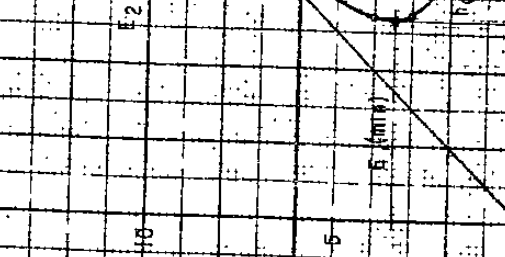
$Q = 1.45 \text{ l/s}$

$\rho_p = 6.72 \text{ cm}$

$\rho_p/E_1 = 39.65\%$

$S = 980 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ\text{C})$

IRANITE (cm)



F.F.M.P.O. (mg/cm)

IRANITE (cm)

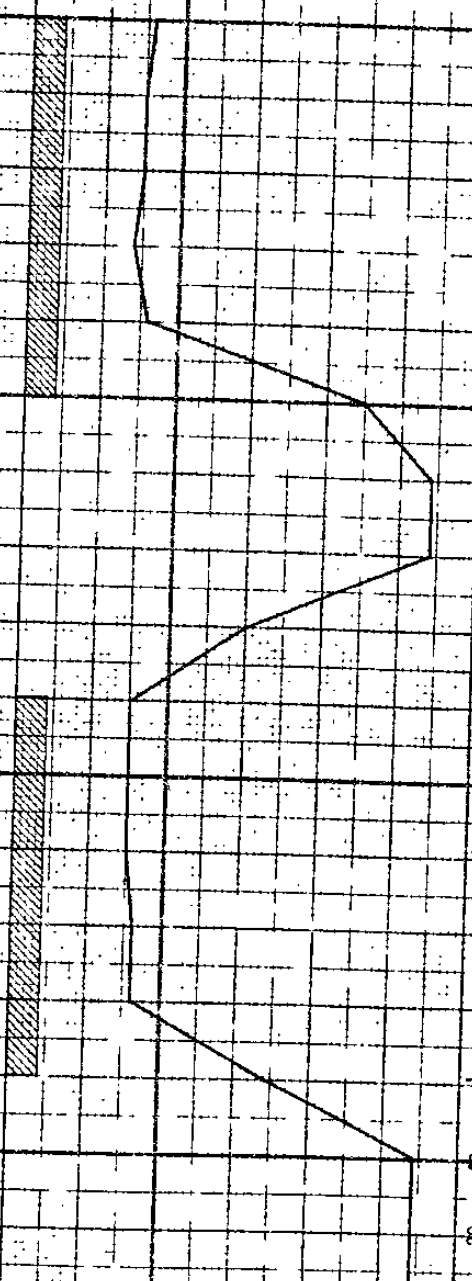
III.4.5 Vertedor de pared gruesa; salto corrido. b 7 cm

H	5.3 cm	C	1.7	e	10 cm
P	40 cm	Q	1.45 l/s	q	0.02074 m ³ /s/m
h_c	3.53 cm	h_1	1.35 cm	v_1	1.54 m/s
F_1	4.23	h_2	7.50 cm	v_2	0.28 m/s
\bar{v}	0.91 m/s	L	0.40 m	t	0.44 seg
hp	5.74 cm	E_1	13.45 cm	E_2	7.90 cm
hp/ E_1	42.68%	μ	0.000112 Kg seg/m ²	(T	15°C)
		G	1080 seg ⁻¹		

<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
0'00"	0	760
0'20"	0	760
0'40"	0	760
1'00"	191	960
1'20"	191	1140
1'40"	191	1140
2'00"	191	1150
2'20"	191	1150
2'40"	191	1150
3'00"	0	1000
3'20"	0	760
3'40"	0	760
4'00"	191	850
4'20"	191	1140
4'40"	191	1160
5'00"	191	1150
5'20"	191	1150
5'40"	191	1140

CONDUCTIVIDAD (MOMHS / CM)

1300
1200
1100
1000
900
800
700



TIEMPO (min)

TEMPERATURE, (°C)

115
80
5

$\mu = 4.5$
 $D = 1.45 \text{ } \mu\text{s}$
 $F = 4.23$
 $\rho = 5.74 \text{ cm}$
 $\rho V E = 42.68 \text{ } \mu\text{A}$
 $G = 1080 \text{ seg}^{-1} \text{ (T = 15 } ^\circ\text{C)}$

E (min)



ENERGIA ESPECIFICA (J/cm)

92

III.5 VERTEDOR DE CIMACIO

Una alternativa de estructura hidráulica capaz de desalojar el agua y alcanzar una energía remanente importante al pie del vertedor, es el vertedor de Cimacio, cuyo perfil es una curva compuesta, en función de la carga sobre el vertedor, según la ecuación:

$$x^n = K Hd^{n-1}y \quad (3-8)$$

Donde Hd es la carga sobre el vertedor, K y n son coeficientes que dependen del paramento aguas arriba, para el presente trabajo: $K = 2$ y $n = 1.85$; por ser vertical. El vertedor construido tiene una capacidad máxima para $Hd = 7$ cm. En la Fig. 3-6 se muestra la geometría del vertedor.

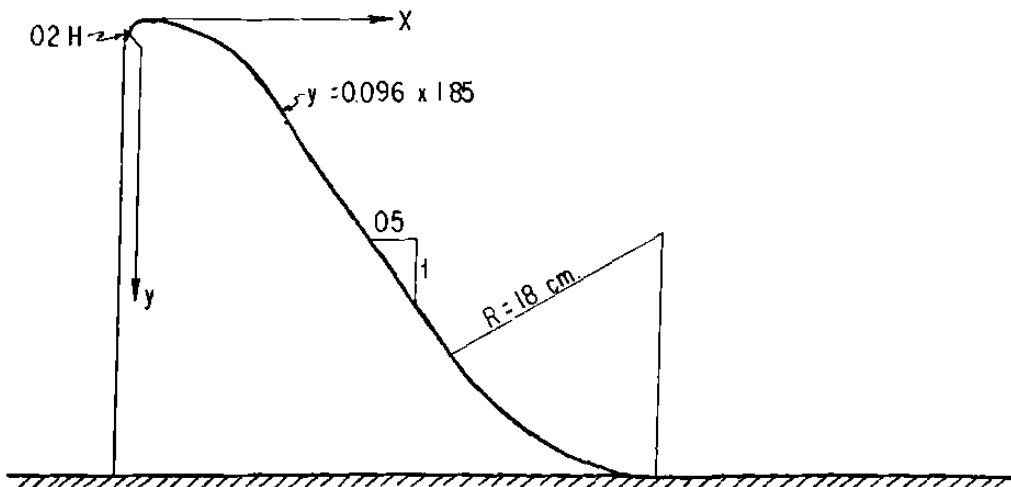


Fig. 3-6

La fórmula usada para calcular el caudal en el vertedor de Cimacio está dada por:

$$Q = 2.2 L H^{3/2} \quad (3-9)$$

Los términos y unidades fueron definidos anteriormente. Sin embargo, según la literatura, no existe una expresión -- que relacione el tirante inicial y el tirante crítico; sin embargo, como en los anteriores casos, el método que se siguió para calcular los diferentes valores del salto fué a -- partir de la determinación del tirante secuente h_2 en la situación óptima del salto en función del caudal, para obtener así toda la información de la hidráulica del salto.

En el vertedor de Cimacio usado en el presente trabajo el -- máximo valor de H no sobrepasó el valor de la carga de diseño, por lo cual no hubo problema de desprendimiento de la cara anterior de la vena.

También se hizo las pruebas respectivas para situaciones espe-- ciales del salto, es decir, que si está ahogado o corrido -- aguas abajo.

La fórmula presentada (3-9) para el caudal es aproximada y -- fué tomada de la literatura (8), pero los valores de los caudales guardó relación con las estructuras.

III.5.1 Vertedor de Cimacio. b 7 cm; P 40 cm

H	6.75	C	2.2	Q	270 l/s
q	0.03858 m ³ /s/m	h _c	5.34 cm	h ₁	1.54 cm
v ₁	2.51 m/s	F ₁	6.46	h ₂	13.3 cm
v ₂	0.29 m/s	\bar{v}	1.40 m/s	L	0.70 m
t	0.5 seg	hp	19.85 cm	E ₁	33.68 cm
E ₂	13.73 cm	hp/E ₁	58.94%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1880 seg ⁻¹		

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (mohos-cm)</u>
15	15.34	0'00"	103	1020
14	14.39	0'20"	103	1020
13	13.45	0'40"	103	1020
12	12.53	1'00"	103	1020
11	11.63	1'20"	103	1020
10	10.76	1'40"	0	930
9	9.94	2'00"	0	780
8	9.19	2'20"	0	780
7	8.55	2'40"	0	780
6	8.11	3'00"	0	780
5.34	8.00	3'20"	103	880
5	8.04	3'40"	103	1020
4	8.75	4'00"	103	1020
3.5	9.70	4'20"	103	1020
3	11.44	4'40"	103	1020
2.5	14.65	5'00"	0	960
2	20.98	5'20"	0	780
1.5	35.25	5'40"	0	780

CONDUCTIVIDAD, (MOMOS/cm)

(M / 6m)

600
1200
1800

0' 20' 40' 60' 80' 100' 120' 140' 160' 180' 200' 220' 240' 260' 280' 300' 320' 340' 360' 380' 400' 420' 440' 460' 480' 500'

T.I.M.P.O. (min)

$\Pi = 51$
 $Q = 2.70 \text{ l/s}$
 $E_1 = 6.46$
 $h_p = 19.85 \text{ cm}$
 $h_p / E = 58.94 \%$
 $G = 1880 \text{ seg}^{-1} (\text{T} = 15^\circ \text{C})$

E₂

PLAZA, (cm)

15
10
5
0

E₁ (min)

h₀

h_c

E₁

ENERGIA ESPECIFICA (cm)

40

30

25

20

15

10

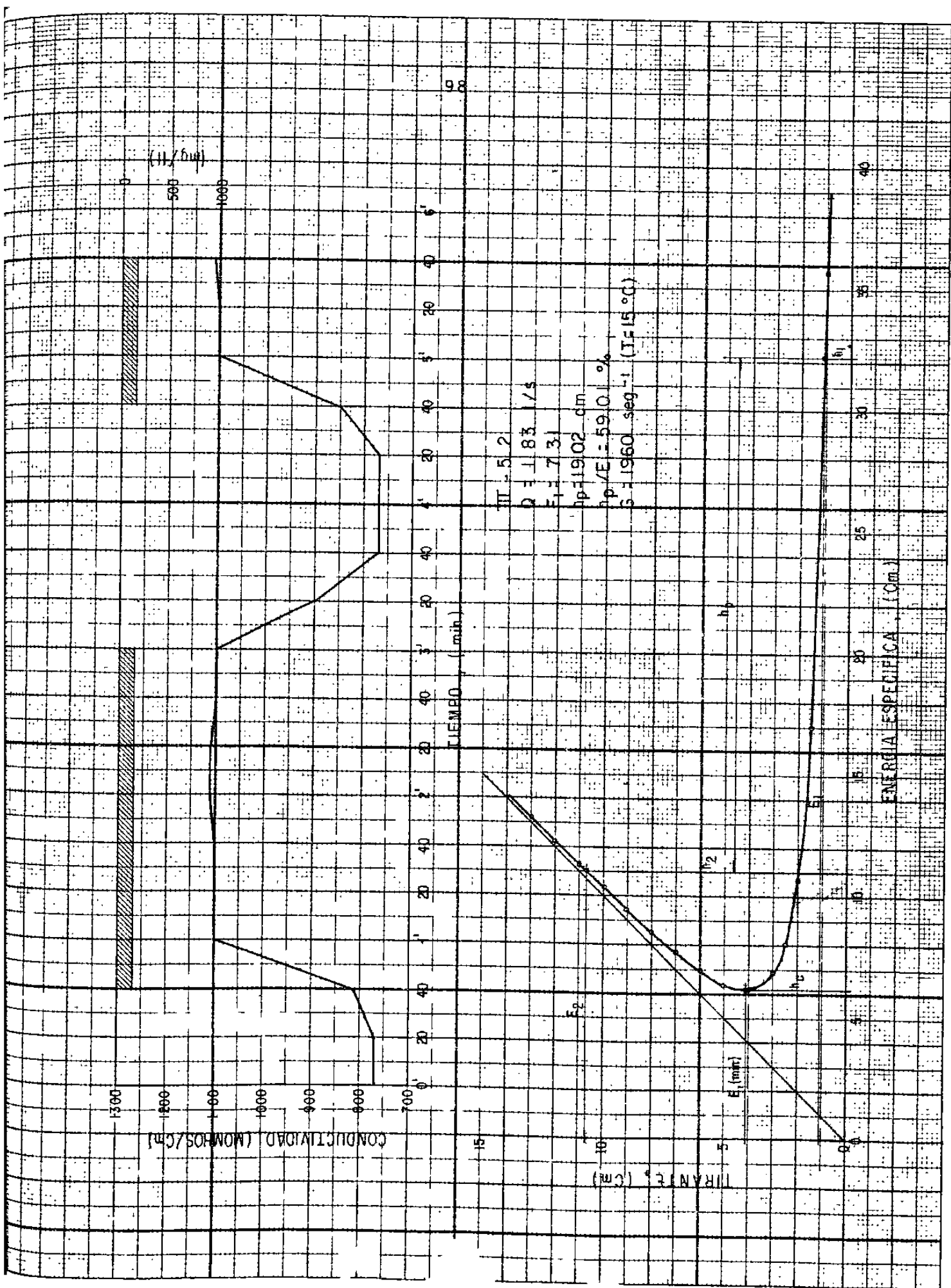
5

0

III.5.2 Vertedor de Cimacio. b 7 cm; P 40 cm

H	5.2 cm	C	2.2	Q	1.83 l/s
q	0.02609 m ³ /s/m	h_c	4.22 cm	h_1	1.09 cm
v_1	2.39 m/s	F_1	7.31	h_2	10.70 cm
v_2	0.24 m/s	\bar{v}	1.31 m/s	L	0.58 m
t	0.44 seg	hp	19.02 cm	E_1	32.23 cm
E_2	10.99 cm	hp/ E_1	59.01%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1960 seg ⁻¹		

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (manhos-cm)</u>
13	13.21	0'00"	0	770
12	12.24	0'20"	0	770
11	11.29	0'40"	152	810
10	10.35	1'00"	152	1100
9	8.43	1'20"	152	1100
8	8.54	1'40"	152	1100
7	7.71	2'00"	152	1100
6	6.96	2'20"	152	1110
5	6.39	2'40"	152	1110
4.11	6.17	3'00"	152	1100
4	6.17	3'20"	0	900
3	6.86	3'40"	0	770
2.5	8.06	4'00"	0	770
2	10.68	4'20"	0	770
1.5	16.94	4'40"	152	850
1	35.73	5'00"	152	1100
		5'20"	152	1100
		5'40"	152	1110



CONDUCTIVIDAD (MOHMS/CM)

1300
1200
1100
1000
900
800
700

0' 20 40 1' 20 40 2' 40 3' 40 4' 40 5' 40 6'

TIEMPO (min)

98

500
1000
(H)/cm

$\pi = 5.2$
 $Q = 1.83 \text{ l/s}$
 $F = 7.31$
 $\rho_p = 19.02 \text{ cm}$
 $\rho_p / E = 59.0 \%$
 $S = 1960 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ\text{C})$

TIEMPO (min)

15
10
5
0

13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0

ENERGÍA ESPECÍFICA (cm)

0' 20 40 1' 20 40 2' 40 3' 40 4' 40 5' 40 6'

h₁

h₂

h₃

E₁

E₂

40

36

30

25

20

16

10

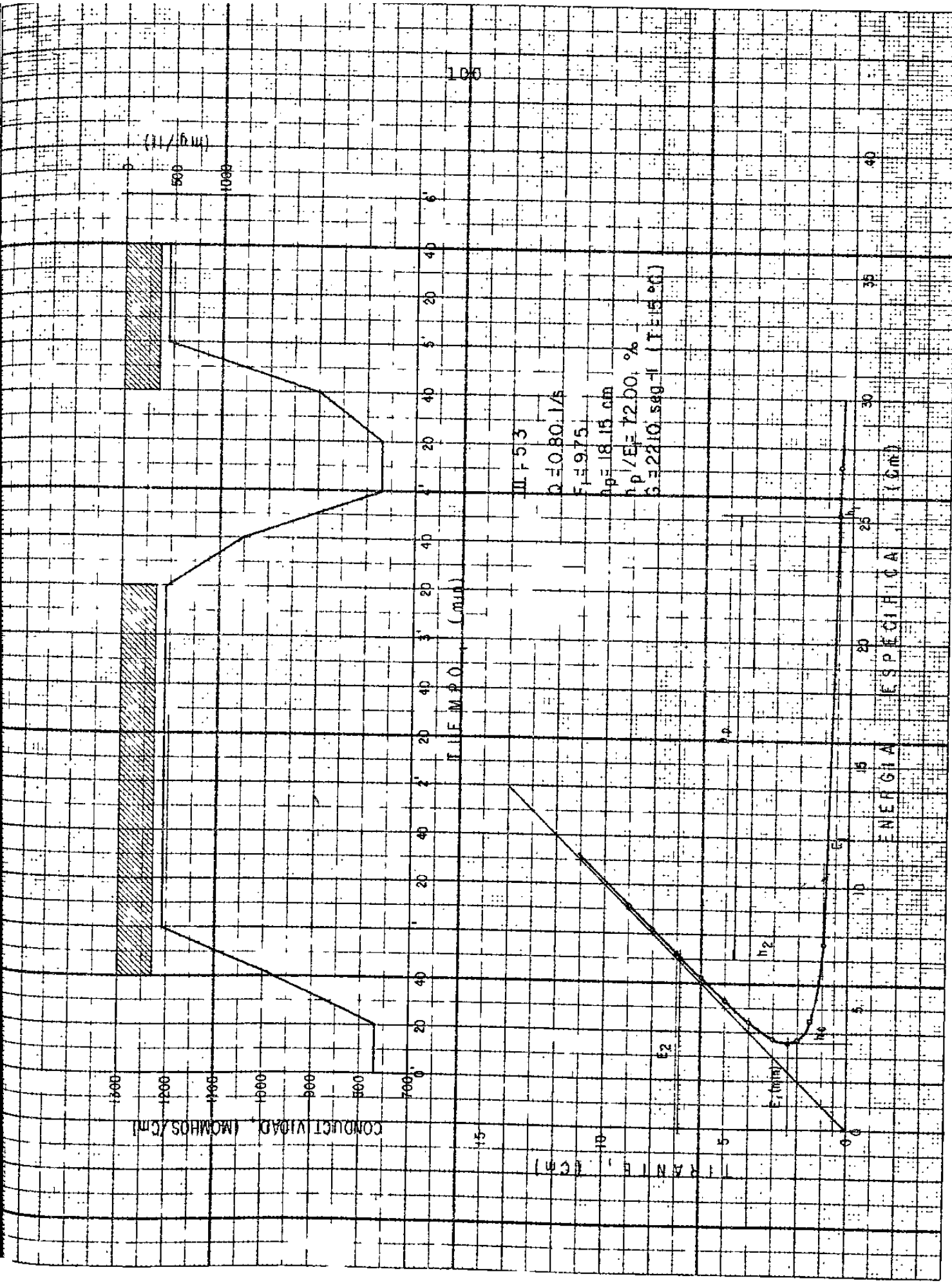
4

0

III.5.3 Vertedor de Cimacio. b 7 cm; P 40 cm

H	3.0	cm	C	2.2	-	Q	0.80	l/s
q	0.01143	m ³ /s/m	h_c	2.37	cm	h_1	0.52	cm
v_1	2.20	m/s	F_1	9.75		h_2	6.91	cm
v_2	0.17	m/s	\bar{v}	1.18	m/s	L	0.39	m
t	0.33	seg	hp	18.15	cm	E_1	25.21	cm
E_2	7.06	cm	hp/ E_1	72.00%				
μ	0.000112	Kg seg/m ²				T	15°	C
			G	2210	seg ⁻¹			

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
9	9.08	0'00"	0	770
8	8.10	0'20"	0	770
7	7.14	0'40"	347	980
6	6.19	1'00"	347	1210
5	5.27	1'20"	347	1210
4	4.42	1'40"	347	1210
3	3.74	2'00"	347	1210
2.37	3.56	2'20"	347	1210
2	3.67	2'40"	347	1210
1.5	4.46	3'00"	347	1210
1	7.66	3'20"	347	1210
0.5	27.16	3'40"	0	1050
		4'00"	0	770
		4'20"	0	770
		4'40"	347	900
		5'00"	347	1210
		5'20"	347	1210
		5'40"	347	1210



CONDUCTIVIDAD (MHOS/CM)

TIEMPO (MIN)

ENERGIA ESPECIFICA (CM)

TIEMPO (MIN)

(11/1611)

100

500

1000

1500

2000

2500

3000

3500

4000

4500

5000

5500

6000

6500

7000

7500

8000

8500

9000

9500

10000

0

10

20

30

40

50

60

0

5

10

15

20

25

30

35

40

45

50

55

60

E_1

E_2

E_3

E_4

E_5

E_6

E_7

E_8

E_9

E_{10}

40

35

30

25

20

15

10

5

0

0

III.5.4 Vertedor de Cimacio; salto ahogado. b 7 cm

H	6.75	C	2.2	P	40 cm
Q	2.70 l/s	q	0.03858 m ³ /s/m	h_c	5.34 cm
$v_1^2/2g$	14 cm	v_1	1.66 m/s	h_1'	2.32 cm
h_2	15 cm	v_2	0.26 m/s	F_2	0.214
h	10.60 cm	\bar{v}	0.96 m/s	L	0.65 m
t	0.68 seg	E_1	24.66 cm	E	15.34 cm
hp	9.32 cm	hp/ E_1	37.80%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1100 seg ⁻¹		

t	C(mg/l)	Cond (momhos-cm)
0'00"	0	770
0.20"	0	770
0'40"	103	900
1'00"	103	1000
1'20"	103	1010
1'40"	103	1010
2'00"	103	1020
2'20"	103	1020
2'40"	103	1010
3'00"	103	1020
3'20"	0	950
3'40"	0	770
4'00"	0	770
4'20"	0	770
4'40"	103	920
5'00"	103	1010
5'20"	103	1020

(1) / (6m)

500
1000

CONDUCTIVIDAD (MOMHOS/Cm)
1500
1200
1100
1000
900
800
700

TIEMPO (min)
0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360 380 400 420 440 460 480 500 520 540 560 580 600 620 640 660 680 700 720 740 760 780 800 820 840 860 880 900 920 940 960 980 1000

III - 5.4
Q = 270 l/s
h_p = 9.32 cm
h_p/E = 37.80 cm
S = 1100 .seg⁻¹ (T = 15 °C)

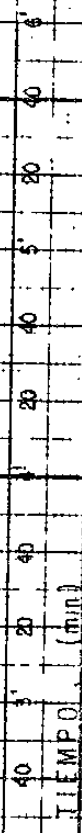
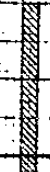
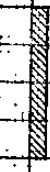
E_p

LITRANTE (cm)
15
10
5
0

E_t (min)

ENERGIA ESPECIFICA (Cm)
15
10
5
0

500
1000



E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

E_p

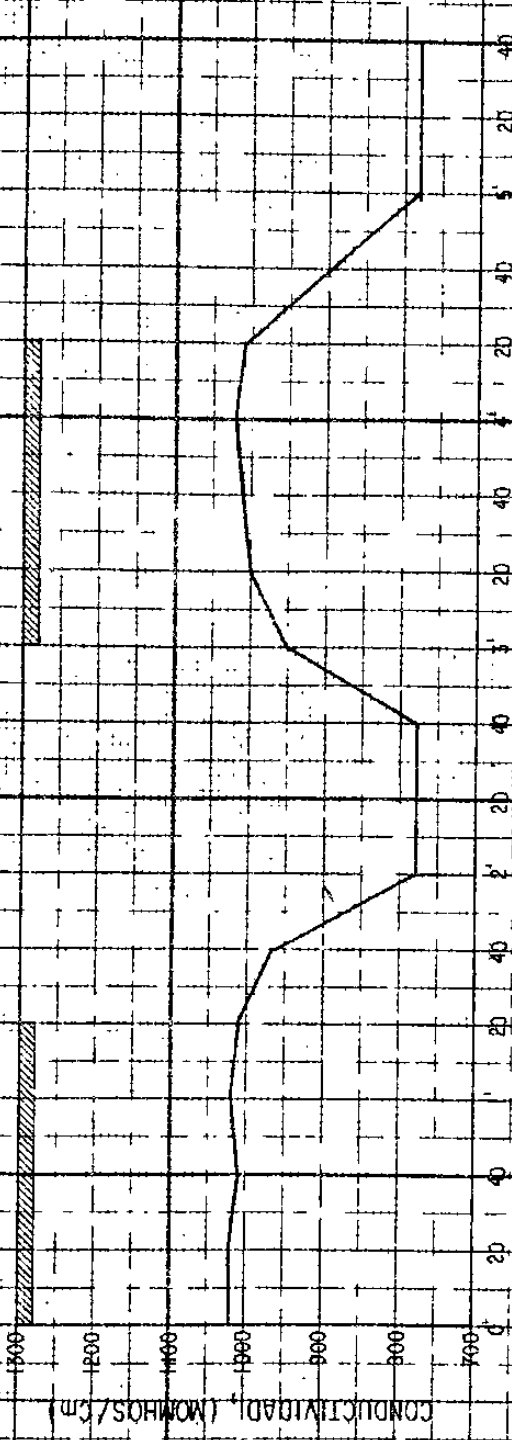
III.5.5 Vertedor de Cimacio; salto corrido. b 7 cm

H	6.75 cm	C	2.2	P	40 cm
Q	2.70 l/s	q	0.03858 m ³ /s/m	h_c	5.34 cm
h_1	2.10 cm	v_1	1.84 m/s	F_1	4.06
h_2	11.0 cm	v_2	0.35 m/s	\bar{v}	1.10 m/s
L	0.55 m	t	0.50 seg	hp	7.63 cm
E_1	19.37 cm	E_2	11.63 cm	hp/ E_1	39.39%
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	1170 seg ⁻¹		

t	C (mg/l)	Cond. (monhos-cm)
0'00"	103	1020
0'20"	103	1020
0'40"	103	1010
1'00"	103	1020
1'20"	103	1010
1'40"	0	970
2'00"	0	780
2'20"	0	780
2'40"	0	780
3'00"	103	950
3'20"	103	1000
3'40"	103	1010
4'00"	103	1020
4'20"	103	1010
4'40"	0	900
5'00"	0	780
5'20"	0	780
5'40"	0	780

(11750)

500
1000



T I E M P O (min)

$\Pi = 5.15$

$Q = 2.170 \text{ l/s}$

$F = 4.06$

$\rho = 7.63 \text{ cm}$

$\rho/E = 39.39 \%$

$g = 1170 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ\text{C})$

15

(cm)

ARRANDE

20

E_2

E_1 (mm)

40

h_2

20

h_c

40

h_a

20

10

40

ENERGIA

20

ESPECIFICA

40

(Gm)

20

40

6'

30

25

35

40

III.6 COMPUERTA VERTICAL

Una compuerta consiste en una placa que al levantarse permite graduar la abertura y a la vez que controla la descarga. La abertura de la compuerta en el presente trabajo fué entre el piso del canal y el borde inferior de la placa vertical - de ancho igual al del canal. Fig. 3-7.

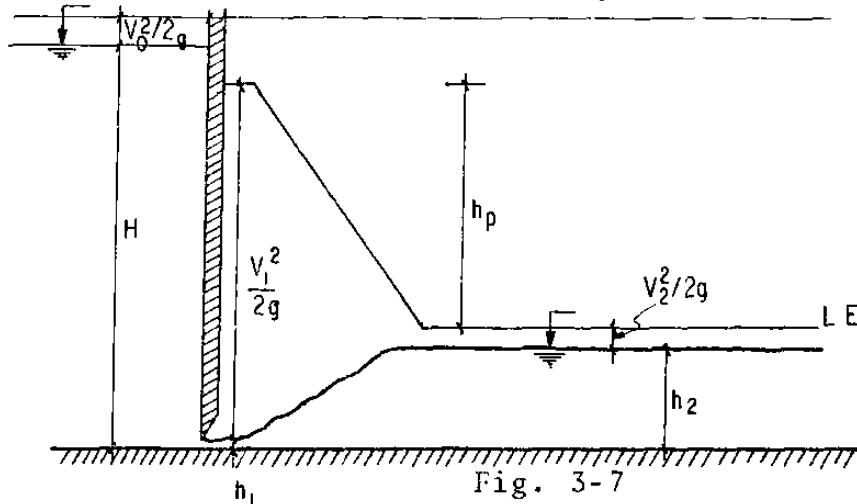


Fig. 3-7

El caudal se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = C_d a b \sqrt{2gH}$$

El coeficiente de descarga C_d se obtiene de unas tablas en función de a/H ; que en el caso del presente trabajo fué de 0.6; y la abertura que se usó fué de 1.4 cm. Para un estado de descarga libre, no ahogada, ya que en el último caso el valor de C_d queda afectado (III.2.1)

También se debe mencionar que esta estructura no independiza la carga sobre la compuerta del tirante aguas abajo, por lo cual, es muy sensible a la variación de la carga.

El flujo que escurre por la abertura de una compuerta puede considerarse bidimensional, esto porque el coeficiente C_d toma en cuenta la carga de velocidad.

Para el análisis del salto hidráulico, se siguió el mismo procedimiento que en las anteriores estructuras; midiendo el tirante h_2 en función del caudal. Con estos datos y las anteriores ecuaciones presentadas fue posible la determinación del valor de h_p , que es la pérdida de energía en el salto, en las condiciones óptimas.

También se hicieron los análisis del salto cuando se encuentra ahogado o corrido aguas abajo. Que para el primer caso, se afecta el valor de C_d .

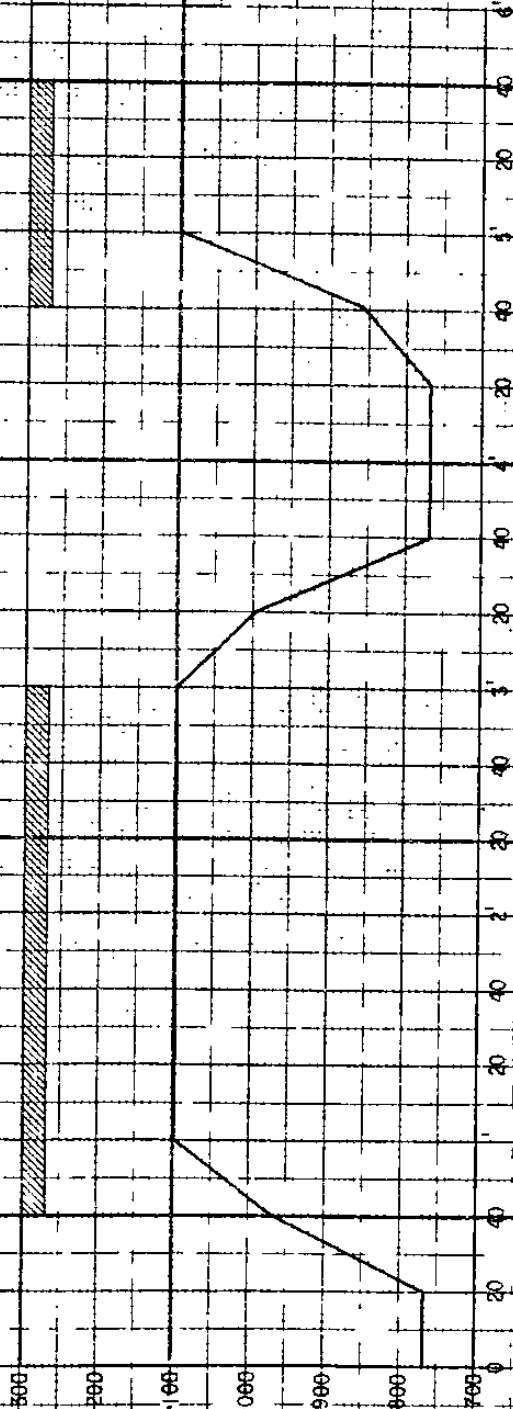
Las mediciones de la conductividad igualmente se monitorearon en el canal con inyecciones de salinidad semicontínuas, a fin de observar la variación de la conductividad y poner en evidencia que se trata de un flujo tipo pistón y sensible a las dosis de salinidad.

III.6.1 Compuerta vertical. b 7 cm; a 1.4 cm

H	48 cm	Cd	0.6	Q	1.80 l/s
q	0.02576 m ³ /s/m	hc	4.08 cm	h ₁	0.91 cm
v ₁	2.83 m/s	F ₁	9.48	h ₂	11.50 cm
v ₂	0.22 m/s	\bar{v}	1.52 m/s	L	0.64 m
t	0.42 seg	hp	28.29 cm	E ₁	41.77 cm
E ₂	11.75 cm	hp/E ₁	67.73%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	2450 seg ⁻¹		

<u>h(cm)</u>	<u>E(cm)</u>	<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
15	15.15	0'00"	0	770
14	14.17	0'20"	0	770
13	13.20	0'40"	154	970
12	12.24	1'00"	154	1100
11	11.28	1'20"	154	1100
10	10.34	1'40"	154	1100
9	9.42	2'00"	154	1100
8	8.53	2'20"	154	1100
7	7.69	2'40"	154	1100
6	6.94	3'00"	154	1100
5	6.35	3'20"	0	1000
4.08	6.11	3'40"	0	770
4	6.12	4'00"	0	770
3	6.76	4'20"	0	770
2.5	7.92	4'40"	154	860
2	10.46	5'00"	154	1100
1.5	16.55	5'20"	154	1100
1	34.88	5'40"	154	1100
0.9	42.70			

(117.6 W)
500
1000



CONDUCTIVIDAD, (MOMIOS / CM)

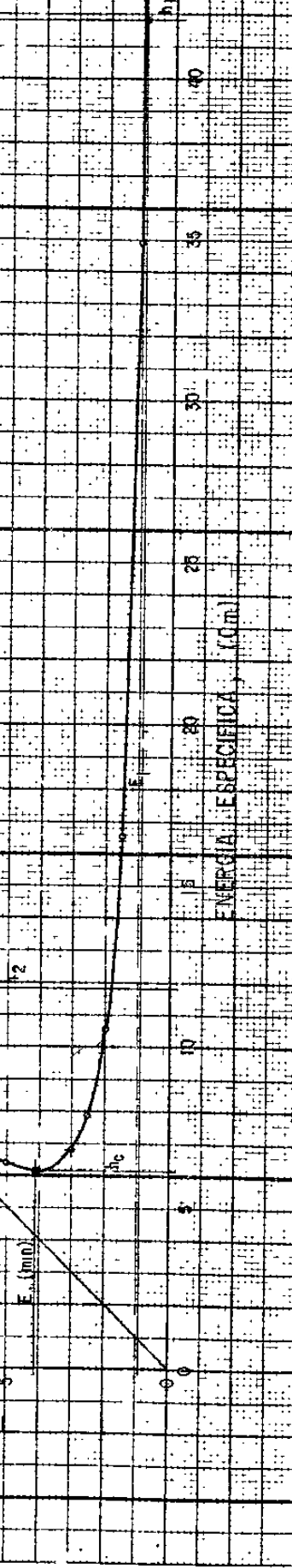
TIEMPO, (min)

III - 6.1
Q = 1.80 /s
F = 9.48
h_p = 28.29 cm
h_p/E = 67.73 %
S = 2450 seg⁻¹ (T = 15 °C)

15
10
5
0

h_p (cm)

E (mm)



ENERGIA ESPECIFICA, (cm)

h_p

40

35

30

25

20

15

10

5

0

0

5

10

15

20

25

30

35

40

45

50

55

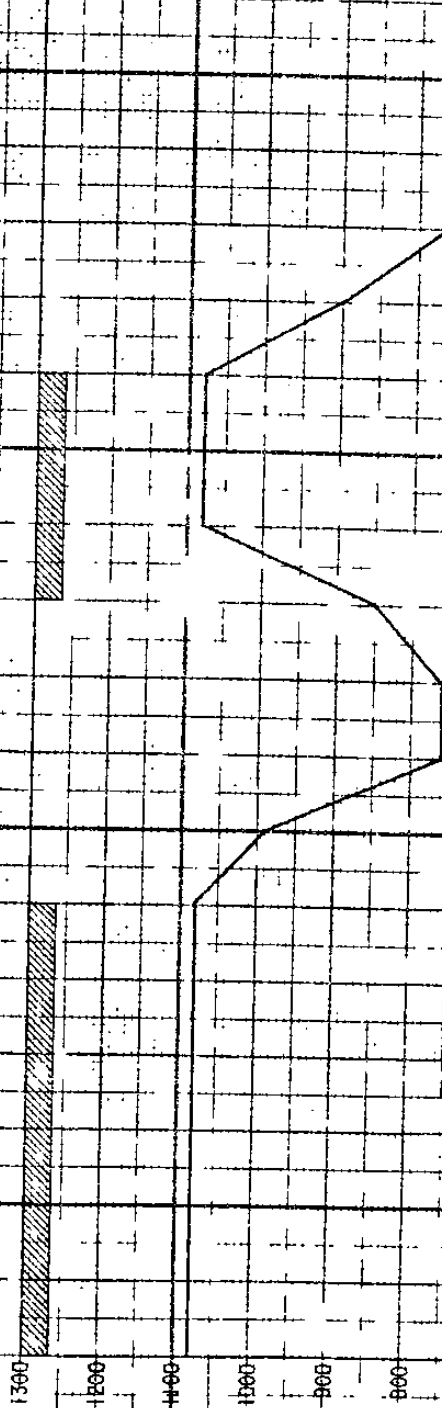
60

III.6.2 Compuerta Vertical. b 7 cm; a 1.4 cm

H	42 cm	Cd	0.6	Q	1.69 l/s
q	0.02410 m ³ /s/m	h _c	3.90 cm	h ₁	0.91 cm
v ₁	2.65 m/s	F ₁	8.87	h ₂	1.90 cm
v ₂	0.22 m/s	\bar{v}	1.43 m/s	L	0.60 m
t	0.42 seg	h ₀	25.13 cm	E ₁	36.74 cm
E ₂	11.15 cm	hp/E ₁	68.40%		
μ	0.000112 Kg seg/m ²			T	15° C
		G	2310 seg ⁻¹		

<u>h(cm)</u>	<u>E(cm)</u>	<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (mohos-cm)</u>
14	14.15	0'00"	164	1080
13	13.18	0'20"	164	1080
12	12.21	0'40"	164	1080
11	11.24	1'00"	164	1080
10	10.30	1'20"	164	1080
9	9.37	1'40"	164	1080
8	8.46	2'00"	164	1080
7	7.60	2'20"	0	990
6	6.82	2'40"	0	760
5	6.18	3'00"	0	760
4	5.85	3'20"	164	850
3.90	5.85	3'40"	164	1080
3	6.29	4'00"	164	1080
2.5	7.24	4'20"	164	1080
2	9.41	4'40"	0	900
1.5	14.67	5'00"	0	760
1	30.63	5'20"	0	760
0.9	37.48	5'40"	0	760

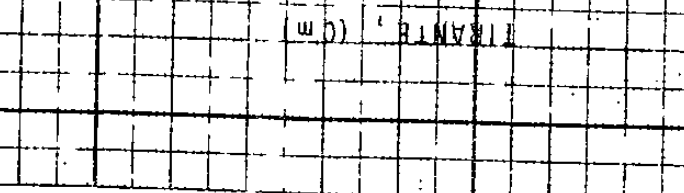
CONDUCTIVIDAD (MOROS/cm)



TIEMPO (min)

$\mu = 6.2$
 $Q = 169 \text{ l/s}$
 $F = 8.87$
 $h_p = 25.13 \text{ cm}$
 $Q_p/E_p = 68.140 \text{ }^\circ\text{C}$
 $G = 2310 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ\text{C})$

TIEMPO (min)



ENERGIA ESPECIFICA (Cm)

TIEMPO (min)

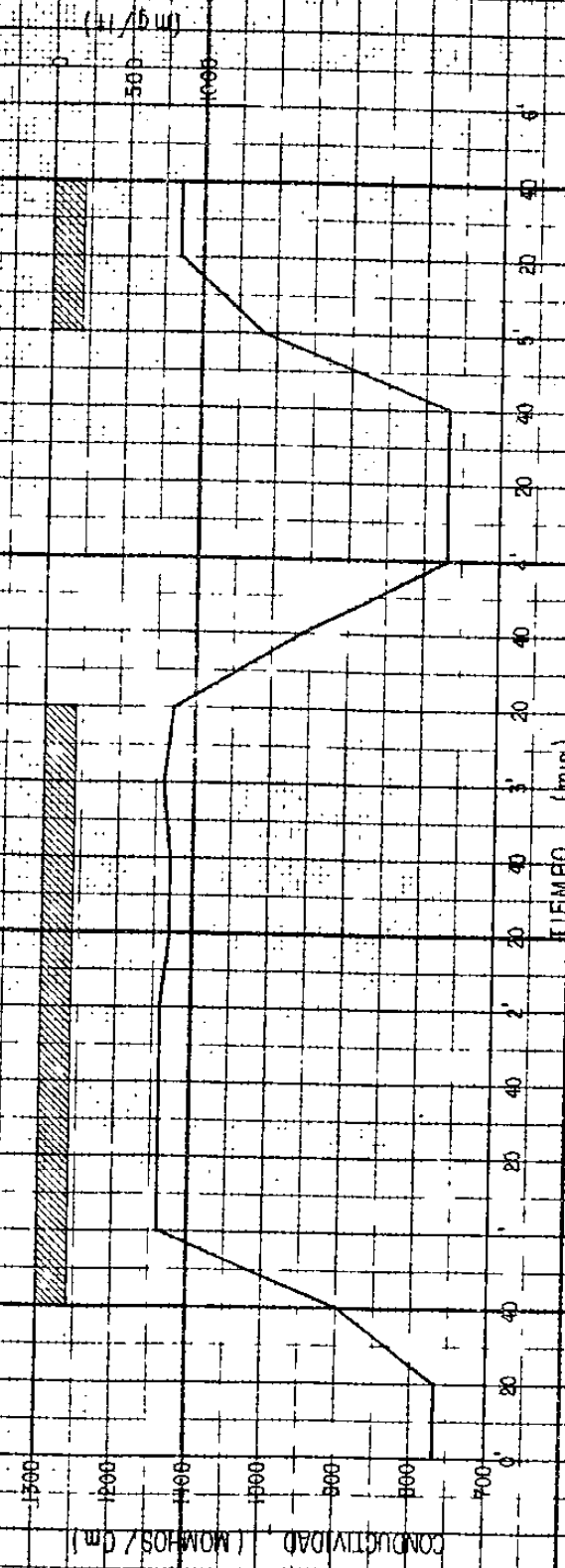
TIEMPO (min)

TIEMPO (min)

III.6.3 Compuerta vertical. b 7cm; a 1.4 cm

H	35 cm	Cd	0.6	Q	1.54 l/s
q	0.02200 m ³ /s/m	h_c	3.67	h_1	0.91 cm
v_1	2.42 m/s	F_1	8.10	h_2	10.0 cm
v_2	0.22 m/s	\bar{v}	1.32 m/s	L	0.55 m
t	0.45 seg	hp	20.63 cm	E_1	30.79 cm
E_2	10.25 cm	hp/ E_1	67.00%	E_1	30.79 cm
μ	0.000112 Kg seg/m ²			G	15°C
				G	2020 seg ⁻¹

<u>h (cm)</u>	<u>E (cm)</u>	<u>t</u>	<u>C (mg/l)</u>	<u>Cond. (mohos-cm)</u>
13	13.15	0'00"	0	770
12	12.17	0'20"	0	770
11	11.20	0'40"	180	900
10	10.25	1'00"	180	1140
9	9.30	1'20"	180	1140
8	8.39	1'40"	180	1140
7	7.50	2'00"	180	1140
6	6.69	2'20"	180	1130
5	5.99	2'40"	180	1130
4	5.54	3'00"	180	1140
3.67	5.50	3'20"	180	1130
3	5.74	3'40"	0	960
2.5	6.45	4'00"	0	770
2	8.17	4'20"	0	770
1.5	12.48	4'40"	0	770
1	25.69	5'00"	180	1020
0.8	39.38	5'20"	180	1130
		5'40"	180	1130



(L/5W)

500
1000

$\mu = 6.3$
 $Q = 1.54 \text{ l/s}$
 $F = 8.10$
 $\mu_p = 20.63 \text{ dm}$
 $\mu_p/E = 67.00 \%$
 $G = 2020 \text{ seg}^{-1} (T = 15^\circ \text{C})$

TIEMPO (min)

15

IRANITE, (cm)

10

5

0

E_p

E_1 (min)

E_2

E_p

ENERGIA ESPECIFICA (J/cm)

E_1

E_2

E_3

E_4

E_5

E_6

E_7

E_8

E_9

E_{10}

E_{11}

E_{12}

E_{13}

E_{14}

E_{15}

E_{16}

E_{17}

E_{18}

E_{19}

E_{20}

E_{21}

E_{22}

E_{23}

E_{24}

E_{25}

E_{26}

E_{27}

E_{28}

E_{29}

E_{30}

E_{31}

E_{32}

E_{33}

E_{34}

E_{35}

E_{36}

E_{37}

E_{38}

E_{39}

E_{40}

III.6.4 Compuerta vertical; salto ahogado. b 7 cm

H 48 cm	Cd 0.4	a 1.4 cm
Q 1.20 l/s	q 0.01718 m ³ /s/m	hc 3.11 cm
h ₁ ' 1.4 cm	v ₁ 1.23 m/s	h ₂ 13 cm
v ₂ 0.13 m/s	F ₂ 0.115	h 11.49 cm
\bar{v} 0.68 m/s	L 0.60 m	t 0.88 seg
E ₁ 19.21 cm	E ₂ 13.09 cm	hp 6.12 cm
hp/E ₁ 31.86%	μ 0.000112 Kg seg/m ²	(T 15° C)
	G 790 seg ⁻¹	

<u>h(cm)</u>	<u>E(cm)</u>	<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (monhos-cm)</u>
15	15.07	0'00"	0	770
14	14.08	0'20"	0	770
13	13.09	0'40"	231	900
12	12.10	1'00"	231	1160
11	11.12	1'20"	231	1170
10	10.15	1'40"	231	1170
9	9.19	2'00"	231	1160
8	8.24	2'20"	231	1160
7	7.31	2'40"	231	1170
6	6.42	3'00"	231	1170
5	5.60	3'20"	0	1070
4	4.94	3'40"	0	770
3.11	4.67	4'00"	0	770
3	4.67	4'20"	0	770
2.5	4.91	4'40"	231	950
2	5.76	5'00"	231	1160
1.5	8.19	5'20"	231	1170
1	16.06	5'40"	231	1170
0.8	24.33			

111.6 ml
500
1000



1500
1400
1300
1200
1100
1000
900
800
700

CONDUCTIVIDAD (MOMHOS/Cm)

TIEMPO (min)

15 20 25 30 35 40 45 50 55 60

III-6.4
Q = 1.20 l/s
hp = 6.12 cm
hp/E = 31.86 %
G = 7.90 seg-1 (T = 15 °C)

E₂

FRANJE (cm)

E₁ (min)

h_c

h_p

ENERGIA ESPECIFICA (Cm)

40

55

30

25

20

15

10

5

0

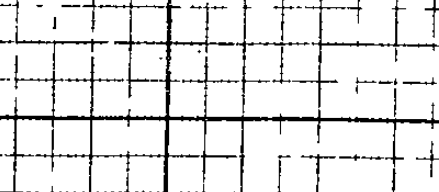
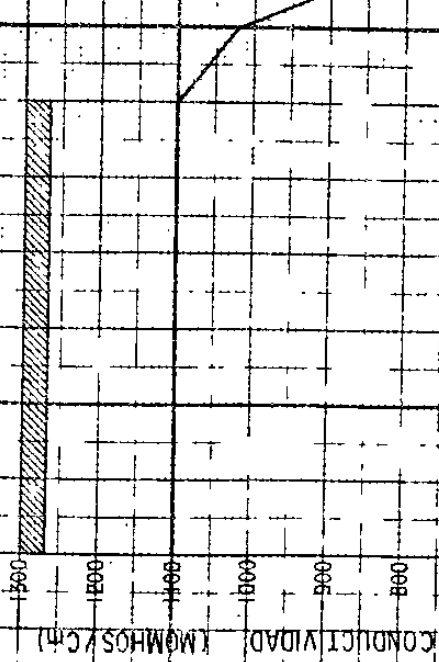
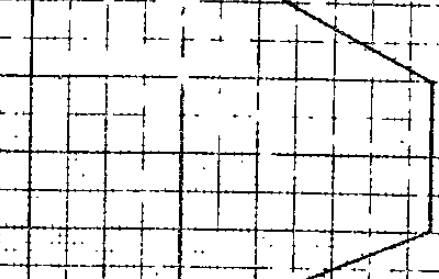
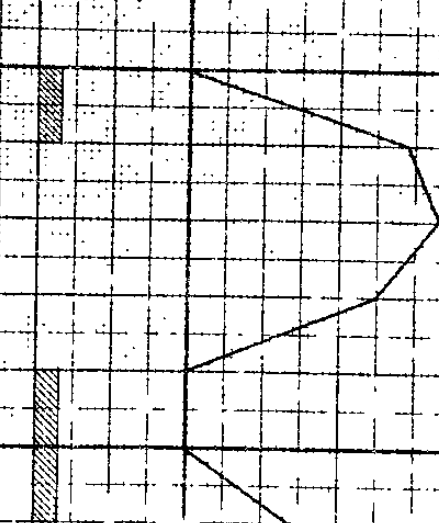
III.6.5 Compuerta vertical; salto corrido. b 7 cm

H	48	cm	Cd	0.6	a	1.4	cm	
Q	1.80	l/s	q	0.02576	m ³ /s/m	h _c	4.08	cm
h ₁	1.23	cm	v ₁	2.09	m/s	F ₁	6.02	
h ₂	10	cm	v ₂	0.26	m/s	\bar{v}	1.18	m/s
L	0.55	m	t	0.47	seg	hp	13.71	cm
E ₁	23.52	cm	E ₂	10.34	cm	hp/E1	58.29%	
μ	0.000112	kg seg/m ²				T	15° C	
			G	1610	seg ⁻¹			

<u>t</u>	<u>C(mg/l)</u>	<u>Cond. (microhm-cm)</u>
0'00"	154	1100
0'20"	154	1100
0'40"	154	1100
1'00"	154	1100
1'20"	154	1100
1'40"	154	1100
2'00"	154	1100
2'20"	0	1020
2'40"	0	770
3'00"	0	770
3'20"	0	770
3'40"	154	960
4'00"	154	1100
4'20"	154	1100
4'40"	0	850
5'00"	0	770
5'20"	154	810
5'40"	154	1100

(M) / (6u)

500
1000



III - 6.5
 $Q = 1.80 \text{ l/s}$
 $r_1 = 6.02$
 $\rho_p = 13.71 \text{ qm}$
 $\rho_p / E_1 = 58.29 \%$
 $G = 1.610 \text{ lseg}^{-1} \text{ II } (T = 15^\circ \text{C})$

T.I.E.M.P.I.O. (min)

ENERGIA ESPECIFICA (q/m)

E1 (min)

E2

TEMPERATURA (°C)

40

35

30

25

20

15

10

5

0

0

5

10

15

20

25

30

35

40

Con base a la anterior información, en el presente trabajo se interpretan los resultados obtenidos de una manera conveniente para el dimensionamiento de las unidades. Se presentan dos tipos de gráficas para cada estructura estudiada; la primera de ellas es una gráfica del caudal unitario contra el tirante secuente, que permite un control del tirante aguas abajo para estados de flujo variable. La otra es una gráfica adimensional de las energías total E_0/h_c , remanente E_1/h_c y final E_2/h_c ; contra la altura del vertedor P/h_c . Esta gráfica permite observar que la pérdida de carga en la caída libre aumenta con la relación P/h_c , pudiendo ser mayor que el 50% de la energía inicial en los vertedores de pared delgada y gruesa. Esta energía no es utilizada en la mezcla rápida; para eso es justamente el resalto. Entonces, es importante reducir al máximo la pérdida de la caída libre haciendo la relación P/h_c lo mejor posible. Esto se logra con el vertedor de Cimacio como puede verse en la gráfica respectiva.

En lo referente a la compuerta, el tratamiento es otro, ya que se tomó como eje de las ordenadas la relación H/h_c y esto hace que el caudal tenga un sentido contrario en la gráfica; respecto a las anteriores estructuras donde el caudal aumenta hacia abajo de la gráfica.

15

h_2 (cm)

10

5

0

10

15

20

25

30

35

40

q (lts / seg / m)

VERIFICADOR DE PARED DELGADA

15

P / hc

10

5

0

E_2 / hc

E_1 / hc

D

E_0 / hc

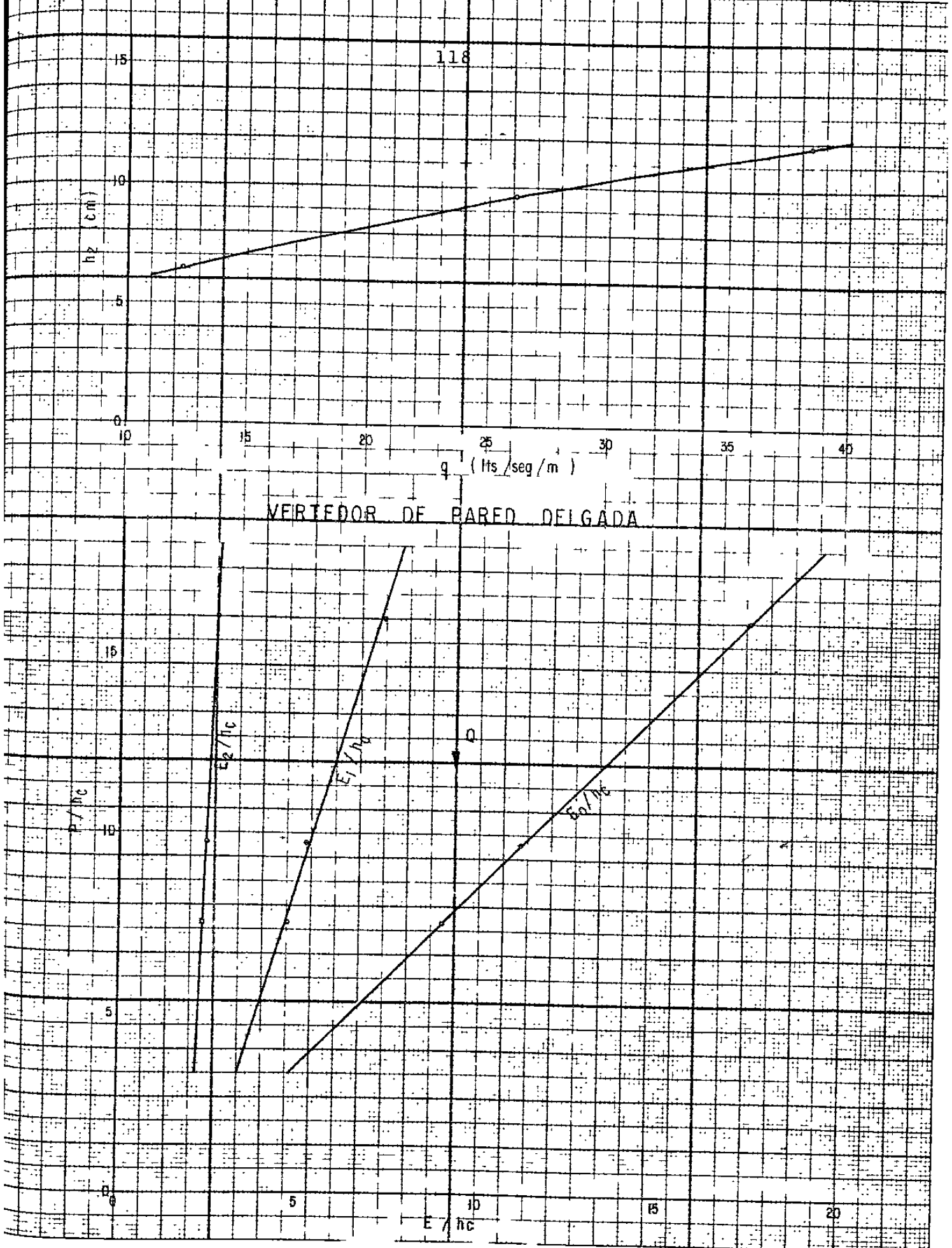
5

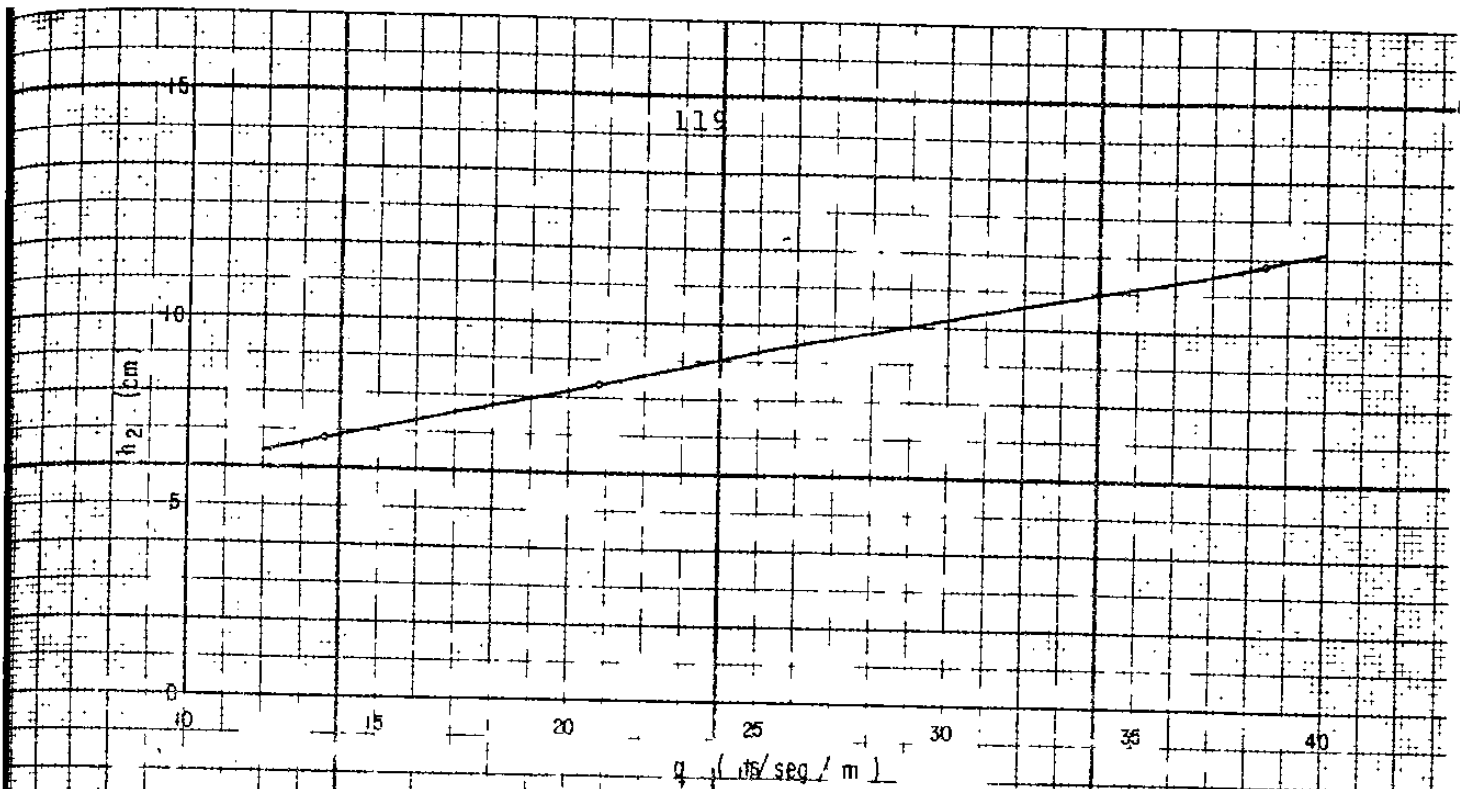
10

15

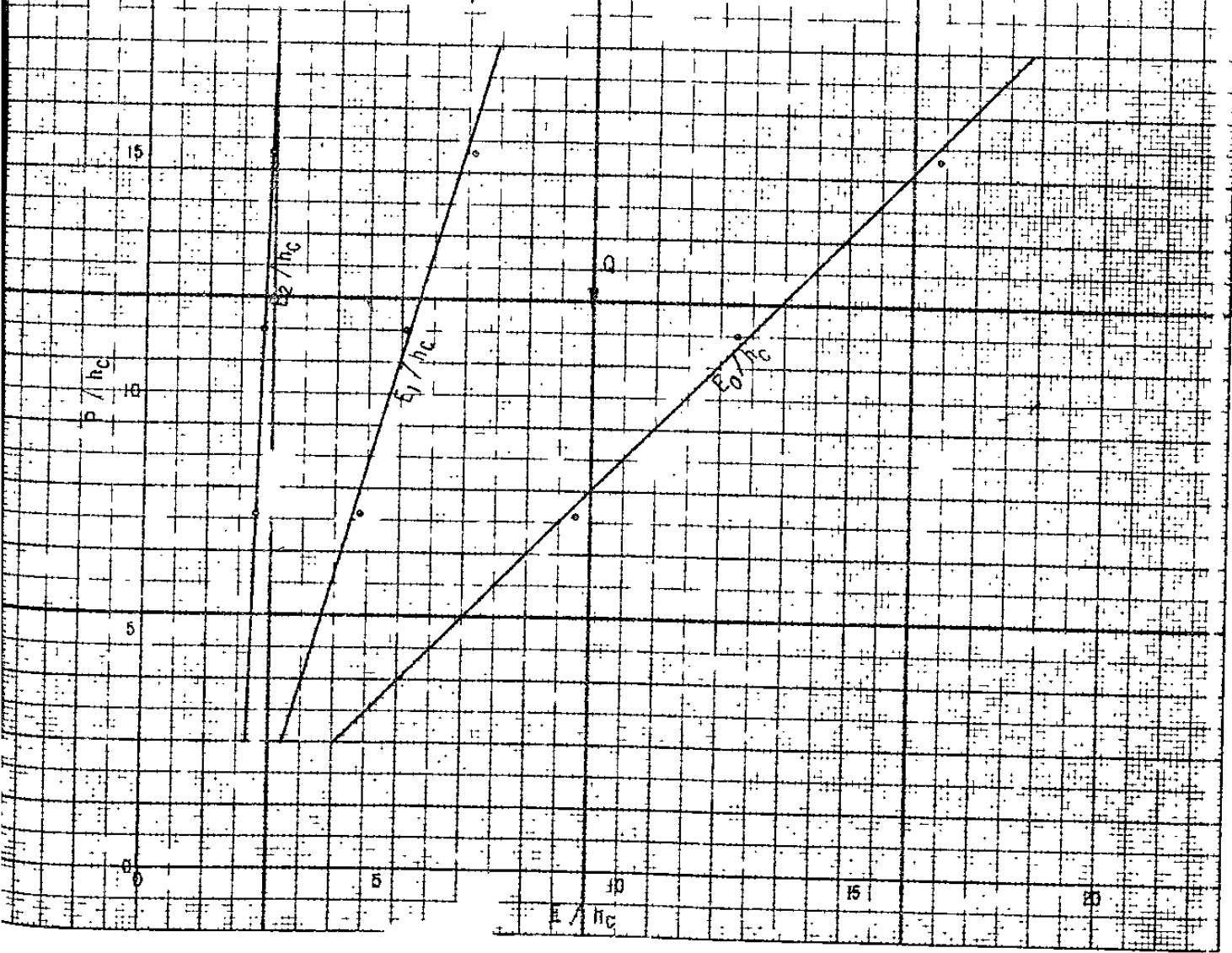
20

E / hc





VERTECOR DE PARED GRUESA



h_2 (cm)

120

10

15

20

25

30

35

40

q (lit \bar{s} /seg/m)

VERTEDOR DE CLMAGIO

h_1/h_c

15

10

5

E_3/h_c

ρ

E_1/h_c

E_0/h_c

0

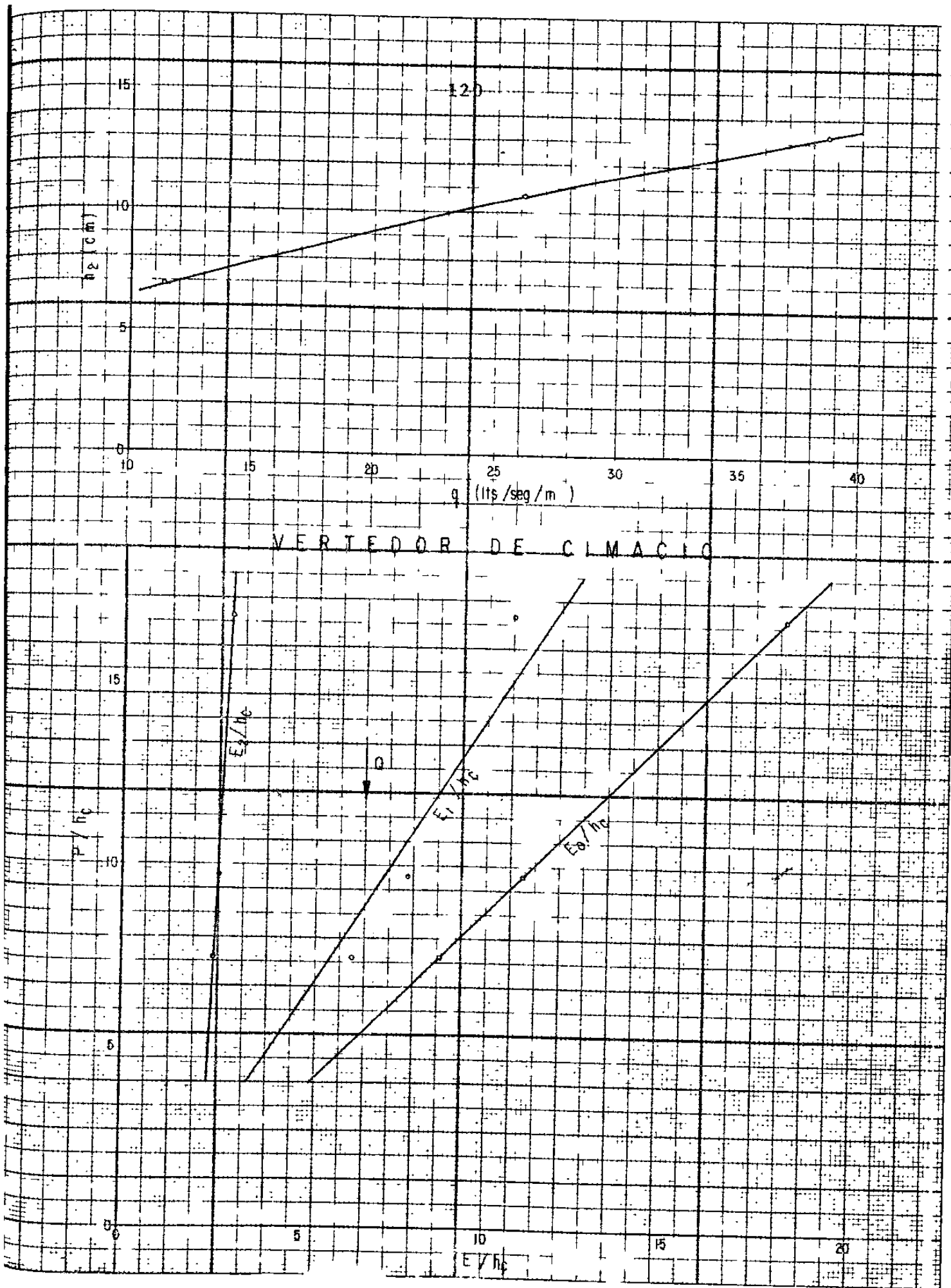
5

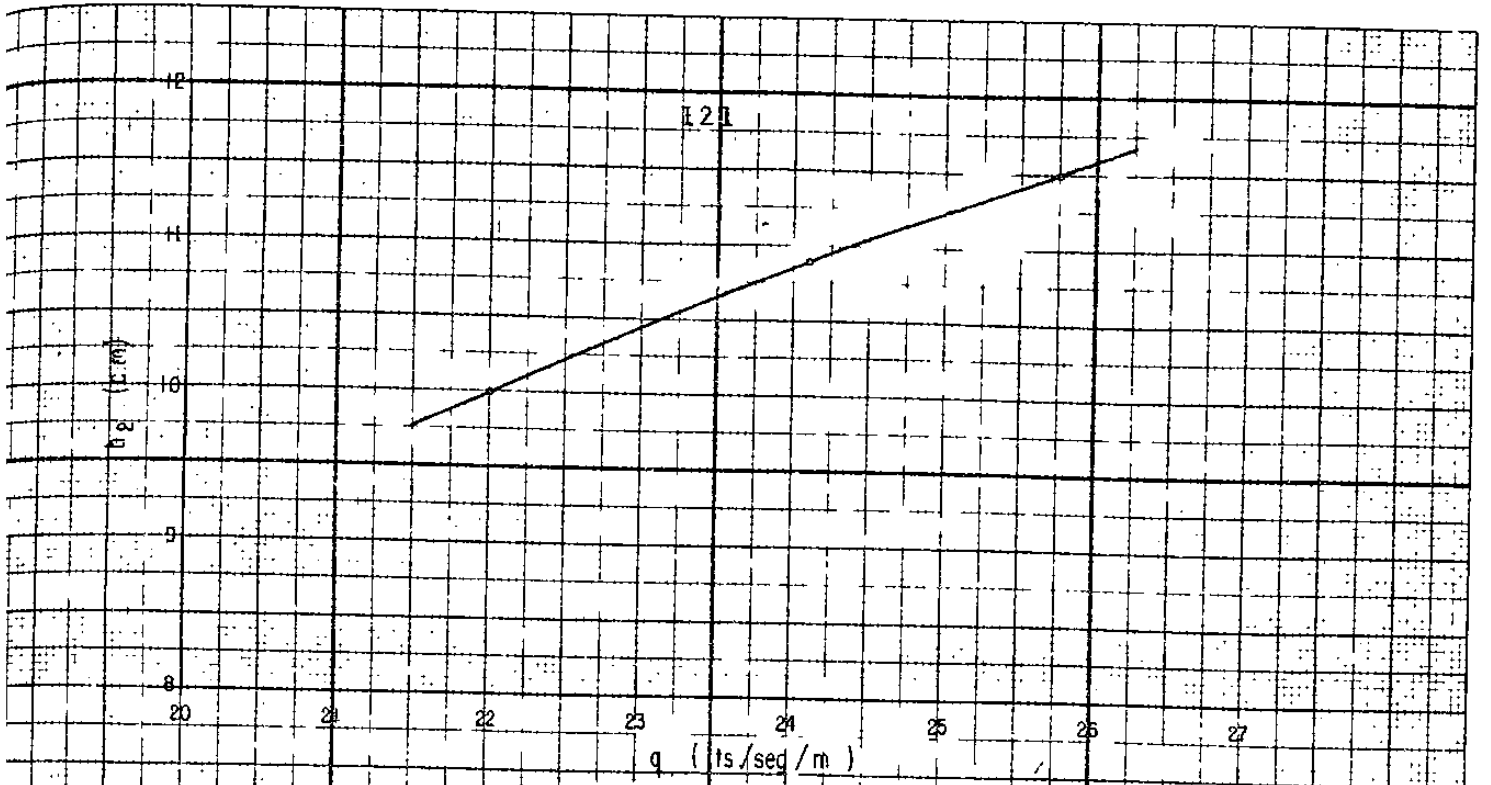
10

15

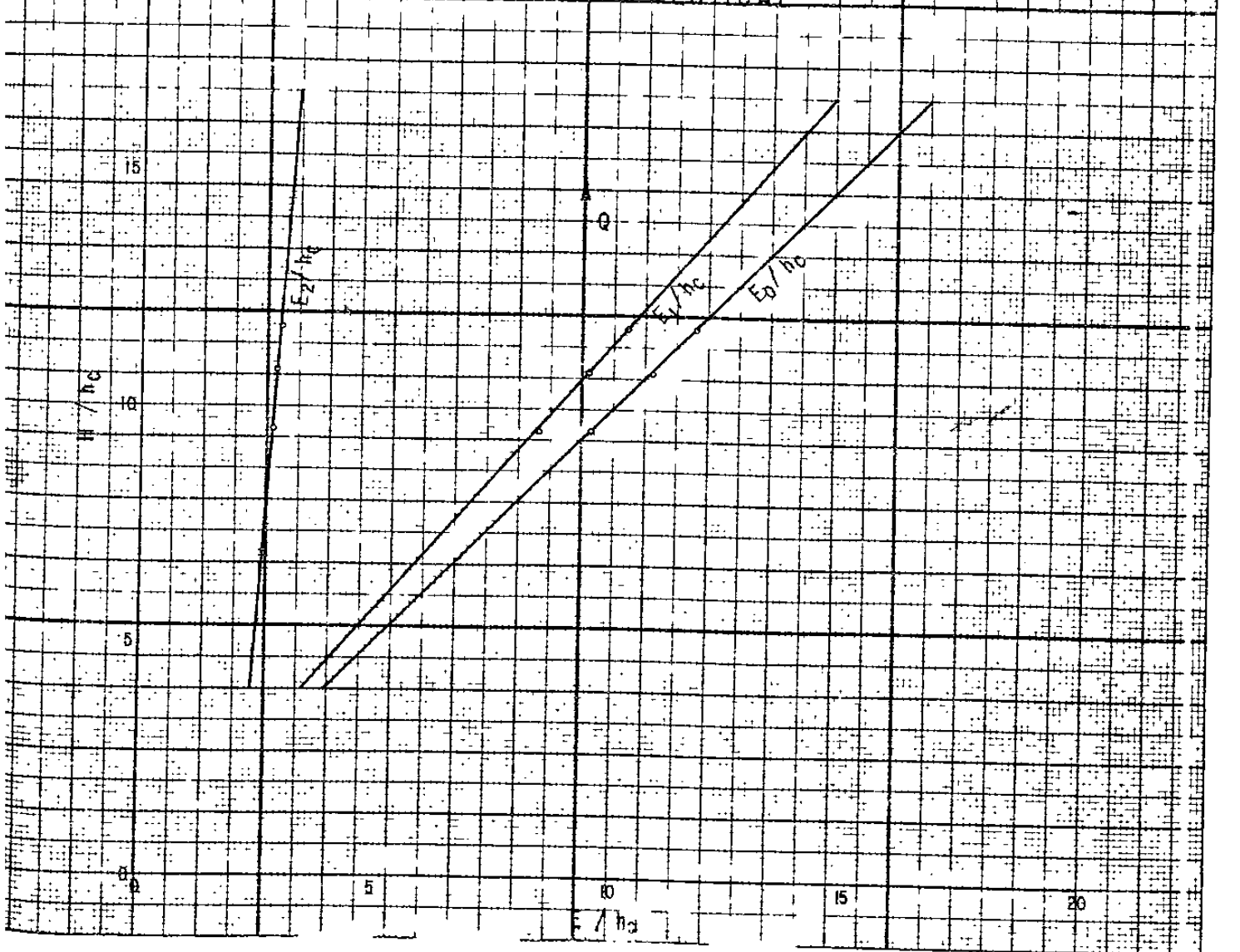
20

E/h_c





COMPUERTA VERTICAL



CAPITULO IV

C O N C L U S I O N E S Y R E C O M E N D A C I O N E S

Como se manifestó al inicio del presente trabajo, la mezcla-rápida es un proceso muy importante en el tratamiento del -- agua, ya que una potabilización es tan buena como su mezcla.

El uso del salto hidráulico como unidad de mezcla rápida es- una alternativa muy atractiva por la simplicidad de la insta- lación, y permite lograr gradientes de velocidad óptimos con un desnivel relativamente pequeño.

Todas y cada una de las estructuras estudiadas fueron evalua- das experimentalmente, es decir, que la información presenta- da en el anterior capítulo fue obtenida de las observaciones de laboratorio, esto hace que las gráficas de la secc. III.7 no estén alineadas, como lo muestra la literatura, sin embar- go se puede tomar como un punto de referencia para un predi- seño de dispositivos de mezcla.

A continuación serán evaluadas individualmente las estructu- ras estudiadas, a fin de puntualizar detalles que en un caso dado afectan la eficiencia de la mezcla en función de sus ca- racterísticas.

IV. 1 PERDIDA DE CARGA

La pérdida de carga que se considera en este punto es la diferencia de las energías específicas inicial y secuente del salto. Para el vertedor de pared delgada, se observa que este valor (h_p) se mantiene mas o menos en un valor constante-independientemente del caudal, a un poco más de 11 cm, por lo que se puede concluir que depende en gran medida de la altura del vertedor P ; más que del caudal, y con estas condiciones, se obtuvieron valores de gradiente de velocidad mayores para caudales menores por lo que esto se debe únicamente al tiempo de mezcla o sea, a la longitud del salto hidráulico.

Para el vertedor de pared gruesa, es válida la anterior consideración, ya que el valor de h_p está igualmente alrededor de 11 cm; y los gradientes siguen también el mismo criterio, por lo que el funcionamiento hidráulico del salto es similar. Variando únicamente el aspecto del perfil del agua sobre la cresta, haciendo que tengan valores del coeficiente C del caudal diferentes.

El vertedor de Cimacio presenta un mejor funcionamiento para la pérdida de carga, alcanzando valores mayores en 70% que los anteriores vertedores, es decir valores de h_p de 19 cm.,

aunque estos disminuyen ligeramente con el caudal. Los valores del gradiente de velocidad son obviamente mayores, alrededor de 2000 seg^{-1} , lo que hace del vertedor de Cimacio una estructura muy eficiente.

La compuerta vertical, sin embargo, fue la estructura que -- mostró la mayor disipación de energía durante el salto, lo -- que hizo que se alcanzaran valores de h_p de hasta 28 cm; este valor disminuye sin embargo con el caudal. El remedio sería disponer de una compuerta de abertura variable a fin de tener una carga mas o menos estable y mantener los valores de h_p óptimos. Con esta pérdida, los gradientes de velocidad fueron superiores a los 2000 seg^{-1} .

IV.2 EFICIENCIA RELATIVA DEL SALTO HIDRAULICO

En hidráulica el término de eficiencia relativa se refiere -- al valor de la relación de la pérdida de carga a la energía específica remanente E_1 ; esto da una idea de la magnitud de la pérdida al valor de la energía desponible para la mezcla. Para el vertedor de pared delgada y de pared gruesa, estos -- valores guardan relación con el caudal, una relación inversa ya que a mayor caudal el valor de h_p/E_1 disminuye. La literatura recomienda que este valor no debe bajar del 45%. Normalmente se sitúa entre el 45 y 70 %.

Para el vertedor de Cimacio, la situación parece ser similar pero con valores muy superiores de h_p/E_1 , situándose un 23% más alto; esto porque esta estructura permite tener un valor de energía remanente mucho mayor que en los vertedores. Esta relación varía de un 58 a 72% para las pruebas realizadas en el presente trabajo.

La compuerta presenta una situación inversa, respecto al caudal, ya que no aumenta, sino que parece mantenerse estable - alrededor de 67%. Sin embargo, la variación que se dió a esta estructura del caudal fué muy poca en función de mantener fijo el valor de la abertura $a = 1.4$ cm. Pero, pese a todo, esta estructura es la que mejor funcionamiento presentó. El único inconveniente es cuando se ahoga el salto, que provoca una subida del nivel en la compuerta.

IV.3 AHOGAMIENTO DEL SALTO

Como se mencionó y verificó la pérdida de carga en un salto ahogado es mucho menor que en un salto directo, y origina -- que la energía disipada sea poca, por lo tanto el valor de h_p sea un 70% de la pérdida de carga para salto directo en el vertedor de caída libre, un 50% para el vertedor de Cimacio y .25% para la compuerta, aunque depende también del grado de ahogamiento. Los valores del gradiente de velocidad disminuyeron sensiblemente.

IV.4 CORRIMIENTO DEL SALTO

En este caso, igualmente ocurre una disminución de la pérdida de energía que se consume en el salto, ya que la energía inicial es disipada por fricción en las paredes del canal -- originando una excesiva erosión de las mismas si no se encuentran revestidas convenientemente, por lo que no es conveniente este estado desde el punto de vista de la estabilidad del canal. Aunque, sin embargo el vertedor de Cimacio y la compuerta mantienen valores del gradiente de velocidad superiores a 1000 seg^{-1} . Lo que se debe hacer es controlar el tirante aguas abajo, y para esto hacer una gráfica del caudal contra el tirante h_2 .

IV.5 EVALUACION DE LA MEZCLA

El principal objetivo del presente trabajo fue el evaluar -- experimentalmente el grado de mezclado mediante el salto hidráulico, para esto se dispuso de una solución concentrada de cloruro de sodio al 7.5% en peso, la cual fue inyectada a una rata de 3.7 ml/s o sea a 277.5 mg/s. En función del caudal se obtuvo la concentración respectiva como se muestra en las gráficas correspondientes.

Se establece que el salto hidráulico es muy eficiente como unidad de mezcla rápida, ya que se puede observar que la con

ductividad registrada se mantiene casi constante a la inyección del trazador, inclusive con estados de ahogamiento o salto corrido. Y tiene una respuesta casi instantánea al influjo del trazador. Por lo que se pone de manifiesto que es un flujo tipo pistón.

IV.6 EFEECTO DEL PUNTO DE ADICION DEL TRAZADOR

Uno de los aspectos que no se debe pasar por alto es el punto de adición del trazador, cuyo efecto hace que la curva de la conductividad no sea completamente horizontal en los vertedores de paredes delgada y gruesa, independientemente sea ahogado o corrido el salto.

Para el vertedor de Cimacio y la compuerta, no se presenta el problema de establecer la distancia L_d del vertedor al punto donde tiene lugar el tirante inicial, puesto que por la geometría queda establecido ese punto; al pie del vertedor de Cimacio y a la salida de la compuerta. Se entiende que el salto es directo. Por lo que en una planta de tratamiento, los tubos de adición de los coagulantes tendrían posiciones fijas.

Pero para los vertedores de paredes delgada y gruesa, el problema consiste en calcular la distancia L_d , ya que ésta varía con el caudal, para los saltos directos.

En una primera aproximación se podría determinar el perfil inferior de la lámina vertiente por medio de la ecuación de Scimeni (21):

$$\frac{Ld}{H} = 1.45 \left(\frac{P}{H} \right)^{0.54} \quad (4-1)$$

El valor calculado por la ec. 4-1 debe incrementarse para prevenir una distancia adicional correspondiente al ancho de la lámina vertiente en el punto de reposo. Por determinaciones experimentales para vertedores de pared gruesa, se puede usar la ecuación:

$$\frac{Ld}{P} = 4.30 \left(\frac{h_c}{P} \right)^{0.9} \quad (4-2)$$

que da resultados un tanto superiores a los de la ec. 4-1.

Para obviar este inconveniente, se hizo la prueba de adicionar el trazador sobre la cresta del vertedor, los resultados de la conductividad parecen no variar respecto a los de la inyección en el punto de h_1 ; pero este efecto se hace mas notorio en las transparencias, pues la masa de agua que queda representada aguas arriba alcanza a colorearse, lo que quiere decir que no todo el líquido trazador se mezcla, y para esta deficiencia, será necesario aumentar la dosis del coagulante, en una

planta de tratamiento; este incremento puede establecerse en una prueba de jarras y sucesivos ensayos hasta tener la dosis óptima. Los resultados presentados en el presente trabajo, simplemente muestran una línea quebrada en la conductividad por la escala del conductivímetro que es logarítmica y la precisión es limitada.

Las recomendaciones que se exponen en el presente trabajo son las siguientes:

- Hacer uso de la gráfica de la variación del tirante en relación al caudal; este es el punto más importante y que se puntualizó en repetidas oportunidades en el curso del presente trabajo. Se entiende que se trata del tirante secuente, el que debe tratar de obtenerse, ya que de otro modo, el salto podría estar ahogado o corrido. Lo que ocasionaría una disminución de la energía.
- Este tipo de instalación está muy adecuado para pequeñas plantas de tratamiento por la simplicidad y facilidad de construcción y relativamente pequeñas dimensiones.
- Para los países de menor desarrollo económico de América Latina y el Caribe, este sistema de mezclado es muy recomendado ya que no requiere de una --

energía adicional, pues simplemente se aprovecha - la energía disipada en el salto hidráulico para la mezcla rápida, lo que hace del salto hidráulico un método muy atractivo.

- También se recomienda complementar los estudios de obtención de la dosis óptima de coagulante mediante pruebas complementarias de laboratorio como ser la prueba de jarras o los ensayos de filtrabilidad.

Para finalizar se hace una mención muy especial a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por el apoyo recibido para la realización del presente trabajo de Tesis de Grado.

*... el agua es la mejor de
todas las cosas...*

R E F E R E N C I A S

- 1.- CHOW, Ven Te; "Open-Chánnel Hydraulics", Editorial Diana, México, 1982.
- 2.- HENDERSON, F.M., "Open Channel Flow", MacMillan Series-in Civil Engineering, U.S.A., 1966.
- 3.- LINSLEY & FRANZINI, "Water Resource Engineering", McGraw-Hill, New York, 1964.
- 4.- SOTELO AVILA, Gilberto; "Hidráulica General", Vol. 1, Editorial Limusa, México, 1984.
- 5.- FACORRO Ruíz, Lorenzo A.; "Curso de Hidráulica", Editorial Diana, México, 1979.
- 6.- Bureau of Reclamation, "Design of Small Dams", Government Printing Office, Washington, D.C., 1960.
- 7.- GILES, Ranald V.; "Fluid Mechanics and Hidraulics", Schaum Publishing Co., New York, 1962.
- 8.- AZEVEDO NETTO, J.M. & Alvarez G.A.; "Manual de Hidráulica", Editorial Harla, México, 1976.
- 9.- ARBOLEDA Valencia, Jorge; "Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del agua", Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente-(CEPIS), OSP/OMS, Lima, 1973.
- 10.- FAIR, Gordon M., Geyer, J. Ch. & Okun D.A.; "Water and Wastewater Engineering", Editorial Limusa-Wiley, S.A., México, 1968.
- 11.- American Water Works Association. Inc., "Water Quality and Treatment", Third Edition, McGraw-Hill, U.S.A., - - 1971.
- 12.- RICH, L.G.; "Unit Operation of Sanitary Engineering", J. Wiley & Sons., New York.
- 13.- Mc CABE, W.L. & Smith, J.C.; "Operaciones Básicas de Ingeniería Química", Editorial Reverté, S.A. Vol. 1 - - New York.
- 14.- COX, Charles R.; "Operation and Control of Water Treatment Processes", World Health Prganization, Ginebra, -- 1964.
- 15.- WAGNER, Edmund G. & Laniox J.N.; "Water Supply for Rural Areas and Small Communities", World Health organization, Ginebra, 1961.

- 16.- LEVY A.G. & Ellms J.W.; "The Hydraulic Jump as a Mixing Device", Journal AWWA, Enero 1927.
- 17.- HUDSON, H.E. Jr.; "Flocculation and Flocculation Aids", Journal AWWA, Marzo 1957.
- 18.- HUDSON, H.E. Jr., El Al; "Design of Mixing and Flocculation Basings", Journal AWWA, Octubre 1967.
- 19.- VRALE, L. & Jorden, R.M., "Rapid Mixing in Water Treatment", Journal AWWA, Enero 1971.
- 20.- TE KIPPE, R.J. & Ham, R.K.; "Velocity Gradient Path in Coagulation", Journal AWWA, Marzo 1971.
- 21.- RICHTER, Carlos Alfredo; "Mezcla Rápida en Vertedores -- Rectangulares", División de Purificación del Agua, DIP/AIDIS, Separata de la Revista Acodal, Bogotá Junio 1981.

