



01162  
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**CAMPUS MORELOS**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL CON DESARENADORES  
FLUÍDICOS DE TUBO DE VÓRTICE Y  
CONSIDERACIONES PARA SU USO**

**T E S I S**

QUE COMO REQUISITO PARA  
OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(HIDRÁULICA)**

PRESENTA:

**ING. JUAN ANTONIO BLANCO FIGUEROA**

DIRECTOR DE TESIS:  
**DR. ALDO IVÁN RAMÍREZ OROZCO**



JIUTEPEC, MORELOS

JUNIO DEL 2005

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

m345627



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# ESTUDIO EXPERIMENTAL CON DESARENADORES FLUÍDICOS DE TUBO DE VÓRTICE Y CONSIDERACIONES PARA SU USO

	PAGINA
1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	4
3. EL CONTROL DE SEDIMENTOS EN RÍOS Y CANALES	9
4. DESARENADORES FLUÍDICOS DE TUBO DE VÓRTICE	33
4.1. FACTORES INVOLUCRADOS EN UN ESTUDIO EXPERIMENTAL	36
4.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	37
4.3. PARÁMETROS DE FUNCIONAMIENTO	38
4.4. PREDICCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO	41
4.5. FACTORES QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO	41
4.6. ESTUDIOS REALIZADOS EN EL MUNDO	45
5. ESTUDIO EXPERIMENTAL	52
5.1. SELECCIÓN DEL TIPO DE CANAL EXPERIMENTAL	52
5.2. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS	52
5.3. ESTIMACIÓN DEL GASTO DE FONDO	54
5.4. PROCESO CONSTRUCTIVO	59
5.5. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL Y ALCANCE DE LAS PRUEBAS	75
5.6. RESULTADOS DE LOS EXPERIMENTOS	79
6. EJEMPLO DE APLICACIÓN POTENCIAL A ESCALA REAL	85
6.1. TAMAÑO DE LOS GRANOS DE SEDIMENTO	91
6.2. FUNCIONAMIENTO REQUERIDO DEL DESARENADOR	95
6.3. PREDICCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DEL DESARENADOR	99
6.4. LOCALIZACIÓN DEL DESARENADOR Y LONGITUD DE ADAPTACIÓN	103
6.5. DISEÑO DEL TUBO DE VÓRTICE	105
6.6. DISEÑO DEL CANAL DE ESCAPE	107
6.7. ELECCIÓN FINAL DE LA LOCALIZACIÓN DEL DESARENADOR	109
6.8. DISCUSIÓN DEL EJEMPLO DE APLICACIÓN	111
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	113
8. REFERENCIAS	116
ANEXOS	119

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: JUAN ANTONIO BLANCO FIGUEROA

FECHA: 17 JUNIO 2005

FIRMA: [Firma manuscrita]

---

## 1. INTRODUCCIÓN

Para diseñar medidas para el control de sedimento, es necesario tener conocimiento del mecanismo de producción del sedimento, de su transporte, de la intensidad, de la sedimentación y de los efectos dañinos que produce.

Por la acción del intemperismo químico o mecánico, las rocas en las montañas se desintegran en material granular. La desintegración es causada por la temperatura, viento, heladas, lluvias, corrientes de agua y animales, y depende de varios factores tales como cubierta vegetal, pendiente del valle y naturaleza de las rocas. Estos agentes que se ocupan de esculpir la superficie de la tierra, contribuyen a la formación del sedimento.

Las rocas ígneas que son duras, consolidadas, cristalinas e impermeables, se intemperizan mucho menos que piedras porosas, lutita arenosa o arcilla suelta. En regiones donde los cambios naturales en temperatura son abruptos, las masas rocosas se rompen por la expansión y contracción repentinas y la presencia de minerales ayuda a dividir las rocas. Las corrientes que se levantan en regiones de rocas ígneas y metamórficas son de agua casi clara, mientras que aquellas que se originan en rocas sedimentarias más jóvenes tienen cargas de sedimento pesadas.

Los vientos causan fuerte desgaste. Esto ocurre especialmente en regiones áridas, tales como el gran Sahara, partes del oeste de los E.U.A. y Asia central. La mayor porción de la carga de sedimento del río Colorado se debe a la acción mecánica del viento (Uppal, 1966).

La naturaleza de la cuenca inferior, las características del valle y la constitución del suelo a través del cual las corrientes fluyen, son factores importantes en la carga de sedimento de una corriente. Dichos sedimentos se transportan en las corrientes en solución, suspensión, saltación o arrastre. En gran medida, la parte principal de la carga se lleva en suspensión y generalmente la carga de fondo es pequeña, siendo solamente una fracción de la carga en suspensión. La carga en suspensión de una corriente puede determinarse exactamente ya que existen muchos muestreadores de sedimento disponibles y se ha desarrollado una



---

técnica estándar. Prácticamente, en todos los ríos importantes del mundo se hace el muestreo de sedimentos. En la India, se han hecho regularmente observaciones de la carga de sedimento en suspensión durante los últimos años en la mayoría de los ríos grandes, tales como Jhelum, Chanab, Kosi. Además, hay una gran cantidad de sitios en los canales donde el muestreo de sedimento se hace diariamente (Uppal, 1966).

La sedimentación o depósito de las partículas transportadas en los cauces y canales es un problema muy importante, ya que puede causar una pérdida significativa en la capacidad de conducción de los mismos, la disminución del calado en puertos fluviales y la interrupción de los suministros en sistemas de riego entre otros. Por otro lado, el desazolve tiene costos muy altos e implica largos períodos de mantenimiento. Un problema asonado es el ingreso de sedimentos a cauces que suministran agua a plantas hidroeléctricas, ya que se puede reducir la capacidad de conducción en los canales de acceso y además se abre la posibilidad de que el sedimento dañe las turbinas.

En México, muchos ríos se encuentran con algún grado de azolvamiento en su zona de planicie. En este caso se encuentran las zonas bajas de las cuencas de los ríos Papaloapan y Grijalva. En estos casos, los azolves producen una reducción de la capacidad hidráulica del río, de tal forma que cuando se presentan precipitaciones intensas aumenta la probabilidad de que se produzcan severas inundaciones. En muchos lugares que presentan esta problemática se han realizado trabajos de dragado, el cual presenta dos principales inconvenientes: el alto costo y los probables daños al entorno ecológico; por lo que indiscutiblemente parece que lo mejor es evitar que los sedimentos lleguen a la zona de planicie.

Por estas razones la Comisión Nacional del Agua (CNA) encomendó al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) la realización de diversos trabajos encaminados al análisis de los problemas de los sedimentos en las partes bajas de los cauces, entre los cuales se encuentra un estudio experimental de laboratorio sobre el funcionamiento de dispositivos de control. Con base en estos trabajos se establecen comentarios y recomendaciones sobre su aplicación en la planicie del río Papaloapan.

---

Entre las actividades a realizar se encuentra un estudio experimental específico de desarenadores fluídicos de tubo de vórtice a fin de observar su eficiencia en laboratorio, analizando el comportamiento de éstos para diferentes diámetros de tubo, ángulos de inclinación y gastos sólidos.

El trabajo se desarrolla de la siguiente manera: en el capítulo 2 se describen en términos generales los antecedentes que motivaron el desarrollo del presente estudio así como un panorama general del problema de la sedimentación.

En el capítulo 3 se describen las estructuras para el control de sedimentos con sus características principales y con información del funcionamiento de las mismas en pruebas de laboratorio y de aplicaciones en campo. También se presentan valores comparativos de diversas estructuras con respecto a la eficiencia del funcionamiento de los mismos.

En el capítulo 4 se realiza una descripción amplia de los desarenadores fluídicos de tubo de vórtice, se presentan los factores involucrados en un estudio experimental, sus características principales y parámetros de funcionamiento; así como también los estudios realizados en el mundo.

En el capítulo 5 se presenta el estudio experimental, describiendo el proceso constructivo del canal, el procedimiento experimental, el alcance de las pruebas y los resultados obtenidos. En el capítulo 6 se desarrolla un ejemplo de aplicación potencial, tomando datos del río Papaloapan y realizando algunas consideraciones basándose para su diseño en el procedimiento y tablas de *Design manual for canal sediment extractors*.

Finalmente en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones del trabajo.

---

## 2. ANTECEDENTES

La carga excesiva de sedimento puede causar daño en una variedad de maneras y presenta muchos problemas serios, por ejemplo: a) meandro de corrientes, b) reducción de la capacidad del canal, c) sedimentación en canales, d) daños a las turbinas en plantas hidroeléctricas, e) obstrucción a la navegación, f) barras de sedimento en la bifurcación de corrientes, g) sedimentación en depósitos, h) disminución de la profundidad en puertos fluviales, y i) destrucción del valor de las corrientes para la piscicultura y utilidad recreacional, etc.

Por ejemplo, el río Colorado descargó una gran cantidad de sedimento en el canal Imperial en 1923. A pesar de la operación de dos dragas en las compuertas principales, era difícil mantener el suministro de agua clara en la hora de demanda máxima. El retiro del limo de los canales, ramales y tributarios durante los años 1923-1930, tuvo un costo anual de 78.4 millones de dólares. A pesar de esto, se ha experimentado falta de suministro en el canal en años de flujo escaso (Uppal, 1966).

Por otro lado el agua derivada de los ríos a canales de riego puede contener concentraciones muy altas de sedimento de fondo. Dichos canales se diseñan convencionalmente para una capacidad de transporte de sedimento más baja que la del río principal. La sedimentación que se presenta en el sistema del canal, reduce el gasto líquido que se puede derivar en el canal de conducción y transportar a los campos. Para mantener la capacidad de descarga del canal debe quitarse el sedimento depositado. Esto es costoso, y puede implicar el cierre del canal por períodos largos de mantenimiento. Los costos de desazolve del canal representan una proporción significativa del presupuesto de operación y mantenimiento para los operadores de sistemas de riego.

Por ejemplo, la información obtenida durante un estudio que realizó Overseas Development Administration en Java del Este indicó que 46% del presupuesto de operación y mantenimiento para un sistema de riego que abastece 925,000 ha. de tierra se gastó en el desazolve del canal. Mientras que la sedimentación de canales es un problema

---

en algunas partes de Java del Este, el ejemplo citado de ninguna manera es un caso extremo. Los índices de sedimentación de canales, y por lo tanto los costos de desazolve del canal, son más grandes en muchas otras regiones del mundo (HR Wallingford, *folleto informativo*)

En otros casos la entrada excesiva de sedimento causa daño a la unidad de energía en plantas hidroeléctricas, por la abrasión de las láminas de las turbinas. El depósito de sedimento también ocurre en hoyos aguas abajo de las turbinas, afectando la eficiencia de las unidades.

También los sedimentos pueden formar barras y bancos de arena que obstruyen seriamente la navegación. En el valle de Kashmir, la navegación a lo largo del río Jhelum durante bajos abastecimientos de agua llega a ser difícil a causa de la formación de barras enormes de arena. Dificultades similares se han experimentado en los canales Sone en Bihar. Cada año después de la temporada de avenidas, los canales de acceso a las esclusas, tienen que dragarse (Uppal, 1966).

Las presas construidas en los ríos que llevan pesadas cargas de sedimento, consiguen sedimentarse en un período corto. El río Colorado deposita anualmente 233 millones de toneladas de limo en el lago Mead. La capacidad del lago durante los primeros 12 años se redujo de 1/8 a 1/10. En la cuenca Elephant Butte sobre el río Grande, ocurrió un depósito de 731 millones de toneladas durante sus 27 años de operación. En la vida de operación de la presa de Bhakra, se estimó una sedimentación anual de 33,3 millones de toneladas.

La carga de sedimento que resulta del manejo incorrecto de cuencas afecta adversamente la vida de peces en la vía de navegación interior. La alta carga de limos también implica un costo adicional para la purificación del agua para uso público.

La formación de todas las planicies aluviales, se debe al sedimento transportado por las corrientes desde sus áreas de captación y a la acumulación de éste en los valles, por lo que

---

es necesario controlarla para prevenir los posibles daños que pudiera provocar. El sedimento se puede controlar en la captación, o puede desviarse de los sitios donde crea dificultades.

Controlar el índice de formación de sedimento en las áreas de captación de las corrientes ayuda mucho a reducir las dificultades en las zonas bajas. Este control puede efectuarse mediante repoblación forestal en las pendientes más altas y escarpadas, pastoreo limitado, conservación del suelo en tierras cultivables, control y eliminación de barrancos, control de la erosión en carreteras públicas, y del control del meandro en ríos y canales para prevenir la erosión de las márgenes.

La cobertura vegetal brinda protección a la superficie del suelo contra la acción de vientos y de lluvias. La repoblación forestal, aunque lenta en producir resultados, es con todo eficaz en el funcionamiento a largo plazo. La protección dada a las áreas de captación contra la erosión del suelo por la cubierta vegetal, sin embargo, depende de la constitución de las rocas. No se garantiza protección completa contra la erosión del suelo cuando se realiza repoblación forestal debido a que cuando se presentan fuertes lluvias en las áreas de captación, ocurren grandes deslizamientos de colinas que en un corto período destruyen la plantación realizada en varios años. Después de los deslizamientos, las partes restantes de las colinas quedan desprotegidas y expuestas a serios estragos a causa de lluvias y tormentas ligeras.

El pastoreo limitado en el área de captación de un río ayuda a disminuir el escurrimiento superficial y aumenta la filtración en el suelo que da lugar en última instancia a aumentar el gasto del río durante invierno.

A pesar de la gerencia eficiente de las áreas de captación, la erosión del suelo no puede detenerse totalmente. Salvo algunas corrientes que fluyen sobre material no erosionable, los sedimentos se deben considerar como parte integral de las corrientes.

---

Muchas fases y variaciones de estos métodos generales son empleados en el control de capas de erosión, formación de arroyos y erosión de caminos montañosos. Sin embargo, debe ser puntualizado que métodos específicos dependen del conjunto de condiciones específicas peculiares para una situación que tiene que ser empleada en diferentes fases.

En México muchas cuencas presentan problemas graves de sedimentación, debido a que no se han empleado métodos para controlar la erosión de los ríos y normalmente se ha recurrido al dragado de los sitios con fuertes problemas de sedimentación, el cual además de ser costoso implica daños al entorno ecológico.

La cuenca baja del río Papaloapan se ve frecuentemente afectada por las inundaciones producidas fundamentalmente por dos causas: las intensas precipitaciones ocasionadas por las tormentas tropicales y las pendientes extremadamente pequeñas de las planicies que hacen que el drenaje sea lento.

Entre las inundaciones que ocasionaron daños de magnitudes considerables, se encuentran las registradas en los años de 1944, 1958, 1969, 1975 y 1981, las cuales provocaron efectos negativos tanto en el aspecto económico como social, así como el detrimento del desarrollo agrícola, ganadero, industrial y urbano.

Las poblaciones más amenazadas por inundaciones son Tuxtepec, Papaloapan, Chacaltianguis, Cosamaloapan, Carlos A. Carrillo, Tuxtilla, Tesechoacán, Tlacotalpan y Tlacojalpan.

Luego de la construcción de las presas de almacenamiento Presidente Miguel Alemán (Temascal) y Presidente Miguel de la Madrid (Cerro de Oro) se ha considerado que la parte alta de la cuenca está controlada en cuanto a las avenidas se refiere. Dichas presas entraron en operación en 1957 y 1988 respectivamente; sin embargo, esto no evita la ocurrencia de inundaciones en extensas zonas de la parte baja de la cuenca ya que continúan vigentes las

---

condiciones señaladas al inicio; además la deforestación y la conservación deficiente del suelo en la parte alta de las cuencas produce azolves que no se pueden transportar y que por lo tanto disminuyen gradualmente la capacidad de los cauces en la zona baja.

El volumen de azolve que llega desde las partes altas a la zona de planicie es del orden de los 14 millones de metros cúbicos anuales, provenientes principalmente de los afluentes del río Papaloapan (Aparicio *et al.*, 1994).

Esto indica que es de suma importancia controlar el volumen de sedimentos que llega a la zona de planicie, ya que se lograría tener una mejor capacidad de conducción en el cauce amortiguando los picos de avenidas que se presenten y por consiguiente atenuando las inundaciones.

---

### 3. EL CONTROL DE SEDIMENTOS EN RÍOS Y CANALES

La sedimentación en un cauce puede controlarse reduciendo la concentración del sedimento de ingreso (expulsión del sedimento) o atrapando y extrayendo el sedimento del mismo antes de que pueda sedimentarse (extracción del sedimento).

Entre las estructuras para el control de sedimento se encuentran los tanques o depósitos de sedimentación, los eliminadores de sedimento con base en vanos de vórtice, los desarenadores fluídicos de túnel y los desarenadores fluídicos de tubo de vórtice. Los métodos para el diseño de estas estructuras se basan principalmente en estudios de modelos físicos y aunque se han diseñado muchas estructuras exitosas de esta manera también se han tenido grandes fracasos (Atkinson, 1994a).

Los tanques de sedimentación son dispositivos fluídicos utilizados para remover sedimento; tienen la característica de remover tanto carga de fondo como carga en suspensión.

Éstos consisten de una sección de gran tamaño en la cual la velocidad es lo suficientemente baja como para permitir que las partículas en suspensión se sedimenten. Solamente el agua clara continúa en el canal y el sedimento se remueve del sedimentador por medios mecánicos o fluídicos (Hufferd *et al.*, 1977).

Existen tanques de sedimentación en el canal All-American y en el canal principal Gila ambos en Estados Unidos. Cuando el gasto en el río Colorado es de 21,000 pies<sup>3</sup>/s o mayor, se estima que el gasto de sedimentos que entran a las obras de desazolve del canal principal Gila es de 10,500 toneladas/día, mientras que para las obras de desazolve del canal All-American es de 90,000 toneladas/día. La cantidad pronosticada de sedimento removido diariamente por las obras de desazolve del canal principal Gila es de alrededor de 8,000 toneladas, y la de las obras de desazolve del canal All-American es cercana a 70,000 toneladas/día. Este sedimento es suficiente para cargar catorce trenes de carga con 100 vagones diariamente. Estos tanques han funcionado satisfactoriamente desde su terminación en 1938, sin embargo; su eficiencia actual no se ha calculado. Debido a su tamaño, tipo de construcción y alto costo es improbable que obras de desazolve de este tipo



---

puedan ser construidas en el futuro para remover sedimento en canales para riego. Sin embargo, este tipo de estructuras de desazolve costosas podrían ser bien justificadas para sistemas de agua industrial o doméstica. Generalmente, los tanques de sedimentación se construyen simplemente ensanchando y profundizando el canal para producir una sección transversal agrandada que produzca una velocidad más baja que permita a las partículas de sedimento asentarse. El USBR construyó en el canal principal Socorro (localizado a 65 millas al sur de Albuquerque en Nuevo México), un tanque de sedimentación de 2,000 pies de longitud y 90 pies de ancho. La altura total de la margen, incluyendo el bordo libre y el tirante, es de 13 pies. Esto comparado con la sección del canal la cual es solamente de 16 pies de ancho y tiene un tirante de 4 pies. El tanque de sedimentos y las secciones del canal tienen taludes 2:1. El gasto de diseño es de 275 pies<sup>3</sup>/s con un tirante de 10 pies en el tanque. Esto produce una velocidad en el tanque de 0.25 pies/s comparado con los 2.86 pies/s en el canal aproximadamente. Un número de tomas de canal en otras ubicaciones han sido construidas con tanques de sedimentos similares. Este tipo de tanque requiere que el sedimento sea removido por medios mecánicos, usualmente con una draga hidráulica. Este tipo de dispositivos es caro porque requiere la compra de equipo, el costo de su operación, la disponibilidad de un área de disposición y el derecho de paso adicional para almacenaje, mantenimiento y acceso del equipo. En el tanque de sedimentación del canal Socorro, el USBR opera una draga hidráulica de 10 pulgadas, la cual es capaz de mover 110 yardas cúbicas de material sólido por hora. En 1956, el USBR removió 170,000 yardas cúbicas de sedimento del tanque de sedimentación del canal Socorro usando una draga hidráulica de con un costo de \$0.18 USD/yarda cúbica, exclusivo de la depreciación del equipo y de los costos administrativos. En 1972 se estimó que el costo sería alrededor de \$0.36 USD/yarda cúbica. En la derivación de la presa Granite Reef sobre el río Salt en Arizona, la Asociación de Usuarios del Agua removió, del tanque de sedimentación, un promedio de 110,000 yardas cúbicas de sedimento anualmente por medio de dragado. Para los años 1954-1963 los cálculos indican que el costo de remoción de sedimento en este sitio fue de alrededor de \$0.19 USD/yarda cúbica, exclusiva de la depreciación del equipo. El costo estimado en 1972 para remover sedimento en este sitio fue estimado en \$0.35 USD/ yarda cúbica aproximadamente. Los ejemplos citados anteriormente sirven para indicar la magnitud del costo anual envuelto en la remoción de sedimento con una draga de succión tipo cabeza

---

---

cortadora; cuando el sedimento fue colocado en el área dispuesta del efluente. Cuando el sedimento es colocado en pilas de escombros y luego remanipulado, el costo se incrementa (Hufferd *et al.*, 1977).

Los tanques de sedimentación convencionales tienen dos principales desventajas: requerimiento de grandes dimensiones; y tiempo de residencia largo (Paul *et al.*, 1991).

Existen tanques de sedimentación de tipo circular los cuales son de menores dimensiones y remueven el sedimento utilizando el flujo secundario que se genera por el flujo circular dentro de una cubeta circular de diámetro,  $d$ . El flujo secundario se desarrolla como un resultado de: a) La desaceleración de las capas inferiores del fluido por la fricción entre el piso de la cubeta y el fluido; y b) corrientes de flujo cruzadas (Paul *et al.*, 1991).

Las características principales de los diseños de tanques de sedimentación circulares según Salakhov (1975), Cecen y Bayazit (1975), Ogihara y Sakaguchi (1984), y Mashauri (1986) se muestran en la figura 3.1.

Los parámetros considerados en el diseño de un tanque de sedimentación circular son: el diámetro de la cubeta,  $d$ ; tirante de la cubeta,  $H$ ; gasto de lavado,  $Q_0$ , o diámetro del tubo de lavado,  $d_0$ ; pendiente radial del piso de la cubeta,  $S_c$ ; tirante en la periferia de la cubeta,  $h_p$ ; tirante sobre el orificio,  $h_0$ ; gasto del canal de entrada,  $Q_c$ ; pendiente del canal de entrada,  $S$ ; tirante del canal de entrada,  $h$ ; altura del diafragma medido desde el fondo del canal,  $h_1$ ; altura de la cubeta en su periferia medida desde el fondo del canal,  $h_2$ ; ancho del canal,  $B$ ; gasto que entra a la cubeta,  $Q_{cc}$ ; gasto de excedencia;  $Q_s$  (figura 3.2).

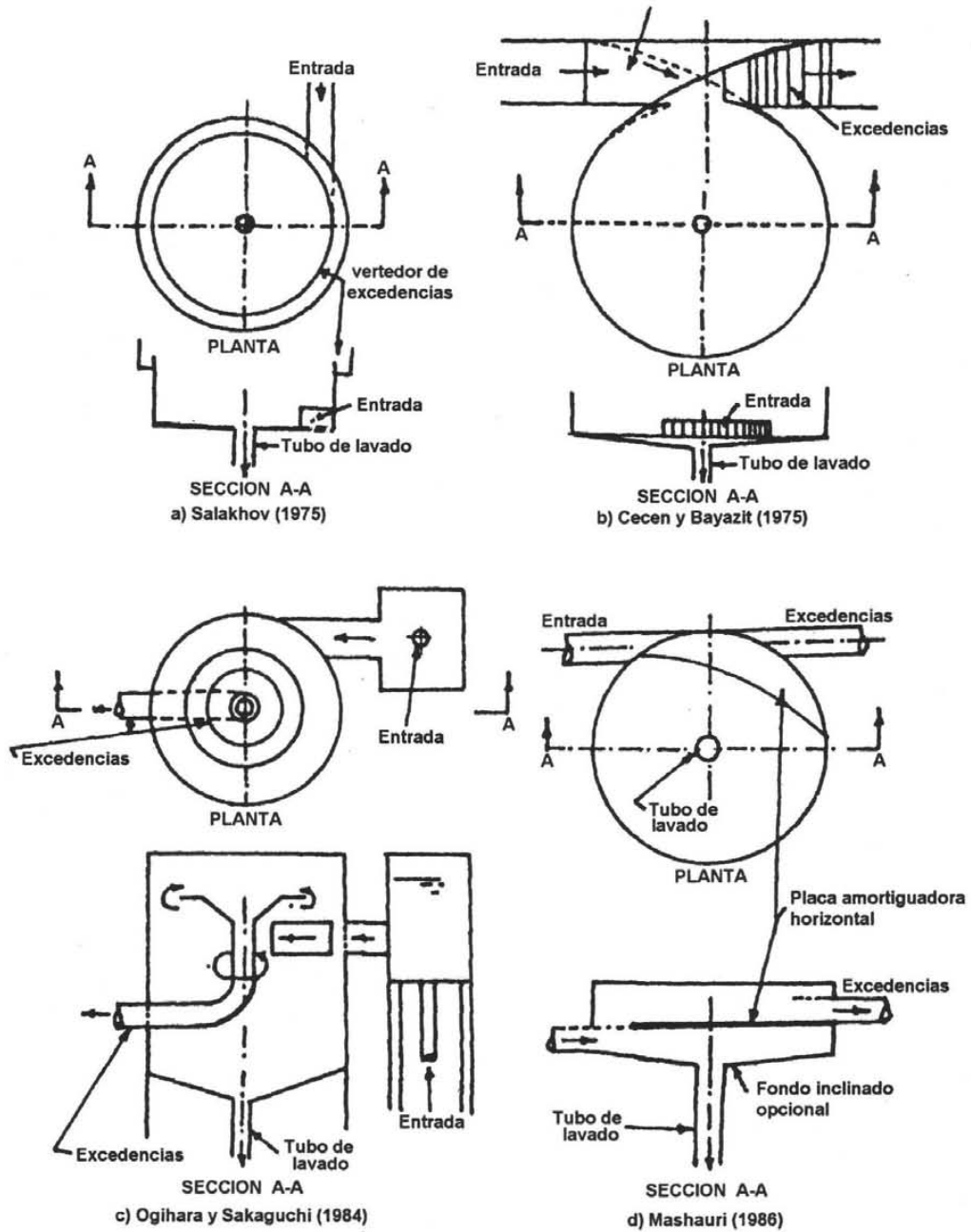


Figura 3.1 Características principales de un tanque de sedimentación circular  
(Tomada de Paul et al., 1991)

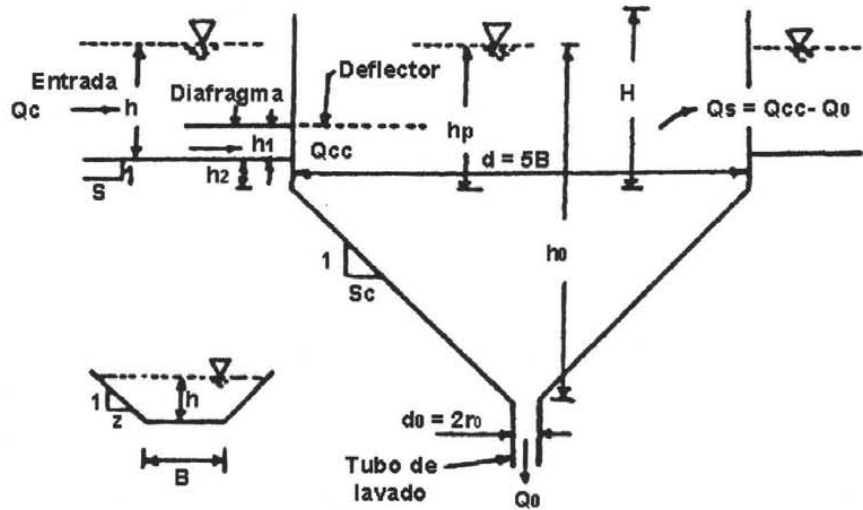


Figura 3.2 Esquema de definición de un tanque de sedimentación circular

(Tomada de Paul et al., 1991)

Paul realizó estudios en tres modelos diferentes. En sus pruebas experimentales con el modelo indica que para un tamaño de sedimento  $d_{50} = 0.25$  mm, una relación de diámetro de la cubeta con respecto al diámetro del tubo de lavado,  $d/d_0 = 33.33$  y una relación de extracción de agua,  $Q_0/Q_c = 3.14\%$  obtuvo una eficiencia de atrapamiento de casi el 100% cuando instalaba un deflector en el sedimentador de cubeta, y sin la presencia del deflector de 57% (figura 3.3); esta misma tendencia la confirmó con los resultados de las pruebas de otro modelo, el cual es una versión más grande del primer modelo mencionado.

La eficiencia de atrapamiento la definió como la relación entre el peso de sedimento extraído a través del tubo de lavado y el peso del sedimento en el canal y la relación de extracción de agua como el cociente del gasto de lavado (gasto extraído a través del tubo de lavado) y el gasto líquido en el canal.

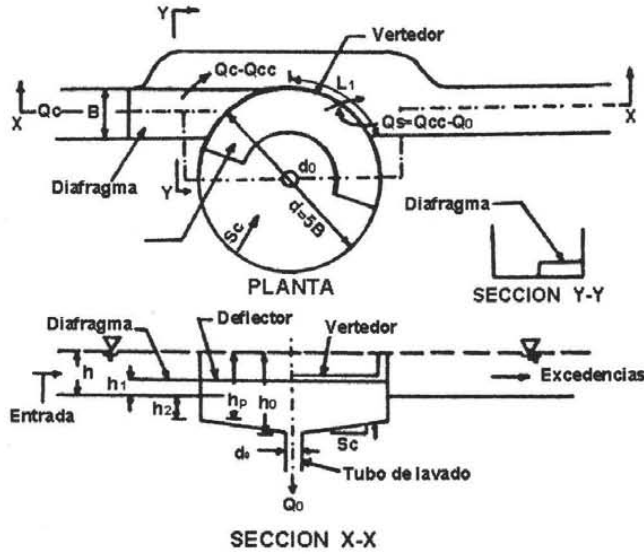


Figura 3.3 Tanque de sedimentación circular  
(Tomada de Paul et al., 1991)

En sus pruebas experimentales con el modelo III a (figura 3.4a) con un 38.9%, 68.5% y 100% del gasto total suministrado, para un diámetro de sedimento variando de 0.08 mm a 15.9 mm, con una relación de diámetro de la cubeta con respecto al diámetro del tubo de lavado,  $d/d_0$ , de 21.25 y de 28.33 respectivamente, y una relación de extracción de agua,  $Q_0/Q_c$ , en el rango de 17.76 a 22.0%, obtuvo las siguientes correlaciones:

$$P = 73.4 + 8.0 \log\left(\frac{V_s}{W}\right); \quad DR = 1.04 \text{ y } SD = 0.25 \quad (3.1)$$

$$P = 2.16 \left(\frac{V_s}{V_{t0}}\right)^{0.04} \left(\frac{Q_0}{Q_c}\right)^{1.27}; \quad DR = 1.03 \text{ y } SD = 0.29 \quad (3.2)$$

donde  $P$  es la eficiencia de extracción del sedimentador de cubeta,  $V_s$  es la velocidad de sedimentación de la partícula en agua quieta,  $W$  es la velocidad vertical ascendente en el centro de la cubeta,  $V_{t0}$  es la velocidad tangencial en la cubeta en  $r = r_0$ ,  $DR$  es la relación de diferencia media (pronosticado a observado) y  $SD$  es la desviación estándar.

En sus pruebas experimentales con el modelo III b (figura 3.4b) todos los parámetros del sedimentador se mantuvieron inalterados, y solamente se hizo antihoraria la dirección del vórtice. En estas pruebas utilizó diámetros de sedimento de 0.067 mm a 18.38 mm, con una relación de diámetro de la cubeta con respecto al diámetro del tubo de lavado,  $d/d_0$ , de 28.33, una relación de extracción de agua,  $Q_0/Q_c$ , en el rango de 10.15 a 13.14%, y obtuvo las siguientes regresiones:

$$P = 98 + 0.92 \log\left(\frac{V_s}{W}\right); \quad DR = 0.99 \text{ y } SD = 0.03 \quad (3.3)$$

$$P = 97.8 \left(\frac{V_s}{V_{t0}}\right)^{0.0045} \left(\frac{Q_0}{Q_c}\right)^{0.01}; \quad DR = 1.00 \text{ y } SD = 0.02 \quad (3.4)$$

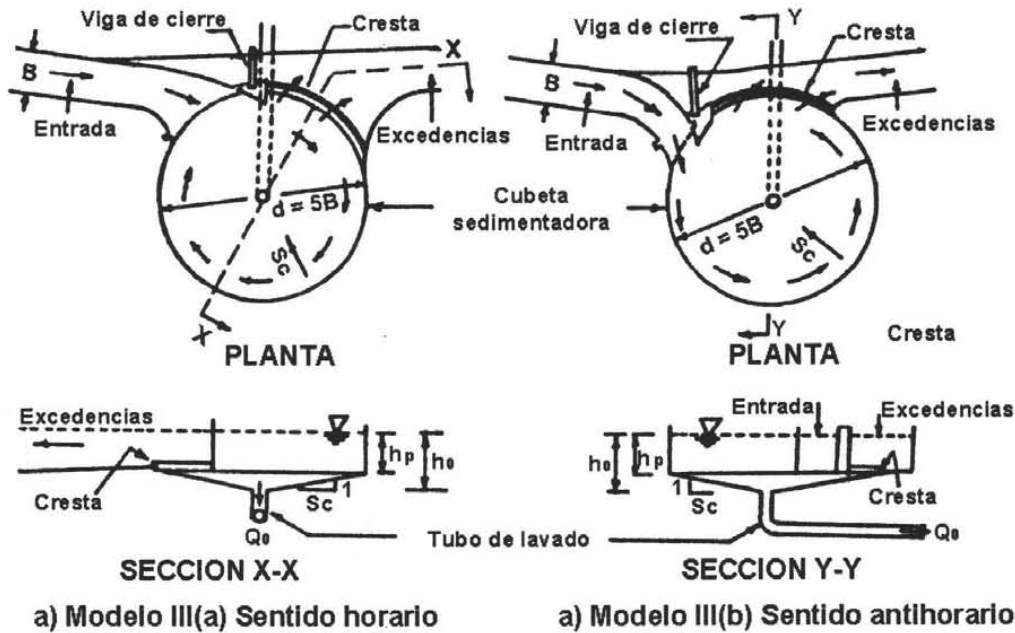


Figura 3.4 Tanque de sedimentación circular [Modelos III(a) y III(b)]

(Tomada de Paul et al., 1991)

El correcto diseño de los tanques de sedimentación es crucial para operar de manera efectiva. En HR Wallingford se ha desarrollado un software llamado DOSSBAS (Design Of Sluiced Settling BASins), el cual permite que el diseño hidráulico de este dispositivo sea desarrollado rápidamente. DOSSBAS se basa en modelos numéricos sofisticados que simulan los flujos y los movimientos de sedimento en el tanque durante las fases de

---

sedimentación y la operación de lavado. Los modelos se han probado con éxito contra los datos recogidos en China, Java, Tailandia y Sudán. Los tipos de predicciones disponibles incluyen: la eficiencia de atrapamiento del tanque, concentraciones y composición del material que ingresa al sistema de riego aguas abajo del tanque, el tiempo tomado por el tanque para llenarse de sedimentos, el tiempo requerido para lavado (desazolve) del tanque y la curva granulométrica del material del fondo del canal aguas abajo del tanque. La investigación y el desarrollo del software para DOSSBAS fueron financiados por UK Overseas Development Administration. Esto significa que el software, que se lanza normalmente sobre una base comercial o académica, se puede proveer libremente a las agencias gubernamentales en países en vías de desarrollo. Otros detalles sobre DOSSBAS, otro software o métodos de diseño para el control del sedimento y el diseño de canales están disponibles en Overseas Development Unit en HR Wallingford. (Atkinson, 2000).

Un eliminador de sedimento con base en vanos de vórtice es un dispositivo para prevenir que una excesiva carga de sedimento ingrese a tomas de riego donde no hay vertedor de control y por consiguiente no hay carga disponible para operar las estructuras de control de sedimento convencionales. Este eliminador consiste de dos vanos verticales construidos sobre el fondo del río inmediatamente aguas arriba de un canal de entrada (figura 3.5). En planta, los vanos inician en la margen del río y toman una línea curva hacia fuera en el río de modo que estén esviados al flujo que pasa en el canal, ellos también divergen levemente. Los vanos no se extienden hasta la superficie del agua; la altura del vano aguas abajo es aproximadamente un tercio del tirante, mientras que la elevación del vano aguas arriba es aproximadamente la elevación del fondo. El vórtice de flujo entre los vanos previene la sedimentación en el espacio entre ellos (Atkinson, 1988b).

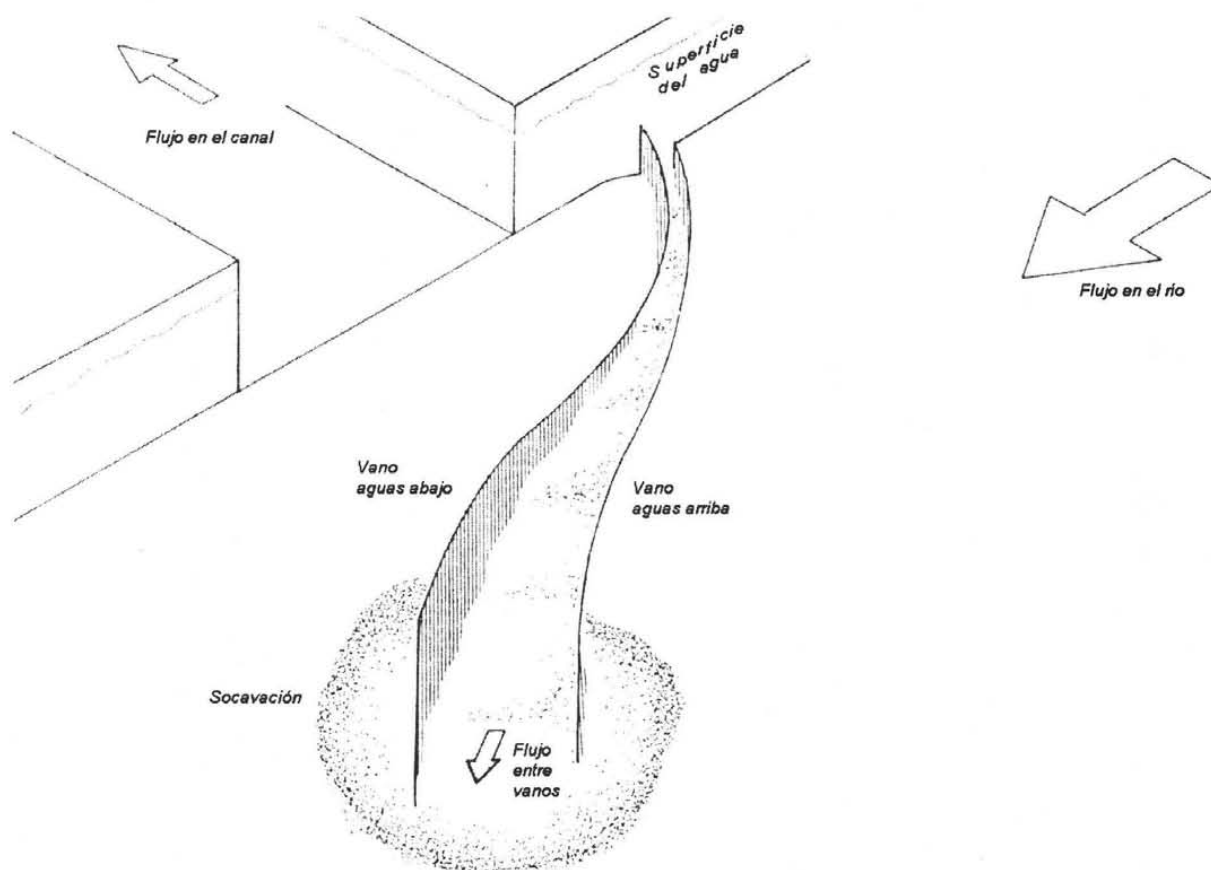


Figura 3.5 Bosquejo del eliminador de sedimento con base en vanos de vórtice  
(Tomada de Atkinson, 1988b)



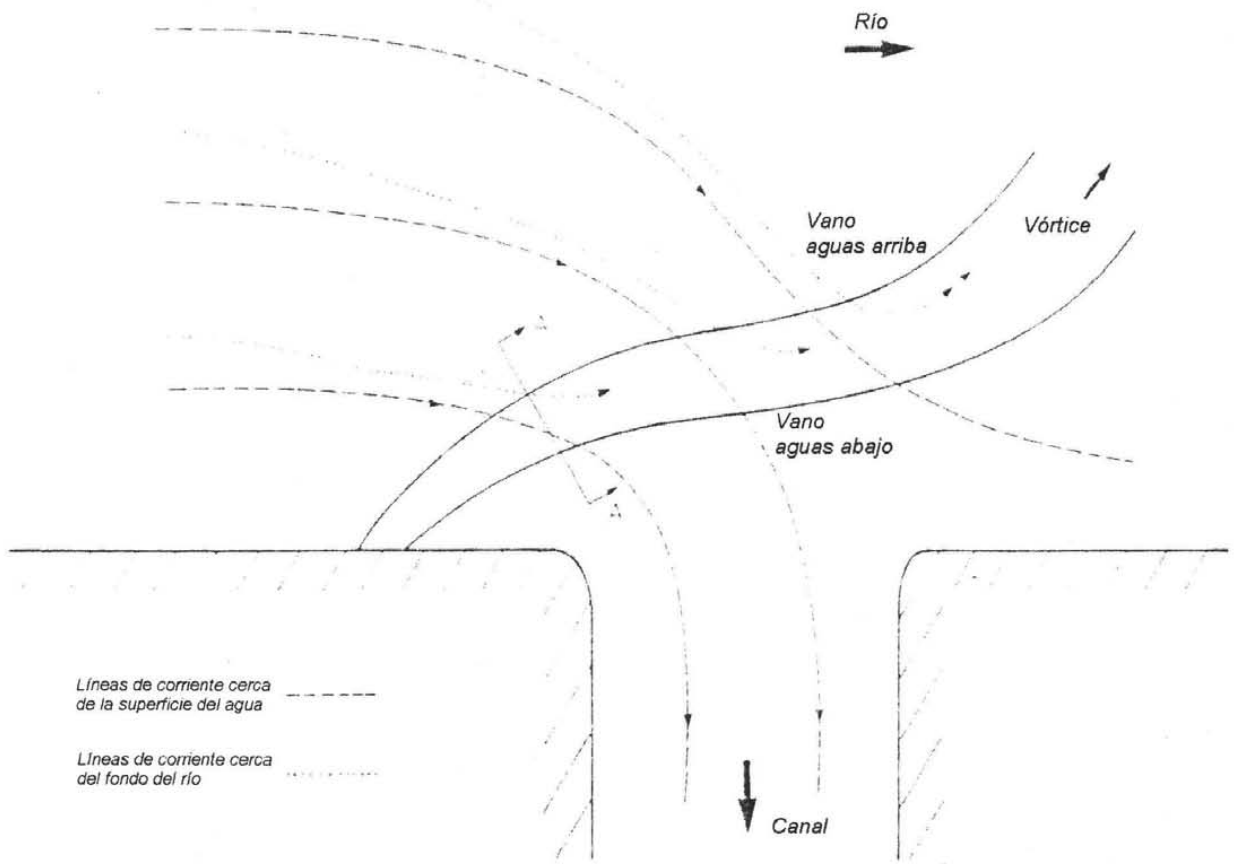
---

Los vanos desvían sedimento de la toma del canal atrapando el agua que está fluyendo cerca del fondo. El agua es reunida en el vórtice entre los vanos y es transportada lejos de la entrada del canal. Esto implica que el flujo moviéndose cerca del fondo el cual transporta la carga de fondo y la más alta concentración de sedimento en suspensión son desviadas y el flujo que pasa dentro del canal tiene mucho más baja concentración de sedimento.

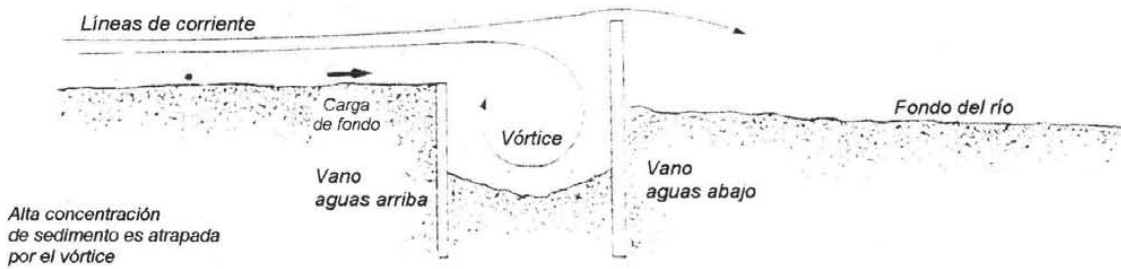
La figura 3.6 muestra el principio de operación de los eliminadores de sedimento con base en vanos de vórtice. Ésta muestra las líneas de corriente del agua pasando dentro de la toma del canal y dentro del vórtice entre los vanos.

El vórtice entre los vanos es un resultado del momento del agua fluyendo dentro de estos. Para mantener su momento, el agua es forzada dentro del camino helicoidal el cual forma el vórtice.

La única mención de los eliminadores de sedimento con base en vanos de vórtice en la literatura es encontrada en un documento de Karunaratne (1975). Karunaratne emprendió el estudio de un modelo para desarrollar una estructura conveniente para la expulsión de sedimento para una derivación en Sri Lanka. Él encontró que el uso de dos vanos sumergidos, convenientemente curvos y espaciados, fueron efectivos en la expulsión de sedimento que entraba al canal. Una vista en planta de la estructura probada por Karunaratne es mostrada en la figura 3.7; la principal diferencia entre esta estructura y los bosquejos en figuras 3.5 y 3.6 es que los vanos son paralelos (Atkinson, 1988b).



**Vista en planta**



**Sección A - A**

*Figura 3.6 Principio de operación del eliminador de sedimento con base en vanos de vórtice (Tomada de Atkinson, 1988b)*

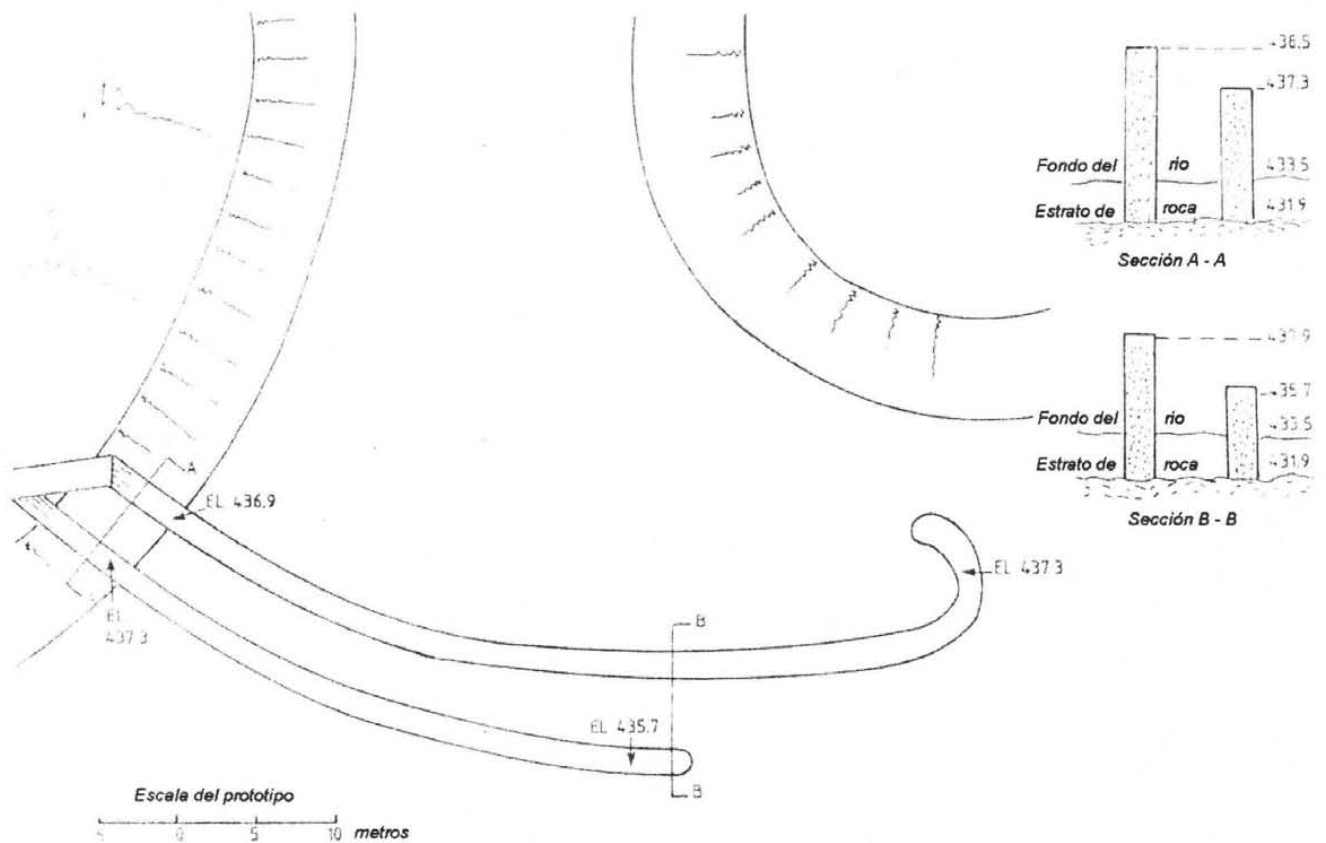


Figura 3.7 Bosquejo del eliminador de sedimento con base en vanos de vórtice de Karunaratne (Tomada de Atkinson, 1988b)

Aunque la literatura indica que los vanos similares a los aquí discutidos se han usado en el pasado para estabilizar ríos o canales (Potatov y Pyshkin 1947; Potatov 1950; Chabert *et al.* 1961; Jansen *et al.* 1979), existe poca documentación en cuanto al diseño y funcionamiento de los mismos. Los primeros intentos por desarrollar una base teórica de diseño fueron realizados por Odgaard y Kennedy (1983) y Odgaard y Spoljaric (1986). Los esfuerzos de Odgaard y Kennedy fueron encaminados al diseño de un sistema de vanos para detener o reducir la erosión de los ríos en las curvas. Una prueba de campo con esta aplicación fue desarrollada en una curva del río East Nishnabotna en Iowa y los resultados fueron muy satisfactorios. Otras pruebas de campo exitosas fueron reportadas por Fukuoka, Watanabe y Kunzig. (Odgaard *et al.*, 1991a).

Atkinson realizó pruebas iniciales en un canal de laboratorio de 2.44 m de ancho sin sedimento y mostró que los vanos podrían atrapar la capa de fondo del flujo y transportar

---

ésta en un vórtice hasta el final de los vanos. Los vanos eran de 70 cm de largo y 18.4 cm de ancho como máximo, y el vano de aguas abajo tenía una elevación de 3.7 cm. El tirante fue de 10 cm aproximadamente. Se inyectó tinta dentro del flujo cerca al fondo justo aguas arriba de los vanos, ésta fue transportada dentro del vórtice entre los vanos y no pasó sobre el vano de aguas abajo pero fue descargado al final de éstos. Un eliminador similar también funcionó bien en un canal con fondo de arena ( $D_{50} = 0.205$  mm) de 5m de ancho y un tirante alrededor de 10 cm. El espacio entre los vanos se llenó inicialmente con arena, después de media hora de la prueba el flujo lavó la arena entre los vanos y se formó un vórtice. Se vio que el vórtice atrapo la carga de fondo cercana a este y la descargó en una socavación que el flujo formó en el extremo de aguas abajo de los vanos. Se pudo ver que altas concentraciones de sedimento fueron transportadas lejos, aguas abajo hasta el final de los vanos (Atkinson, 1988b).

De las pruebas realizadas, Atkinson aportó algunos datos para el diseño de un eliminador con base en vanos de vórtice pero recomendó la necesidad de una prueba de campo para:

- verificar el funcionamiento de la teoría de predicción
- probar el criterio de auto-limpiador;
- refinar algunos de los aspectos de diseño e
- investigar el riesgo de que los vanos eviten que los flujos entren a la toma en la temporada de sequía.

Odgaard revisó la teoría desarrollada y realizó pruebas de laboratorio. Los cálculos que realizó sugieren claramente que pequeños vanos sumergidos, pueden producir cambios significativos en la distribución de la velocidad y tirantes en canales y ríos. Introduciendo cambios relativamente pequeños en los esfuerzos cortantes de fondo, arreglos de vanos pueden generar cambios locales en la elevación del fondo del orden de la altura del vano.

Los parámetros principales de control son la altura de los vanos, relación de aspecto y ángulo del vano, espaciado del vano, resistencia del canal, y número de Froude del

---

sedimento. Un aumento de cualesquiera de estos parámetros causa los cambios inducidos en el incremento de la elevación del fondo (Odgaard *et al.*, 1991a).

Las pruebas de laboratorio fueron realizadas en un canal curvo y en un canal recto. El canal curvo tenía un ancho de 1.94 m, un tirante de 0.6 m, un radio de curvatura de 13.1 m con una sección recta de 20 m (figura 3.8a). La margen exterior de la curva era vertical. El canal recto tenía un ancho de 2.44 m, un tirante de 0.6 m y 20 m de longitud (figura 3.8b). En ambos canales, el fondo consiste de una capa de arena de 14 cm de espesor con un diámetro medio de 0.41 mm y una desviación estándar geométrica de 1.45. En el canal curvo, los vanos eran de hojas dobles de metal y curvadas con torceduras leves. Estos vanos tenían 7.4 cm de alto (inicialmente) y 15.2 cm de largo. Ellos fueron instalados en arreglos con dos o tres vanos, angulados 15° hacia la margen. Las pruebas fueron realizadas con gastos líquidos del rango de 0.11 m<sup>3</sup>/s a 0.15 m<sup>3</sup>/s. En el canal recto, los vanos eran de hojas de metal de 0.8 mm de espesor, tenían 7.4 cm de alto (inicialmente) y 15.2 cm de largo. Estos fueron instalados en arreglos con cuatro vanos, angulados 20° hacia la margen. En este caso las pruebas fueron realizadas con gastos líquidos en el rango de 0.088 m<sup>3</sup>/s a 0.15 m<sup>3</sup>/s (Odgaard *et al.*, 1991b).

El estudio realizado muestra que los vanos sumergidos tienen sus méritos como técnica general para el control de sedimentos en ríos. Generando flujos secundarios, los vanos alteran la distribución de los esfuerzos cortantes de fondo a través del canal del río y causan una redistribución de la velocidad del flujo y el tirante. La teoría desarrollada en este estudio relaciona esta redistribución con los parámetros del sistema de vanos. Los resultados obtenidos en laboratorio y las experiencias en campo validan las relaciones teóricas y el procedimiento de diseño propuesto (Odgaard *et al.*, 1991b).

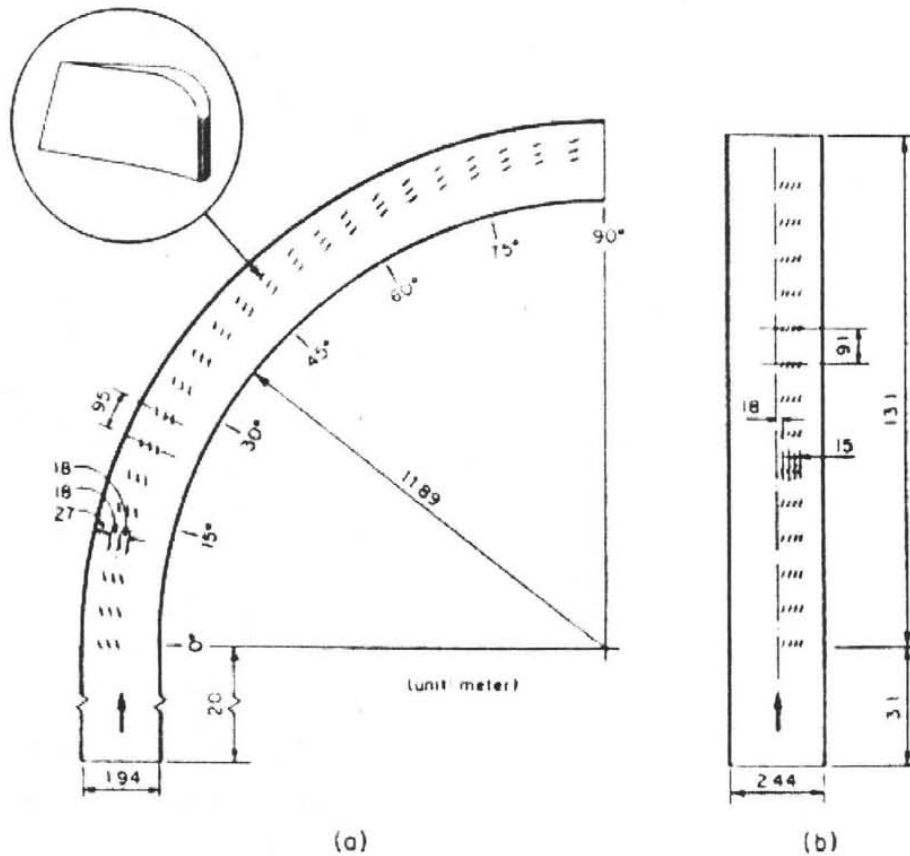


Figura 3.8 Bosquejo del sistema de vanos (a) canal curvo y (b) canal recto  
(Tomada de Odgaard et al., 1991b)

Los vanos sumergidos comprenden esencialmente un panel que está montado en uno o dos postes colocados dentro del fondo del río. Pueden ser construidas en varias maneras, en la figura 3.9 (a y b) se ilustran dos maneras en las cuales se han construido los vanos sumergidos. Una forma es atornillar tableros de madera o concreto a los postes. Otra manera es utilizar un panel de concreto prefabricado atornillado a los postes de acero. Típicamente la parte superior de los vanos aproximadamente coinciden con alrededor de un tercio del tirante del flujo medio anual en el sitio del vano (Barkdoll et al., 1999).

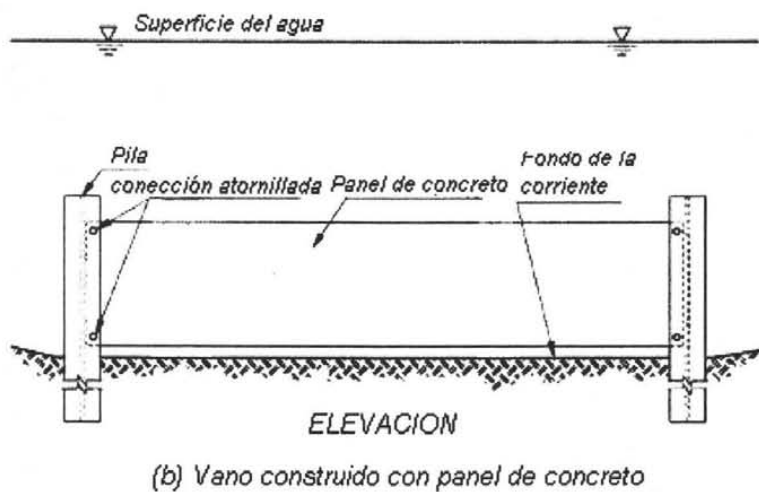
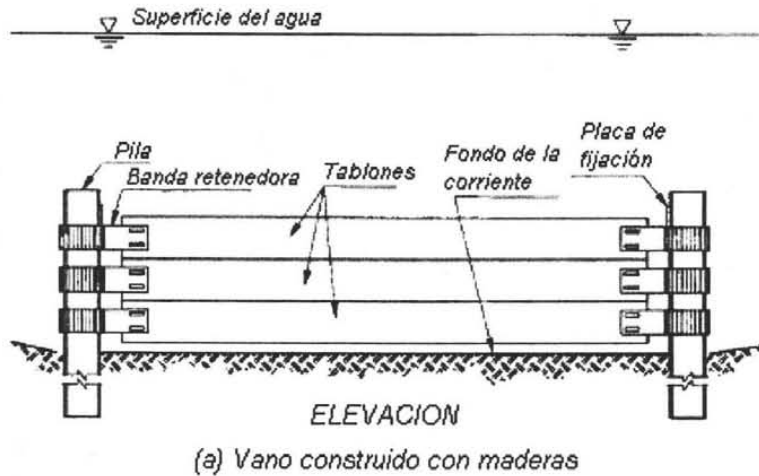
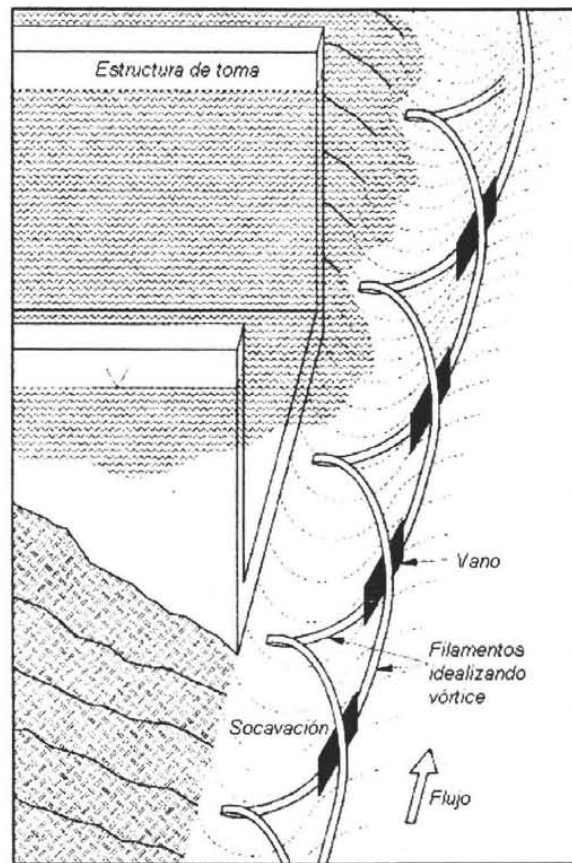


Figura 3.9 Dos ejemplos de construcción de vanos  
(Tomada de Barkdoll et al., 1999)

El fondo del vano se fija aproximadamente en el nivel al cual el fondo en el sitio sufre socavación por los vanos. La combinación de la circulación inducida por los vanos y la velocidad del flujo causa un movimiento helicoidal, o vórtice, en el flujo aguas abajo de los vanos, según lo mostrado conceptualmente en la figura 3.10 para el flujo más allá de la derivación. El vórtice se extiende aguas abajo, gradualmente ensanchándose y decayendo en fuerza debido a la viscosidad del agua. El flujo helicoidal creado por el vórtice causa esfuerzos cortantes transversales sobre el fondo del río, dando por resultado transporte del sedimento en una dirección transversal al sentido del flujo. Los esfuerzos cortantes transversales hacen que el sedimento sea tomado en el lado de succión de los vanos y

depositadas en el lado de presión. Por lo tanto, una socavación se forma a lo largo del lado aguas debajo de los vanos (figura 3.10). Esta acción de socavación hace a los vanos útiles como medios para reducir al mínimo el ingreso de sedimento de fondo dentro de derivaciones de canales aluviales. Se han utilizado para este propósito en alrededor de doce derivaciones laterales para centrales eléctricas termales y en instalaciones municipales de abastecimiento de agua. (Barkdoll *et al.*, 1999).



*Figura 3.10 Patrón de flujo conceptual y socavación debida a los vanos sumergidos en el fondo (Tomada de Barkdoll et al., 1999)*

Barkdoll realizó experimentos en un canal de laboratorio para determinar los límites en los cuales los vanos sumergidos pueden ser utilizados para la prevención de ingreso excesivo de sedimento de fondo en derivaciones laterales de flujo en canales aluviales. Los experimentos demuestran que un esquema de vanos sumergidos colocados en la entrada de la derivación (figura 3.11) admite que solamente un índice insignificante de sedimento de



fondo entre en la derivación cuando la relación del gasto unitario en la derivación al gasto unitario en el canal principal,  $q_r$ , es menor que 0.2. Más allá de este valor, la eficiencia de los vanos disminuye. El funcionamiento de los vanos se puede mejorar de varias maneras. Una forma es el uso de una pared derivadora conjuntamente con los vanos. La pared y los vanos son eficaces para los valores de  $q_r$  alrededor de 0.3. Otra forma es ensanchar la entrada de la derivación de tal manera que en la entrada,  $q_r$  no exceda 0.3. Otros realces potenciales (forma modificada de los vanos, uniformidad de la distribución del flujo en la derivación, y velocidad creciente del flujo en la derivación) no fueron eficaces. Los resultados son soportados por observaciones del flujo y el comportamiento del sedimento de fondo en una derivación de un canal a escala (Barkdoll *et al.*, 1999).

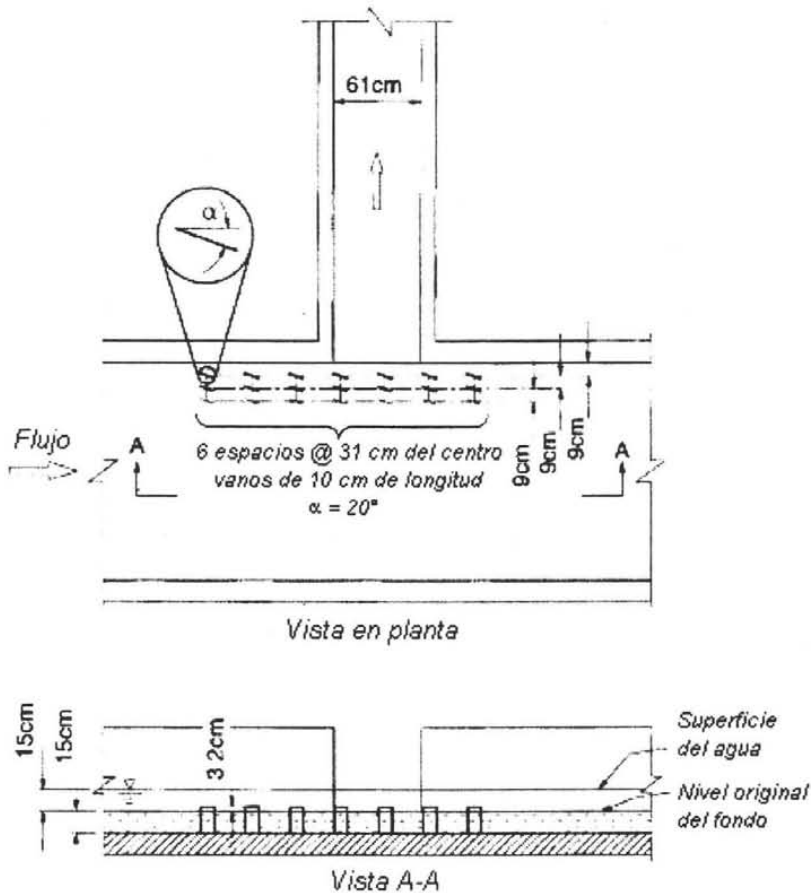
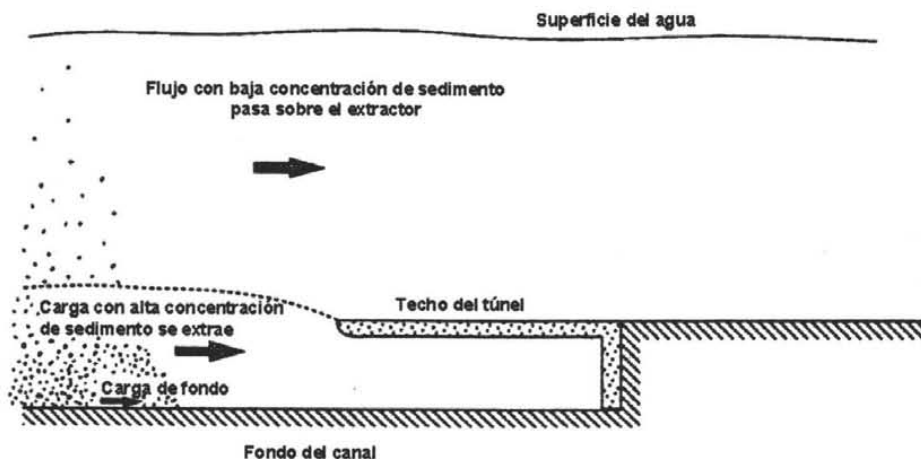


Figura 3.11 Vanos en la entrada de una derivación  
(Tomada de Barkdoll *et al.*, 1999)

Un desarenador flúidico de túnel consiste de una pequeña losa horizontal sobre el fondo del canal que separa las capas inferiores de sedimento de las capas superiores. Debajo del diafragma están los túneles que llevan estas capas inferiores hacia un canal de extracción. La figura 3.12 muestra el principio de operación.



*Figura 3.12 Vista en elevación de un desarenador flúidico de túnel  
(Tomada de Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993)*

En cada túnel hay estructuras secundarias que se forman construyendo vanos curvos. El extremo de aguas abajo de los túneles está situado en la margen desde la cual el canal de extracción extrae el sedimento; los túneles convergen generalmente en el extremo de aguas abajo. La altura del túnel en la boquilla es generalmente  $1/4$  a  $1/5$  del tirante. El techo del túnel se extiende más allá de la boquilla por una longitud de aproximadamente 0.60 m. En el extremo de aguas abajo, cada túnel tiene una compuerta para regular la descarga. Se ha encontrado que se requiere una carga mínima de 0.75 m para la correcta operación del desarenador. La velocidad en el túnel es cercana a 3 m/s. Generalmente cerca de 20 a 25 por ciento del gasto del canal es necesario para la operación del desarenador. Por lo tanto la capacidad del tramo entre el regulador y el desarenador debe ser mayor que el gasto completo suministrado (Garde y Ranga Raju, 1985).

Los desarenadores flúidicos de túnel son ampliamente usados, particularmente en la India. Esquemas típicos de estos túneles son mostrados en la figuras 3.13 y 3.14, los que cruzan el

ancho total del canal y están subdivididos por vanos desviadores que mejoran la distribución del flujo (Atkinson, 1984).

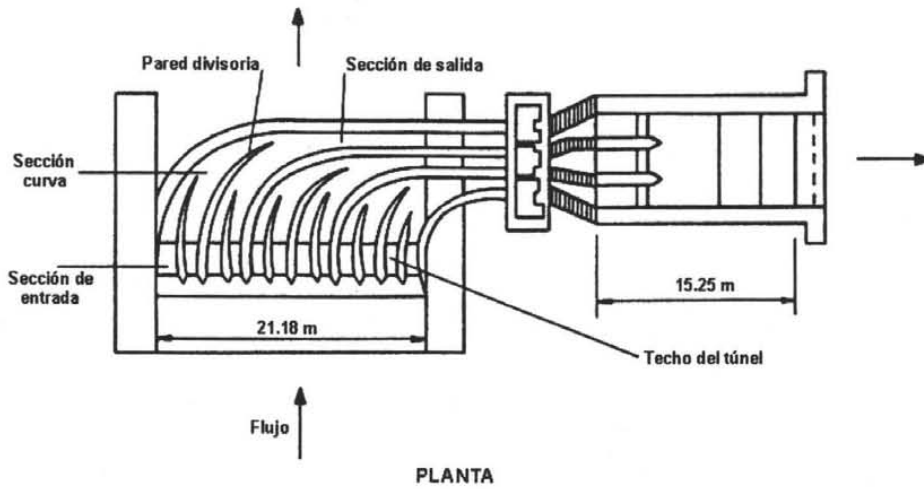


Figura 3.13 Desarenador flúidico de túnel sobre Upper Bari Hydrel Channel Punjab, India (Tomada de Atkinson, 1984)

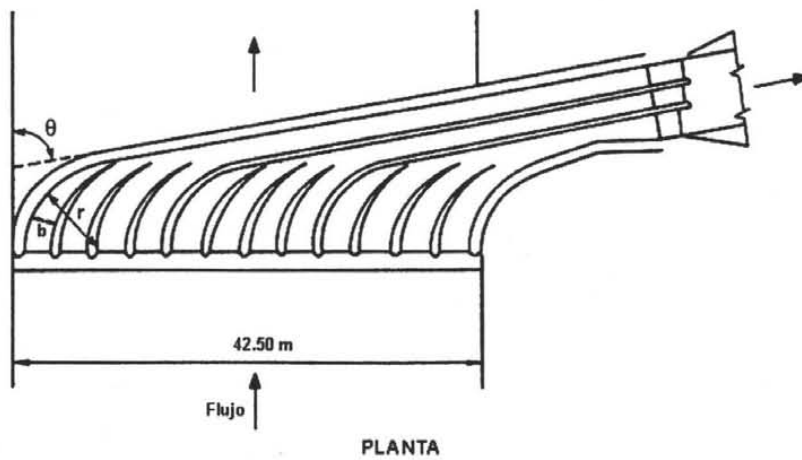


Figura 3.14 Desarenador flúidico de túnel sobre Ahsan Power Channel Dhalipur, India (Tomada de Atkinson, 1984)

En la figuras 3.15 y 3.16 se muestran otras vistas en planta de desarenadores flúidicos de túnel mientras que en la figura 3.17 se muestra una vista frontal.

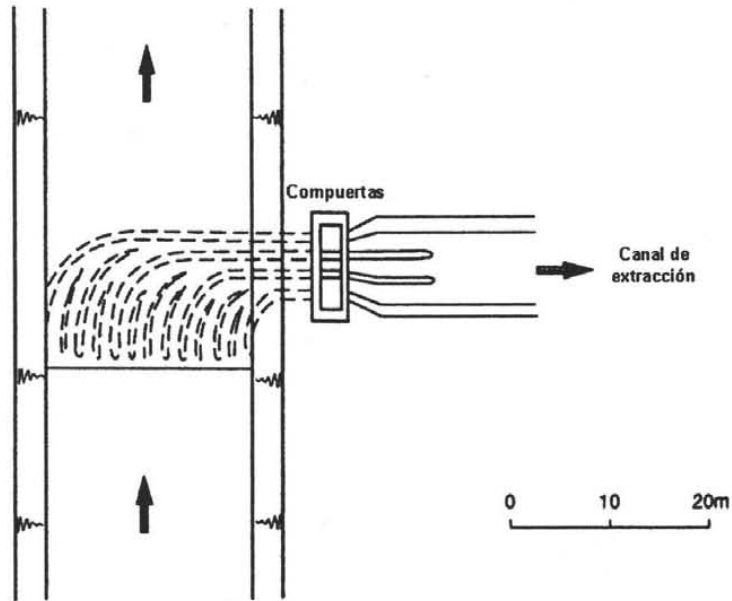


Figura 3.15 Desarenador flúidico de túnel sobre el tributario Salempur, India  
(Tomada de Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993)

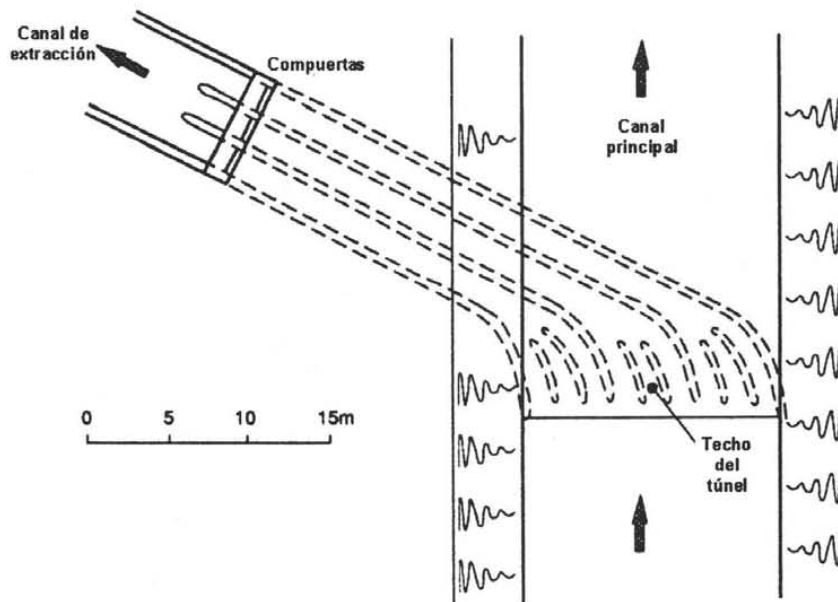


Figura 3.16 Desarenador flúidico de túnel en RD 10500 sobre UBDC Hydrel Channel, Punjab, India  
(Tomada de Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993)

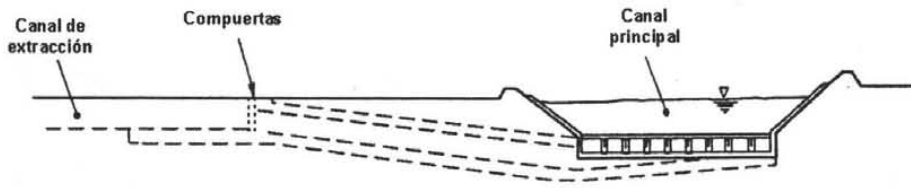


Figura 3.17 Vista frontal de UBDC Hydel Channel Extractor  
(Tomada de Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993)

En 1984 Atkinson presentó un modelo analítico para calcular la eficiencia de atrapamiento de desarenadores fluidicos de túnel. El modelo analítico se comparó contra datos publicados.

Para evaluar la exactitud de predicción de modelos físicos y analíticos se usa una relación de diferencia (Atkinson, 1984):

$$\text{Relación de diferencia} = C = \frac{\text{Eficiencia de atrapamiento medida}}{\text{Eficiencia de atrapamiento pronosticada}} \quad (3.5)$$

donde, la eficiencia de atrapamiento medida se refiere a las obtenidas en mediciones de campo y la eficiencia de atrapamiento pronosticada se refiere a la obtenida ya sea de modelos físicos o analíticos.

Los datos utilizados para la comparación consistieron de 60 mediciones realizadas entre 1972 y 1976 en dos desarenadores fluidicos de túnel localizados sobre el canal Upper Bari Doab Hydel, Punjab, India. Las eficiencias de atrapamiento media de los desarenadores fueron de 43% y 50%, mientras que en el estudio de un modelo físico el pronóstico fue de 88% y 95% respectivamente, que equivalen a relaciones de diferencia de 0.49 y 0.53. Sin embargo, en el modelo analítico las eficiencias de atrapamiento fueron de 51% y 56%, que equivalen a relaciones de diferencia de 0.84 y 0.89, substancialmente mucho mejor pronóstico.

Entre junio y agosto de 1986 se recolectaron datos del desarenador fluidico tipo túnel ubicado sobre el canal Upper Bari Doab Hydel en Punjab, India. Las mediciones fueron

realizadas por personal de Punjab Irrigation and Power Research Institute (IPRI), para proveer datos detallados los cuales podrían ser utilizados para verificar el modelo computacional desarrollado por HR Wallingford (Fish, 1987).

Se obtuvo así una eficiencia de atrapamiento media de 43% y una relación de extracción media de 15.6%. Esta es muy similar a los resultados obtenidos en mediciones iniciales realizadas por Irrigation and Power Research Institute. En el cuadro 3.1 se muestran los resultados de las eficiencias de atrapamiento medidas (Fish, 1987).

*Cuadro 3.1 Eficiencias de atrapamiento*

<b>Fecha</b>	<b>Gasto aguas arriba del desarenador (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Gasto extraído (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Relación de extracción de agua (%)</b>	<b>Eficiencia de atrapamiento de sedimento (%)</b>
21/06/86	124.1	21.1	17.0	40.8
26/06/86	155.5	22.5	14.5	50.9
01/07/86	138.2	18.2	13.2	36.7
02/07/86	129.3	20.3	15.7	57.1
10/07/86	126.8	21.8	17.2	41.6
14/07/86	137.5	20.5	14.9	48.3
17/07/86	138.5	20.5	14.8	41.7
29/07/86	128.2	22.2	17.3	35.1
06/08/86	130.2	17.2	13.2	28.9
14/08/86	141.4	25.4	18.0	50.2
21/08/86	137.6	21.6	15.7	39.2
25/08/86	125.6	20.6	16.4	45.5
30/08/86	140.0	21.0	15.0	54.2
31/08/86	138.8	21.8	15.7	37.9

Atkinson en 1987, verificó su teoría de eficiencia de atrapamiento con datos de campo. En el cuadro 3.2 se muestra el resumen de resultados (Atkinson, 1988a).

*Cuadro 3.2 Verificación de teoría de eficiencia de atrapamiento*

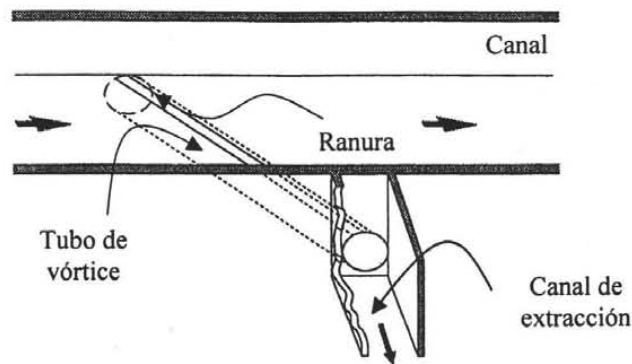
Sitio	Fecha de medición	No. de comparaciones	Relación de diferencia media	Desviación estándar	Comentarios
Upper Bari Doab Hydrel Channel, India Upstream Extractor	1972-6	30	1.12	0.16	Desarenador fluídico de túnel
Upper Bari Doab Hydrel Channel, India Downstream Extractor	1972-6 1986	30 14	1.02 0.93	0.15 0.17	Desarenador fluídico de túnel
Eastern Kosi Canal, India	1971-5	10	0.80	0.29	Gran incertidumbre del tipo túnel sobre el tirante de agua
Chatra Canal, Nepal	1982	5	1.39	0.27	El estiramiento del tubo de vórtice pareció mejorar el funcionamiento del desarenador
Sarda Canal, India	1963	13	0.65	0.34	Tipo túnel. Duda sobre la precisión de las mediciones
Branch canal in Warujeng-Kertosono irrigation scheme, Java	1980	23	1.15	0.34	Tubo de vórtice

Uno de los métodos más económicos para el control de sedimento es el desarenador fluídico de tubo de vórtice, el cual funciona extrayendo el sedimento de la capa de fondo del flujo en un canal (Atkinson, 1994a). El objeto de este trabajo es precisamente presentar los resultados experimentales del funcionamiento de este tipo de estructuras en un canal de laboratorio, por lo cual en el capítulo 4 se hará una descripción exhaustiva.

---

#### 4. DESARENADOR FLUÍDICO DE TUBO DE VÓRTICE

Un desarenador fluídico de tubo de vórtice es un dispositivo que consiste en un tubo con una ranura abierta a lo largo de su parte superior colocado en el fondo del canal en forma perpendicular o en un ángulo de esviajamiento llamado ángulo de incidencia, medido con respecto a la dirección principal del flujo (figura 4.1). El flujo cercano al fondo del canal se recoge en el tubo de vórtice y se extrae por una margen hacia un canal de extracción. La mezcla agua-sedimento que es atrapada por el tubo se remueve por medio del vórtice que se forma en su interior.



*Figura 4.1 Desarenador fluídico de tubo de vórtice*

*(Tomada de Atkinson, 1994a)*

Los desarenadores fluídicos de tubo de vórtice se han aplicado en sistemas de riego, en los que el agua desviada del río a los canales de riego llevan altas concentraciones de sedimento de fondo. Como la capacidad de transporte de los canales es usualmente más pequeña que la del río, los sedimentos se acumulan, reduciendo la cantidad de agua que los canales pueden suministrar. En este caso el desarenador fluídico reduce la concentración de sedimento que entra al sistema de riego y la mezcla agua-sedimento expulsada a través del canal de extracción puede devolverse al río. Normalmente los tubos de vórtice se colocan en las cabeceras del cauce, dónde se puede desviar agua adicional para operar el desarenador y donde se tiene carga disponible para que el agua y el sedimento extraído puedan llevarse de nuevo al río o a donde no cause problemas (figura 4.2).



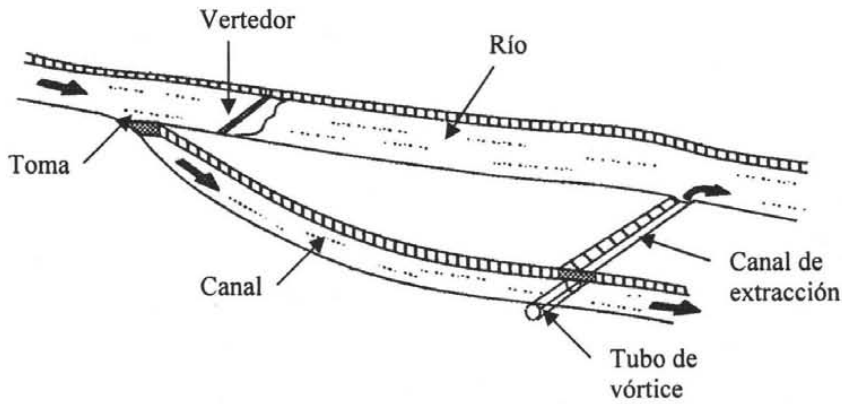


Figura 4.2 Bosquejo típico para la ubicación de un desarenador fluídico de tubo de vórtice  
(Tomada de *Design manual for canal sediment extractors*, volumen I, 1993)

Los desarenadores fluídicos de tubo de vórtice no son una solución universal para los problemas de sedimentación de cauces, sin embargo, éstos son frecuentemente una solución más barata comparada con la proporcionada por otros dispositivos de control de sedimentos. Los tubos de vórtice tienen una ventaja importante sobre los desarenadores fluídicos de túnel debido a que su flujo arremolinado tiende a hacerlos menos propensos a ser obstruidos por el sedimento (figura 4.3).

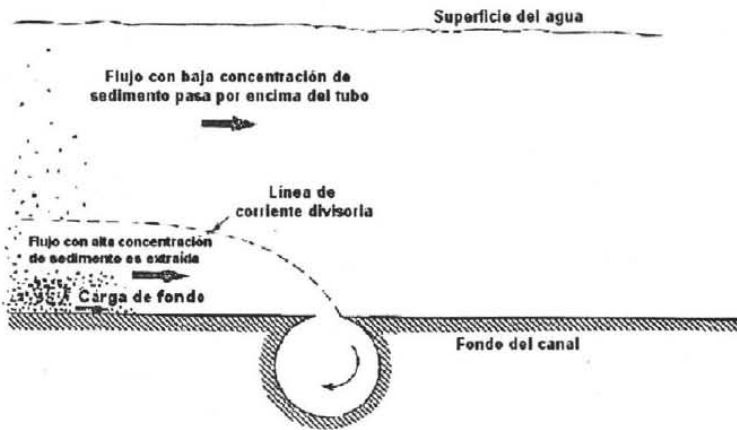


Figura 4.3 Flujo arremolinado en el tubo de vórtice  
(Tomada de Atkinson, 1994a)

En general, la mayoría de los sedimentos de fondo de un cauce pueden extraerse usando entre el 10% y el 20% del escurrimiento total (Atkinson, 1994a).

---

La idea de un tubo de vórtice fue introducida originalmente por Crump (Atkinson, 1994a). Las investigaciones iniciales consistieron principalmente en estudios de laboratorio con modelos a escala que ayudaron a explicar el comportamiento y acción de los tubos de vórtice y permitir el desarrollo de algunos criterios de diseño. Sin embargo, la efectividad de un tubo de vórtice es producto de dos fenómenos distintos: el flujo espacialmente variado en el tubo y el modo de transporte del sedimento aguas arriba. Es muy difícil escalar estos fenómenos simultáneamente en estudios de modelos físicos a pequeña escala, por tanto tales estudios deben usarse con precauciones cuando sus resultados se extrapolan a otras escalas.

Mahmood presentó un modelo analítico para el flujo a través de tubos de vórtice, que calibró usando datos de Robinson; sin embargo desafortunadamente en el documento no se incluyeron las recomendaciones de diseño (Atkinson, 1994a).

Por otro lado, vale la pena comentar que se han instalado con éxito desarenadores fluídicos de tubo de vórtice en diferentes lugares del mundo, entre los que se encuentran: el sistema de riego Warujeng-Kertosono en Java del Este y el canal Chatra en Nepal (Atkinson, 1994a; Singh, 1983; Fish *et al.*, 1986).

En el canal Chatra en Nepal por ejemplo, se instalaron tres tubos de vórtice de 0.90 m de diámetro y 4.80 m de longitud, colocados de tal forma que cubrieran los 14.4 m del ancho total del canal en la zona; realizándose mediciones para verificar el funcionamiento de los mismos. Los resultados obtenidos van desde un 43.5% a un 57.5% y de un 6.4% a un 15.5% en cuanto a la eficiencia de atrapamiento y a la relación de extracción respectivamente. La definición de estos parámetros de funcionamiento se muestra en la sección 4.3 de este capítulo.

---

#### 4.1. Factores involucrados en un estudio experimental

Para experimentos relacionados con flujo de agua con sedimentos y su extracción, estos factores pueden agruparse dentro de tres categorías (Fang *et al.*, 1990):

- Factores que describen las características geométricas del tubo y de la corriente
- Variables que describen el tipo de flujo
- Variables que denotan las características geométricas y físicas del sedimento

En este sentido se han realizado investigaciones buscando variables que describieran las características geométricas del tubo de vórtice, tales como, la forma de la sección transversal, las elevaciones de los dos bordes de la ranura, etc.

Por ejemplo Parshal estudió en laboratorio varias formas, tamaños, y longitudes de tubos. Algunas de sus conclusiones fueron (Hufferd *et al.*, 1977):

1. Para un tubo de 4" de diámetro con una velocidad aproximadamente de 2.5 pies/s sobre el borde, se desperdició de 10% a 15% del agua desviada a través de la salida.
2. La velocidad de rotación fue aproximadamente 200 rpm, la cual fue capaz de mover gravas del tamaño de huevos de gallina.

En la figura 4.4 se muestra un esquema de los tubos probados por Parshal.

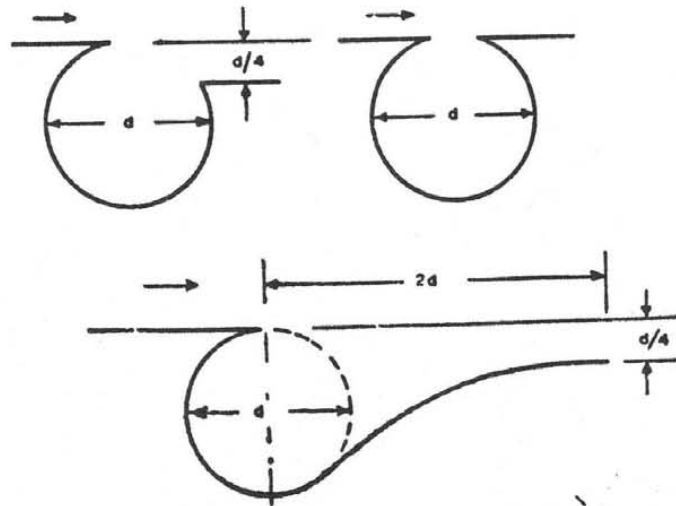


Figura 4.4 Experimento de Parshal  
(Tomada de Hufferd et al., 1977)

Koonsman y Albertson han encontrado que la máxima eficiencia se obtiene cuando ambos bordes del tubo están al mismo nivel y el número de Froude sobre el tubo es uno. Si el tubo de vórtice es demasiado largo o si la carga de sedimento entrante es muy alta, el tubo de vórtice podría bloquearse y dejar de funcionar. Esto puede evitarse dividiendo el tubo de vórtice longitudinalmente en secciones, cada una descargando independientemente a través de un tubo separado en el extremo donde se encuentra la compuerta (Garde y Ranga Raju, 1985)

Cabe aclarar que en este trabajo se estudiarán tubos de vórtice con sección transversal circular con los dos bordes en la ranura abierta colocada a la misma elevación en el canal experimental.

#### 4.2. Características principales

Entre éstas se encuentran (figuras 4.5 y 4.6):

- La longitud del tubo [  $L$  ]
- El ángulo de incidencia (ángulo formado entre el eje del tubo y la dirección principal del flujo en el canal) [  $\theta$  ]
- El ancho de la ranura del tubo [  $t$  ]
- El diámetro del tubo [  $d$  ]

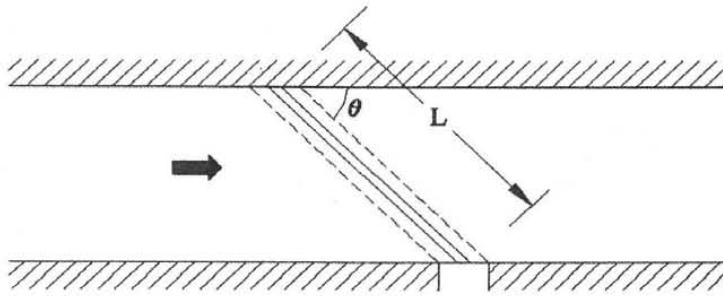


Figura 4.5 Vista en planta del tubo de vórtice

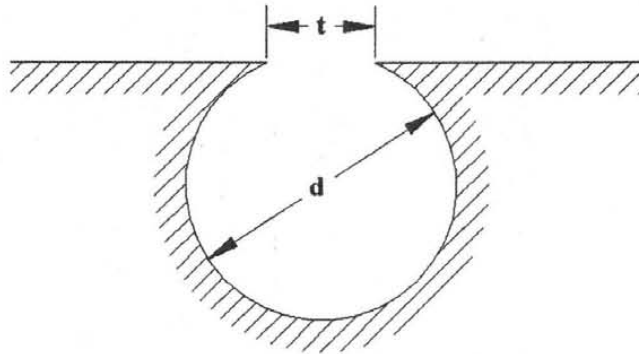


Figura 4.6 Sección del tubo de vórtice normal al eje del tubo

### 4.3. Parámetros de funcionamiento

El funcionamiento de un desarenador fluido de tubo de vórtice puede especificarse por la relación entre dos parámetros (*Design manual for canal sediment extractors*, volumen I, 1993); la eficiencia de atrapamiento o extracción de sedimentos, E, definida en porcentaje como:

$$E = \frac{\text{Cantidad de sedimento extraída del canal}}{\text{Cantidad de sedimento transportada por el canal aguas arriba}} \times 100 \quad (4.1)$$

y la relación de extracción, W, definida en porcentaje como:

---

$$W = \frac{\text{Gasto líquido desviado a través del desarenador fluídico}}{\text{Gasto líquido del canal aguas arriba del desarenador fluídico}} \times 100 \quad (4.2)$$

Una recomendación encontrada frecuentemente en la literatura es que la eficiencia de atrapamiento puede mejorarse incrementando el número de Froude en la sección del canal donde está colocado el tubo de vórtice. Robinson y Ahmed recomiendan un número de Froude de aproximadamente 0.80 basados en observaciones de eficiencias de atrapamiento en modelos de laboratorio (Atkinson, 1994b). El número de Froude normal en canales sin forro es alrededor de 0.2 a 0.3; tal número de Froude alto según lo recomendado, del orden de 0.8, puede obtenerse contrayendo el canal o proporcionando un escalón (hump). Ya que la última opción promueve la sedimentación aguas arriba de la estructura, es preferible contraer el canal (Garde y Ranga Raju, 1985).

La eficiencia de atrapamiento requerida se estima a partir de la relación entre la concentración de sedimento que puede transportar el canal con respecto a la concentración de sedimento que entra en el canal y se denomina  $X_r$

$$X_r = \frac{\text{Concentración de sedimento que puede transportarse}}{\text{Concentración de sedimento que entra en el canal}} \quad (4.3)$$

Existen métodos para estimar  $X_r$ , que se basan en el uso de ecuaciones de transporte de sedimento y predictores de fricción aluvial; sin embargo dichas estimaciones podrían tener grandes márgenes de error. Se recomienda realizar mediciones de campo de las concentraciones que entran y que son transportadas por los sistemas de canales en el sitio en el que se considera instalar un desarenador de este tipo. Si no es posible realizar un programa completo de recolección de datos de campo, realizar mediciones limitadas son de gran valor y ayudan en la selección del predictor de fricción aluvial y la ecuación de transporte de sedimento más apropiada.

---

Como los diferentes métodos pueden dar predicciones significativamente diferentes, se debe seleccionar una combinación de métodos de fricción y de transporte que proporcione el mejor pronóstico del transporte de sedimento medido en canales existentes o para canales similares en la misma región si el esquema no se ha construido.

Si no existen datos de campo disponibles para hacer la elección entonces los predictores de fricción de van Rijn y de transporte de Engelund y Hansen deben utilizarse. Esta combinación de métodos funciona mejor cuando los métodos fueron probados contra un conjunto de datos medidos en canales (anexo E.1).

Si el sistema del canal existe entonces muestras del material de fondo pueden recogerse y realizarles análisis granulométricos; la media de al menos cinco muestras (preferiblemente más) debe utilizarse. Las muestras se deben recoger del centro del fondo del canal en el punto donde se quiere determinar la capacidad de transporte de sedimento.

Es importante precisar sobre la interpretación de la relación  $X_r$ ; si  $X_r$  es pequeña, por ejemplo menor de 0.15, se requerirá entonces una eficiencia de atrapamiento muy alta, la cual es poco probable de alcanzarse con un desarenador a menos que los sedimentos sean muy gruesos. Por otra parte si  $X_r$  es grande, por ejemplo mayor de 0.8, solamente un pequeño grado de control de sedimento es necesario, y el desazolve ocasional del canal podría ser más rentable que construir un desarenador.

Si  $X_r$  es menor que 0.15, un desarenador podría ser útil para dar una solución parcial al problema de sedimentación. Sin embargo otras estructuras de control de sedimento, por ejemplo, tanques de sedimentación, deben considerarse también.

---

#### **4.4. Predicción del funcionamiento**

Para predecir la eficiencia de atrapamiento de un desarenador se requieren los siguientes datos:

- La curva granulométrica del material del fondo del canal en la localización propuesta para el desarenador,
- El ancho medio y el gasto típico de operación en el tramo del canal aguas arriba del desarenador,
- El tirante y la pendiente superficial del agua en el tramo del canal aguas arriba del desarenador

En el capítulo 6 se desarrolla un ejemplo de aplicación donde se muestran los cálculos realizados y se hace referencia a algunos anexos para explicar la obtención de algunos datos necesarios para el desarrollo del mismo.

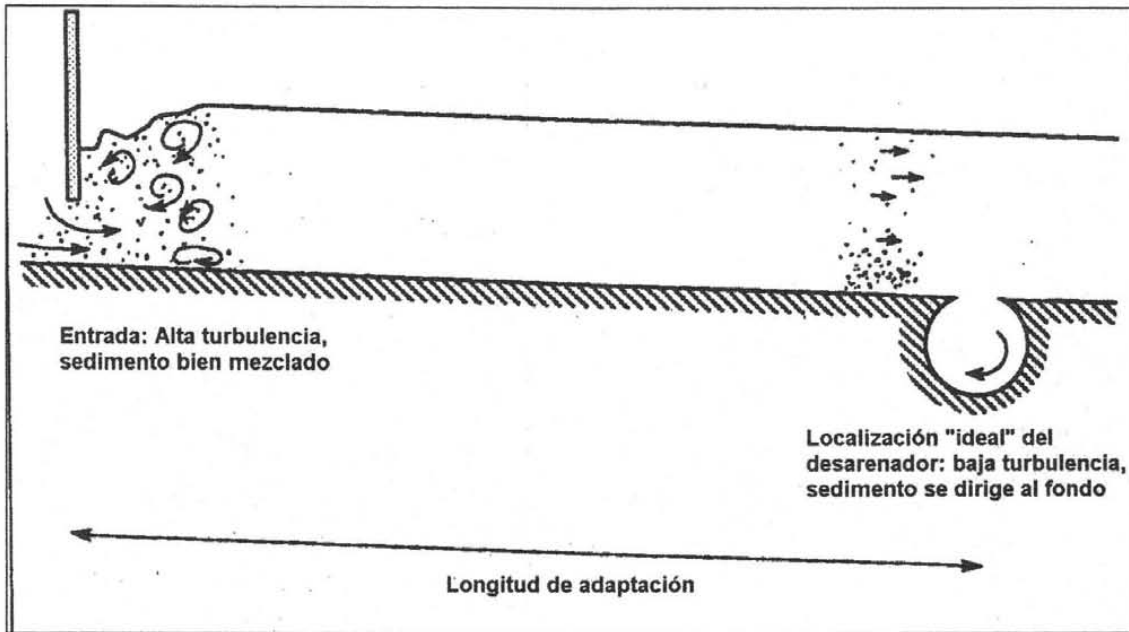
#### **4.5. Factores que afectan el funcionamiento**

Varios factores afectan el funcionamiento de un desarenador, incluyendo la localización del desarenador y disposición del canal. En el canal de acceso, las estructuras de las obras de toma generan turbulencia y recirculación que hacen que el sedimento en transporte se mezcle dentro del flujo (Russel, 1991).

Un desarenador se debe instalar idealmente en un punto aguas abajo de las obras de toma donde la turbulencia creada haya decaído, y se establezca un perfil en equilibrio de la concentración de sedimento en la vertical (ver figura 4.7), la distancia desde la obra de toma hasta donde se logra este perfil en equilibrio se conoce como "*Longitud de adaptación*". Si el desarenador se coloca demasiado cerca de la toma se reduce la eficiencia de atrapamiento del sedimento. Por otra parte instalar el desarenador demasiado lejos de la toma aumenta innecesariamente la distancia entre la toma y el desarenador y podría



presentarse sedimentación, que daría lugar a niveles de agua inaceptablemente altos aguas abajo de las compuertas de la toma.



*Figura 4.7 Longitud de adaptación*  
(Tomada de *Design manual for canal sediment extractors*, volumen I, 1993)

Las longitudes de adaptación se muestran tabuladas en el anexo G.2 en función del tamaño del sedimento y de parámetros hidráulicos.

Las longitudes de adaptación mostradas en el anexo G.2 deben aumentarse si existen estructuras en el canal que generan turbulencia. Modelos computacionales pueden utilizarse para predecir el efecto de curvas o estructuras aguas arriba sobre el funcionamiento del desarenador. Sin embargo, estos efectos son específicos y es difícil formular criterios de diseño generales.

Sin embargo una cierta dirección es necesaria. En primer lugar, para estructuras tales como sifones y reguladores transversales que generan altos niveles de turbulencia y mezcla de sedimento en el flujo, se sugiere lo siguiente: si este tipo de estructura se localiza demasiado cerca de la toma, la longitud de adaptación pronosticada se debe medir aguas abajo de la estructura que genera la turbulencia.

En segundo lugar, para las curvas en canales, se ha encontrado en modelos de simulaciones numéricas que las curvas concentran el sedimento hacia la margen interna para una distancia considerable aguas abajo, así que la adaptación lateral es lenta. Sin embargo, se encontró que la adaptación vertical era mucho más rápida. El cuadro 4.1 muestra las distancias a partir de las salidas de las curvas del canal al punto más cercano donde un desarenador alcanzaría una eficiencia de atrapamiento tan alto como su valor después de la adaptación completa. Las distancias, llamadas "longitudes de adaptación para curvas", se presentan como números de tirantes de flujo, y se obtuvieron de modelos de simulación numérica. El cuadro también muestra la eficiencia de atrapamiento mínima que se obtendría si el desarenador se colocará cerca de la salida de la curva. Las condiciones que se asumieron son  $W = 15\%$ ,  $E_{\max} = 50\%$  y factor de fricción  $\bar{u}/u_* = 20$ .  $E_{\max}$  es la eficiencia de atrapamiento que se alcanzaría después de la adaptación completa. Estos valores representan el conjunto de las peores condiciones, las longitudes de adaptación pronosticadas pueden ser tan bajas como la mitad de las tabuladas.

*Cuadro 4.1. Longitudes de adaptación para curvas*

*(Eficiencia de atrapamiento mínima alrededor de las curvas es dada entre paréntesis, esta aplica para casos donde  $E_{\max} = 50\%$ )*

Angulo de la curva	Relación $R_{\text{curva}}/b_m$	Longitud de adaptación / tirante (mínimo E, %)		
		$b_m/h = 5$	$b_m/h = 10$	$b_m/h = 20$
45%	3	75 (33)	56 (42)	50 (46)
	10	60 (34)	46 (45)	33 (49)
	30	55 (40)	33 (48)	- (50)
90%	3	80 (25)	51 (34)	41 (44)
	10	65 (26)	39 (42)	30 (49)
	30	53 (37)	38 (47)	- (50)

$R_{\text{curva}}$  es el radio de curvatura de la curva del canal

$b_m$  es el ancho medio de la sección del canal

$h$  es el tirante del canal

---

Si hay una curva entre la toma y el lugar propuesto para instalar el desarenador, entonces la longitud de adaptación es:

La calculada para un canal recto, mas

la longitud de la curva, mas

el producto del tirante por el valor obtenido en el cuadro de arriba.

Para curvas poco profundas las cuales solamente tienen un efecto pequeño en la eficiencia de atrapamiento (mínimo TE cercano al 48% en el cuadro de arriba) la longitud de adaptación pronosticada no necesita ajustarse, mientras el desarenador no se localice en la curva o inmediatamente aguas abajo.

Hay en la práctica otros factores que tienen influencia en la determinación de la localización de un desarenador (ver figura 4.8). El sedimento se devuelve al río principal a través de un canal de escape. La localización de un arroyo natural que se pueda utilizar como canal de escape, o la necesidad de reducir al mínimo la longitud del canal de escape para poder maximizar su pendiente, y por lo tanto su capacidad de transporte de sedimento, será a menudo más importante que satisfacer el criterio de longitud de adaptación.

Si el desarenador se coloca más cerca de la toma que la longitud de adaptación pronosticada, entonces las eficiencias de atrapamiento serán reducidas. Como guía, reducir a la mitad las longitudes de adaptación pronosticada reducirá la eficiencia de atrapamiento pronosticada alrededor del 10% cuando la eficiencia de atrapamiento pronosticada es 50%. Por otra parte, el aumento de las distancias levantará los niveles del agua en la toma por aproximadamente la distancia adicional multiplicada por el aumento en la pendiente del canal debido al exceso de carga de sedimento aguas arriba del desarenador.

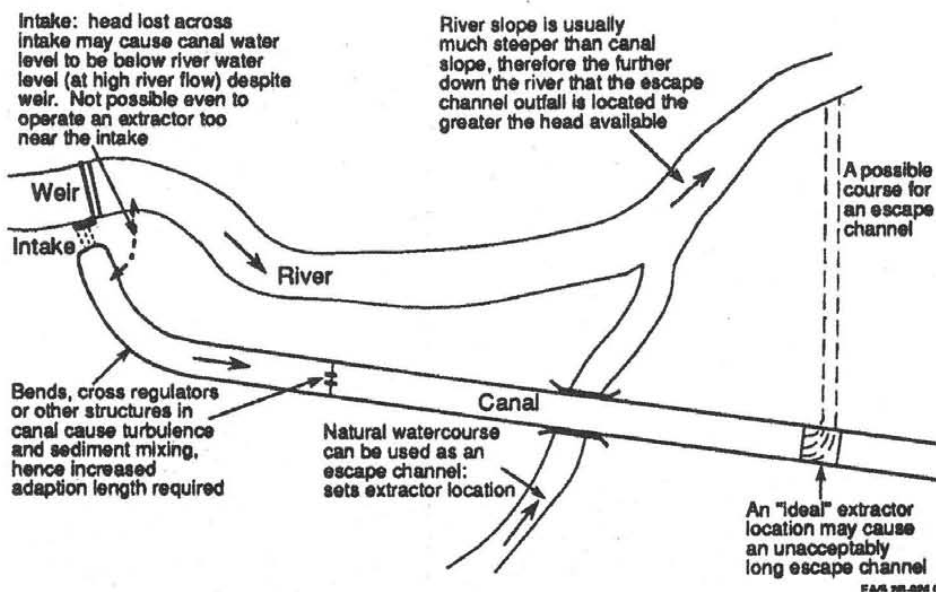


Figura 4.8 Otros factores que afectan la localización de un desarenador  
(Tomada de *Design manual for canal sediment extractors*, volumen I, 1993)

#### 4.6. Estudios realizados en el mundo

Duo Fang (1990) realizó experimentos en un canal que está disponible en el laboratorio de investigación sobre sedimentos en la Universidad de Ciencia y Tecnología en Chengdu, China. Dicho canal es de 13 m de largo y 0.5 m de ancho. El tubo de vórtice fue instalado alrededor de 8 m aguas abajo de la entrada del canal donde se asumió que se establece el flujo uniforme. El gasto del experimento fue medido con un vertedor triangular. Un alimentador de arena el cual es ajustable para la cantidad de sedimento adicionada fue montado en la parte final arriba del canal. El receptor de arena el cual está conectado a la salida del tubo fue usado para determinar el gasto de sedimento del tubo. La arena usada en estas pruebas es arena natural y sus diámetros tienen un rango de 1.5 – 7 mm. En la figura 4.9 se muestra un bosquejo del canal (Fang *et al.*, 1990).

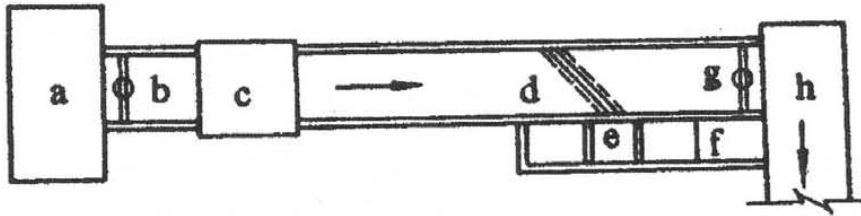


Figura 4.9 Diagrama esquemático del canal experimental: a) depósito usado para disipación del influente, b) regulador de gasto, c) alimentador de arena, d) tubo de vórtice, e) receptor de sedimentos, f) vertedor para medir el gasto, g) compuerta final, h) canal de recirculación (Tomada de Fang et al., 1990)

Los experimentos cubrieron cinco niveles de gasto y diferentes tirantes relevantes, velocidades y números de Froude; cuatro diferentes anchos de ranura del tubo y sus correspondientes valores de  $t/d$  ( $d = 0.067$  metros). Tres tipos de arena uniforme fueron usados en el estudio y siete diferentes ángulos del tubo con respecto a la dirección del flujo.

Los resultados de los experimentos fueron:

Efectos del flujo y del sedimento sobre la relación de extracción del tubo de vórtice:

- a) Tomando  $h/d$  como un parámetro,  $\theta$  es la única variable independiente, y los otros factores son constantes. La figura 4.10 indica que el valor de  $W$  decrece cuando el valor de  $\theta$  se incrementa bajo diferentes condiciones de flujo; para el mismo valor de  $\theta$ , la mayor relación de  $h/d$  produce menor  $W$ , y cuando la relación  $h/d$  es la más pequeña, se observa un mayor efecto de  $\theta$  sobre  $W$ .
- b) Tomando el número de Froude como parámetro,  $h/d$  es la única variable independiente, y los otros factores son constantes. La figura 4.11 muestra que el valor de  $W$  decrece cuando el valor de  $h/d$  se incrementa; cuando  $h/d$  se incrementa a 2,  $W$  es aproximadamente 5.5%, cuando  $h/d$  decrece aproximadamente a 0.6,  $W$  será mayor que 26%. Desde el punto de vista de ahorrar agua,  $h/d$  debería ser mayor que 1.

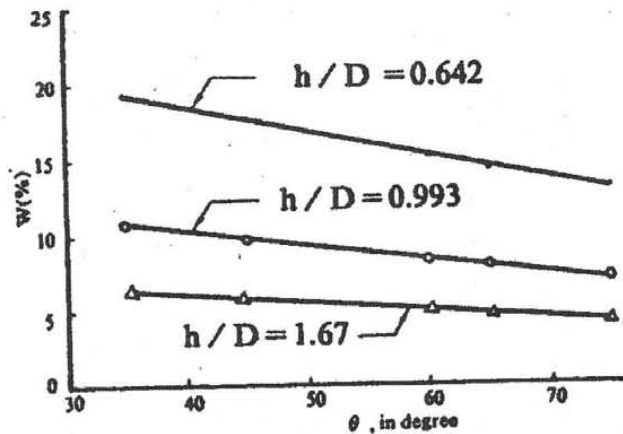


Figura 4.10 Relación de  $W$ ,  $\theta$  y  $h/d$   
(Tomada de Fang et al., 1990)

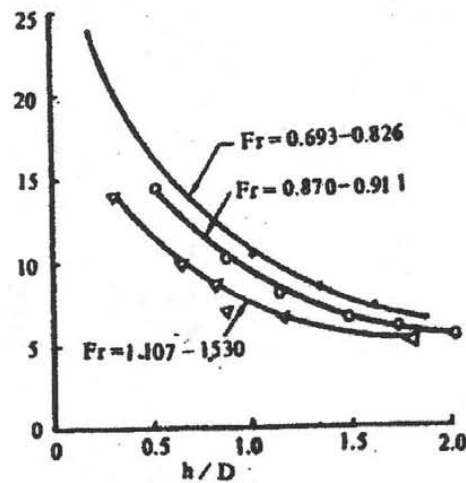


Figura 4.11 Relación de  $W$ ,  $Fr$  y  $h/d$   
(Tomada de Fang et al., 1990)

- c) Tomando el número de Froude como parámetro,  $t/d$  es la única variable independiente, y los otros factores son constantes. Puede verse en la figura 4.12, para diferentes condiciones de flujo, que  $t/d$  tiene una pequeña influencia sobre  $W$ . La razón de este resultado es debido a que los anchos de ranura adoptados en las pruebas fueron obtenidos mediante una ecuación que involucra la velocidad de caída de las partículas y el movimiento incipiente de las mismas.

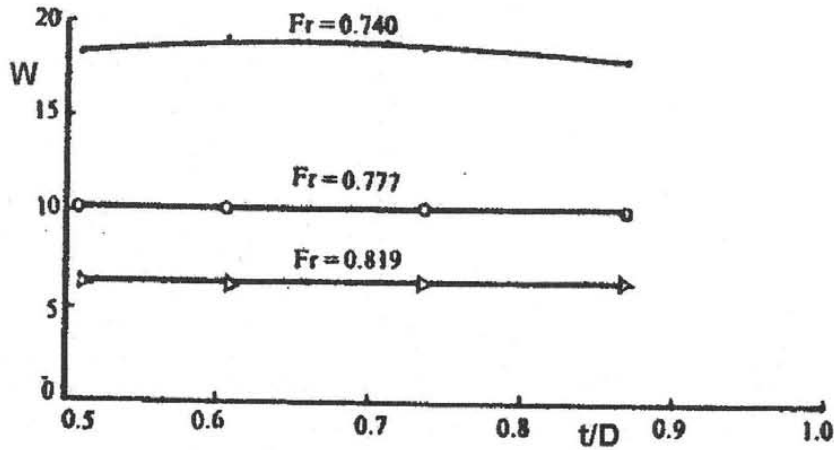


Figura 4.12 Relación de  $W$  y  $t/d$  para diferentes  $Fr$   
(Tomada de Fang et al., 1990)

Efectos de las características del flujo y del sedimento sobre la eficiencia de extracción del tubo de vórtice:

- a) Los resultados de los experimentos para las características del atrapamiento del tubo para diferentes valores de  $q$ ,  $d$ ,  $Fr$ ,  $h$ ,  $d_{50}$  fueron dibujados en la figura 4.13. La expresión para la eficiencia del atrapamiento de un tubo de vórtice fue obtenida usando una regresión multivariada basada en datos experimentales.

$$E = 100 - 70500e^{-11.5N} \quad (4.4)$$

donde  $N$  denota un parámetro sintético representando el tipo de atrapamiento del tubo. Este parámetro fue designado como el número de atrapamiento y está dado por:

$$N = \frac{\left(\frac{a}{d}\right)^{\frac{1}{7}} \left(\frac{d_{50}}{d}\right)^{\frac{1}{13}}}{Fr^{\frac{1}{4}} \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{5}}} \quad (4.5)$$

donde  $a = \frac{d(\sin \beta/2)}{\sin \theta}$ , en el cual  $\beta$  es el centro del ángulo con respecto al ancho de la ranura  $t$ . La figura 4.13(a) demuestra que la ecuación (4.4) describe la relación entre  $E$  y  $N$ , y su coeficiente de correlación es 0.972.

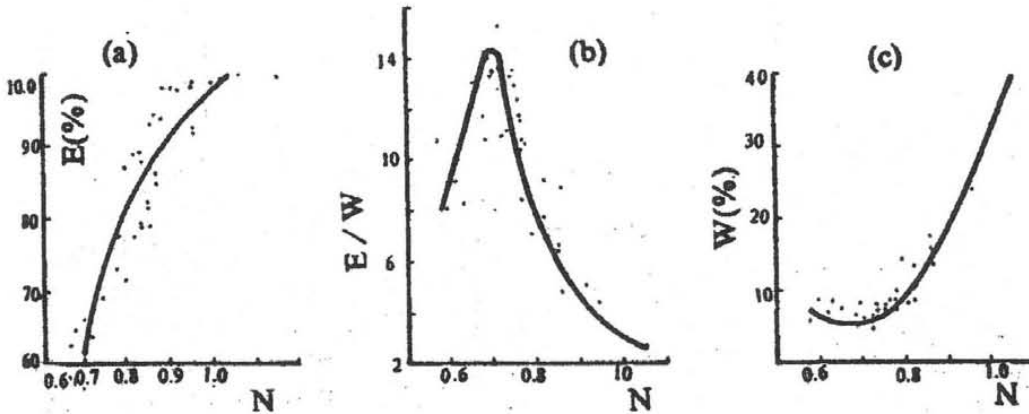


Figura 4.13 Variación de  $E$ ,  $E/W$  y  $W/N$   
(Tomada de Fang et al., 1990)

De la ecuación 4.5,  $d$  se puede obtener como:

$$d = \frac{\sin \theta}{\sin \frac{\beta}{2}} N^{\frac{65}{8}} h^{\frac{13}{8}} Fr^{\frac{65}{32}} d_{50}^{-\frac{5}{8}} \quad (4.6)$$

La figura 4.13(a) y la ecuación 4.6 indican que la mayor  $N$  corresponde con la mayor  $E$ , no obstante, en el caso de un gran valor de  $N$ , el valor correspondiente de  $d$  se incrementará, y el valor de la relación de extracción también. Para determinar el valor óptimo del factor relevante se buscó el valor de  $N$  el cual hace que el valor de  $E/W$ , eficiencia de extracción por unidad de relación de extracción de agua alcance un máximo. Como se muestra en la figura 4.13(b), cuando  $N = 0.72$ , el valor de  $E/W$  tendrá un máximo, o el valor de  $W$  un mínimo como se muestra en la figura 4.13(c). Sustituyendo esto en la ecuación 4.6, se puede determinar el diámetro óptimo del tubo; la correspondiente eficiencia de atrapamiento es 83%, y la relación o tasa de extracción de agua es alrededor de 6%.



---

Otros estudios han sido realizados por Mirali Mohammadi en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Terán en Irán, pero no fue posible conocer sus resultados debido a que las dos referencias bibliográficas se encuentran en persa.

- **Mohammadi, M.; 1992:** “Hydraulic Design and Computation of Vortex Tube Sediment Trap System”, Proc. 2nd Seminar in River Eng., **13-15 September**, Ahwaz, Iran. (*in Persian*)
- **Mohammadi, M.; 1991:** Sedimentology and Hydraulic Design of Vortex Tube Sediment Trap System, Unpublished MSc Thesis, Faculty of Engineering, Tehran University, **September**, Tehran, Iran. (*in Persian*)

La compañía inglesa HR Wallingford ha realizado investigaciones para producir criterios para el diseño hidráulico de tubos de vórtice incluyendo el dimensionamiento y localización del tubo y la predicción de las relaciones de sedimento removido (Singh, 1983; Atkinson, 1989; Atkinson, 1990; Russell, 1991).

Aunque el modelo de eficiencia de atrapamiento usado en el manual de diseño desarrollado por HR Wallingford predice las eficiencias de atrapamiento para los desarenadores fluídicos de tubo de vórtice y tipo túnel de forma similar, hay evidencia de que en tubos de vórtice de algunas localizaciones tendrá una eficiencia más alta (*Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993*).

Otros factores que se consideran son:

- Costo
- Pérdida de carga
- Susceptibilidad a la deposición de sedimento dentro del desarenador
- Facilidad de acceso para el mantenimiento
- Susceptibilidad a la obstrucción por basura

Los desarenadores de tubo de vórtice son superiores a los desarenadores tipo túnel cuando son juzgados por los primeros tres criterios citados arriba, pero una gran cantidad de desarenadores tipo túnel se han construido, particularmente en la India. Desarenadores tipo túnel se han construido sobre todo en canales con un gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se recomienda que un tubo de vórtice se considere primero a menos que el acceso para mantenimiento o la obstrucción por basura eliminen dicha consideración. Diseños se pueden procurar para ambos tipos de desarenador, y evaluarlos contra los criterios enumerados arriba, junto con otros factores que puedan ser importantes localmente (ver figura 4.14)

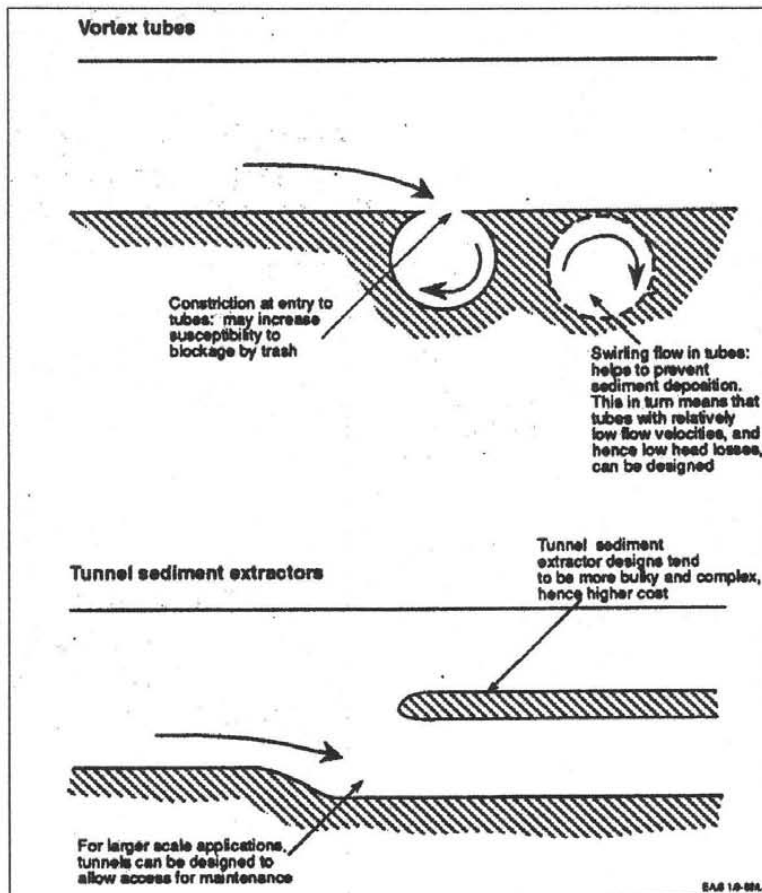


Figura 4.14 Comparación entre desarenadores de tubo de vórtice y tipo túnel  
(Tomada de Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993)

---

## 5. ESTUDIO EXPERIMENTAL

Los modelos fluviales permiten estudiar el comportamiento, condiciones hidráulicas y evolución de una corriente natural. De acuerdo con el material de construcción, los modelos fluviales se dividen en modelos de fondo fijo y de fondo móvil.

Los de fondo fijo son utilizados cuando se requiere conocer las características hidráulicas de un cauce, durante un periodo corto de tiempo, y se tenga la certeza de que el efecto causado por la corriente contra el fondo no sea de consideración; en cambio los modelos de fondo móvil permiten estudiar problemas en los que la corriente altera las condiciones del fondo y las orillas de un cauce natural; en otras palabras, donde los fenómenos de erosión, arrastre y depósitos sean de importancia (Maza, 1969).

### *5.1. Selección del tipo de canal*

Con base en las investigaciones y en la teoría desarrollada previamente sobre desarenadores fluídicos de tubo de vórtice realizadas en Inglaterra y China, se construyó un canal experimental de fondo fijo con un sistema de alimentación de sedimento, pero sin recirculación, a fin de realizar un estudio de laboratorio que permitiera evaluar el funcionamiento de tales dispositivos. Las características generales se presentan a continuación.

### *5.2. Características hidráulicas.*

Después de la revisión de los experimentos realizados con anterioridad y de las características y capacidades del laboratorio en cuanto a disponibilidad de espacio y a capacidad de suministro de caudal por bombeo, se determinaron las características hidráulicas más adecuadas para el canal experimental, resultando:

$$Q_{\max} = 150 \text{ l/s}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$n = 0.01$$

---

Se tomo este valor de  $n$  debido a que el material utilizado para formar el canal fue cempañel que esta elaborado con cemento portland el cual tiene un acabado liso, y de la tabla 2.6b del libro Hidráulica de canales se tomo el dato para canales revestidos con cemento liso (Sotelo, 2002).

Con estos datos y tomando la recomendación de un número de Froude de 0.80 (Atkinson, 1994b) se calculó la pendiente del canal experimental, obteniéndose:

$$S_0 = 0.0016$$

Para tener una idea del tirante que se presentará en el canal se calcula el tirante normal “ $y$ ”:

$$Q = \frac{AR^{2/3}}{n} S_0^{1/2}$$

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S_0^{1/2}}$$

$$AR^{2/3} = \frac{(0.15 \text{ m}^3 / \text{s})(0.01)}{(0.0016)^{1/2}}$$

$$AR^{2/3} = 0.0375$$

Como el canal es rectangular se tiene:

$$A = B y$$

$$R = \frac{A}{P} \Rightarrow R = \frac{B y}{B + 2y}$$

$$B y \left[ \frac{B y}{B + 2y} \right]^{2/3} = 0.0375$$

---

Como  $B = 1.00$  m, la única incógnita es el tirante “ $y$ ” por lo que

$$y \left[ \frac{y}{1+2y} \right]^{2/3} = 0.0375$$

En el cuadro 5.1 se muestran los cálculos realizados:

*Cuadro 5.1. Cálculo del tirante normal*

$y$ (m)	$y \left[ \frac{y}{1+2y} \right]^{2/3}$	Diferencia
0.18	0.0467	0.0092
0.17	0.0429	0.0054
0.16	0.0392	0.0017
0.15	0.0356	-0.0019
<b>0.156</b>	<b>0.0377</b>	<b>0.0002</b>

Finalmente se tiene que el tirante normal es:

$$y = 0.156 \text{ m}$$

### **5.3. Estimación del gasto de fondo.**

Para estimar el gasto de fondo a usar en el canal experimental se analizaron datos procedentes de estudios de campo llevados al cabo por el IMTA en el río Papaloapan, seleccionándose en este caso calcular el gasto de fondo de la sección denominada Chacaltianguis, en la que se tienen datos tanto de la granulometría del material del fondo como de la hidrometría.

Los datos utilizados para el cálculo fueron:

---

$B = 300 \text{ m}$ , (obtenido del plano de secciones transversales)

$n = 0.030$ ; (valor de diseño para canales limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto) (Sotelo, 2002)

$S = 0.00125$ ; (obtenido del plano de la configuración del fondo en la sección en análisis)

$Q_{\text{máximo}} = 1854.80 \text{ m}^3/\text{s}$  ; (obtenido del registro de  $Q_{\text{max}}$  presentados en la sección Chacaltianguis, ver cuadro 5.2)

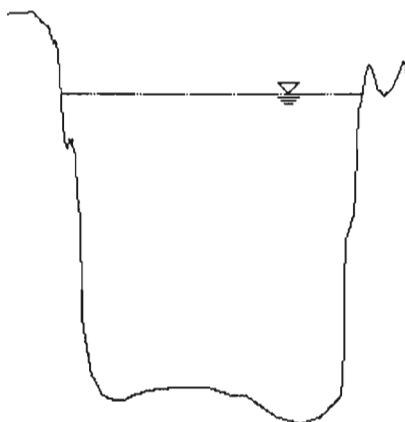
*Cuadro 5.2. Gastos máximos anuales en la sección Chacaltianguis  
( BANDAS, 1990)*

<b>Año</b>	<b>Mes</b>	<b>Día</b>	<b>Gasto (m<sup>3</sup>/s)</b>
1989	Septiembre	21	1718.91
1990	Septiembre	10	1421.25
1991	Octubre	10	1852.51
1992	Septiembre	13	1935.35
1993	Julio	6	2041.80
1994	DATOS INCOMPLETOS		
1995	Agosto	31	1695.40
1996	Agosto	30	2155.00
1997	Octubre	17	1700.00
1998	Octubre	28	2026.50
1999	Septiembre	15	2001.30
<b>Gasto medio:</b>			<b>1854.80</b>

Se tomaron los datos a partir de 1989, ya que la presa Presidente Miguel de la Madrid (Cerro de Oro) entró en operación en 1988.

---

En la figura 5.1 se muestra la forma de la sección transversal de la sección Chacaltianguis, la cual tiene un ancho medio de 300 metros y un alto de 3.5 metros aproximadamente.



*Figura 5.1. Croquis de la sección Chacaltianguis*

Proponiendo una velocidad en esta sección del río Papaloapan, es posible calcular el gasto líquido por un proceso iterativo.

De la ecuación de Manning se tiene:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Despejando el radio hidráulico:

$$R = \left[ \frac{v n}{S^{1/2}} \right]^{3/2}$$

Como el cauce es ancho se acepta que,  $R \approx y$ , por lo que el área y el gasto se calculan de la siguiente manera:

$$A = B \cdot y = B \cdot R$$

$$Q = A \cdot v$$

en el cuadro 5.3 se muestran los cálculos realizados:

Cuadro 5.3. Cálculo de las características hidráulicas de la sección Chacaltianguis

Velocidad (m/s)	Radio hidráulico (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Gasto (m <sup>3</sup> /s)
2.50	3.09	926.90	2317.24
2.40	2.91	871.84	2092.42
2.30	2.73	817.92	1881.22
2.29	2.71	812.59	1860.84
2.28	2.69	807.28	1840.59
<b>2.288</b>	<b>2.71</b>	<b>811.53</b>	<b>1856.78</b>

se observa que para una velocidad de 2.288 m/s el gasto líquido obtenido es 1856.78 m<sup>3</sup>/s, muy cercano al gasto máximo anual medio que se presenta en la sección Chacaltianguis.

Para calcular el gasto de fondo, se utilizó el método de Meyer-Peter y Müller (Maza y García, 1996)

$$g_B = 8 \gamma_s (g \Delta D_m^3)^{1/2} \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{1/2} \tau_* - 0.047 \right]^{1/2}$$

donde:  $g_B$  = Gasto de fondo por unidad de ancho en kgf/s · m

$\gamma_s$  = Peso específico de las partículas sólidas en kgf/m<sup>3</sup>

$g$  = Aceleración debida a la gravedad en m/s<sup>2</sup>

$\Delta$  = Densidad relativa o peso específico relativo

$D_m$  = Diámetro medio en m

$n'$  = Rugosidad de las partículas

$n$  = Rugosidad total

$\tau_*$  = Esfuerzo cortante adimensional

Para calcular la rugosidad de las partículas y el esfuerzo cortante adimensional se utilizan las ecuaciones (Maza y García, 1996)



$$n' = \frac{D_{90}^{\%}}{26}$$

$$\tau_* = \frac{RS}{\Delta D_m}$$

Del análisis de la curva granulométrica del material del fondo en la sección Chacaltianguis del río Papaloapan se obtuvo que:

$$D_{90} = 0.404 \text{ mm} = 0.404 \times 10^{-3} \text{ m};$$

$$D_m = 0.25 \text{ mm} = 0.25 \times 10^{-3} \text{ m};$$

$$D_{50} = 0.23 \text{ mm} = 0.23 \times 10^{-3} \text{ m};$$

Considerando que el cauce tiene arena cuarzosa entonces:

$$\gamma_s = 2650 \text{ kgf/m}^3;$$

$$\gamma = 1000 \text{ kgf/m}^3;$$

$$\Delta = 1.65;$$

$$n' = \frac{(0.404 \times 10^{-3})^{\%}}{26} = 0.010457$$

$$\tau_* = \frac{RS}{\Delta D_m} = \frac{(2.71)(0.00125)}{(1.65)(0.25 \times 10^{-3})} = 8.2121$$

Calculando el gasto de fondo por unidad de ancho se tiene:

$$g_B = 8(2650) \left[ (9.81)(1.65)(0.25 \times 10^{-3})^3 \right]^{\%} \left[ \left( \frac{0.010457}{0.030} \right)^{\%} (8.2121) - 0.047 \right]^{\%}$$

$$g_B = 0.710 \text{ kgf/s} \cdot \text{m}$$

Por lo que el gasto de fondo es:

$$G_B = g_B \cdot B = (0.710)(300) = 213.0 \text{ kgf/s}$$

$$Q_B = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir de este resultado se estimó el gasto de fondo del canal experimental considerando una aproximación lineal entre el gasto líquido en la sección Chacaltianguis y el gasto líquido en el canal, como se muestra a continuación:

$$\frac{Q_{\text{liq rio}}}{Q_{\text{liq modelo}}} = \frac{G_{\text{b rio}}}{G_{\text{b modelo}}}$$

$$G_{\text{b modelo}} = \frac{(Q_{\text{liq modelo}})(G_{\text{b rio}})}{Q_{\text{liq rio}}}$$

$$G_{\text{b modelo}} = \frac{(0.15 \text{ m}^3/\text{s})(213 \text{ kgf/s})}{1856.78 \text{ m}^3/\text{s}}$$

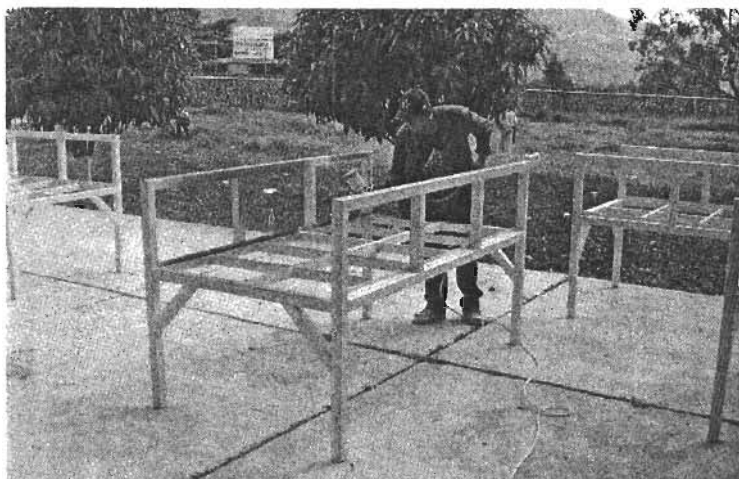
$$G_{\text{b modelo}} = 17.20 \text{ gf/s}$$

Este resultado da una aproximación del orden de magnitud del gasto sólido de fondo que se deberá usar en el estudio experimental.

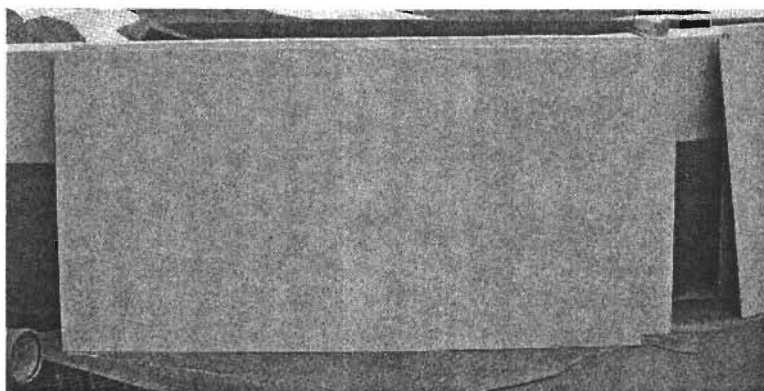
#### ***5.4. Proceso constructivo***

Para construir el canal experimental se elaboraron módulos de 2.00 m de longitud, 1.127 m de base y 1.10 m de altura armados con estructuras metálicas (PTR) de 2" x 2" calibre 14 (fotografía 5.1). La parte superior de los módulos fue forrada con cempañel de 12 mm de espesor. Éste material, que es un tablero fabricado a base de cemento Portland, fibras naturales y aditivos seleccionados, se utilizó para formar las paredes y el fondo del canal experimental ya que es impermeable y resistente (fotografías 5.2 y 5.3).

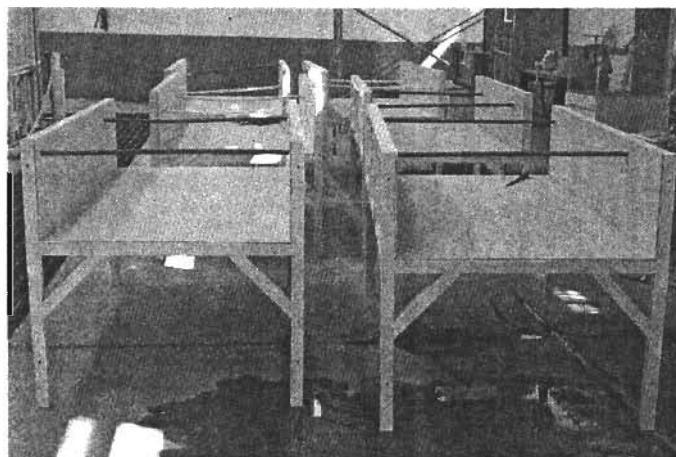
La parte inferior de estos módulos tienen tornillos niveladores de ½"Ø x 4" para ajustar la pendiente del canal (fotografía 5.4). Se construyó también un módulo especial (módulo de observación), el cual tiene fondo y paredes de acrílico de 12 mm de espesor (fotografías 5.5 y 5.6). El objetivo de este módulo es la instalación y la observación del funcionamiento del desarenador fluídico de tubo de vórtice.



Fotografía 5.1. Base para módulos.



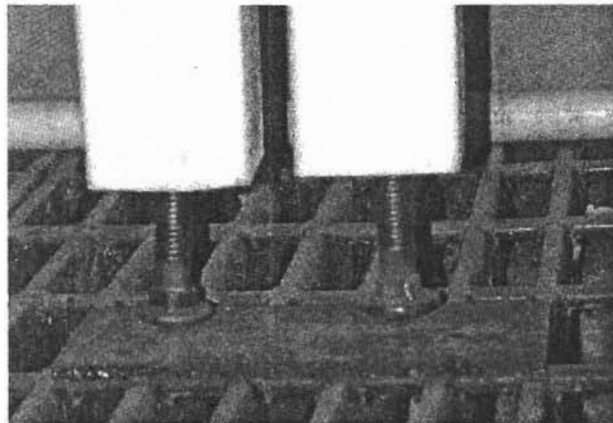
Fotografía 5.2. Cempanel utilizado para forrar los módulos



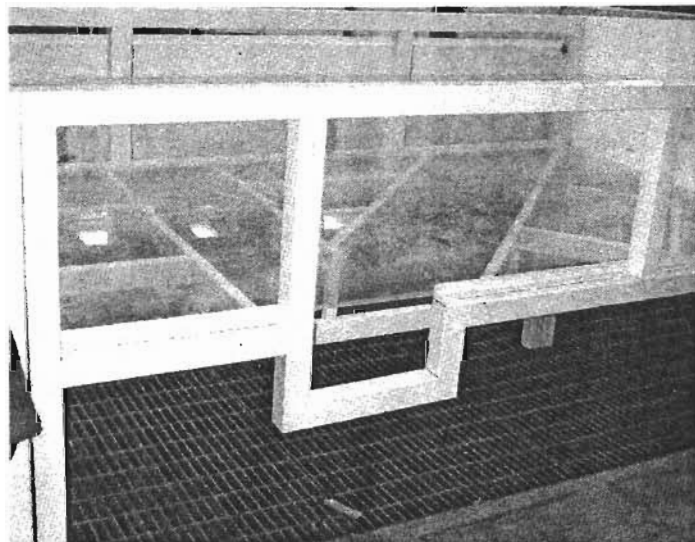
Fotografía 5.3. Módulos terminados.

---

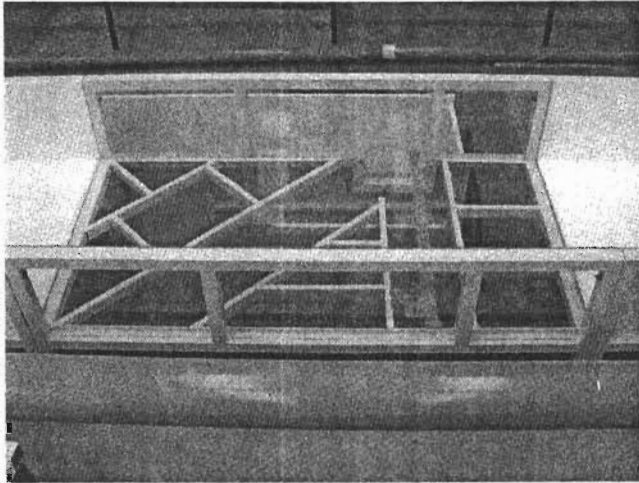
Para formar el canal experimental los módulos se unieron en sus extremos utilizando tornillos de 3/8" Ø x 5" Grado 5 con dos rondanas y una tuerca (fotografías 5.7 y 5.8); además las uniones fueron selladas con silicón transparente para confinar el flujo y evitar fugas de agua y arena cuando se realizan pruebas.



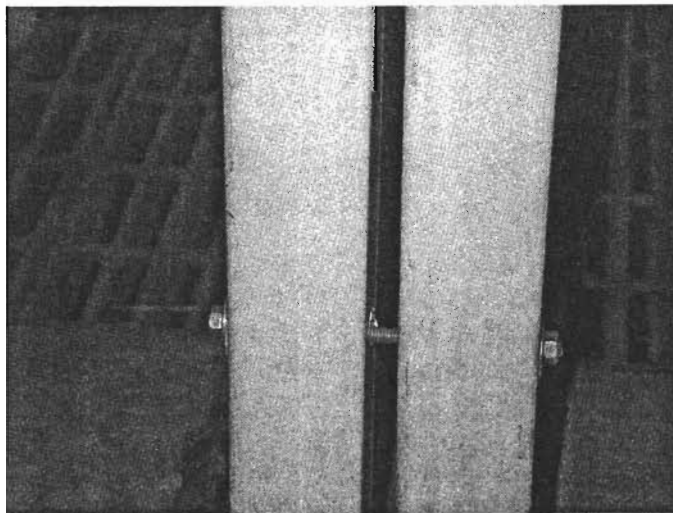
Fotografía 5.4. Tornillos niveladores.



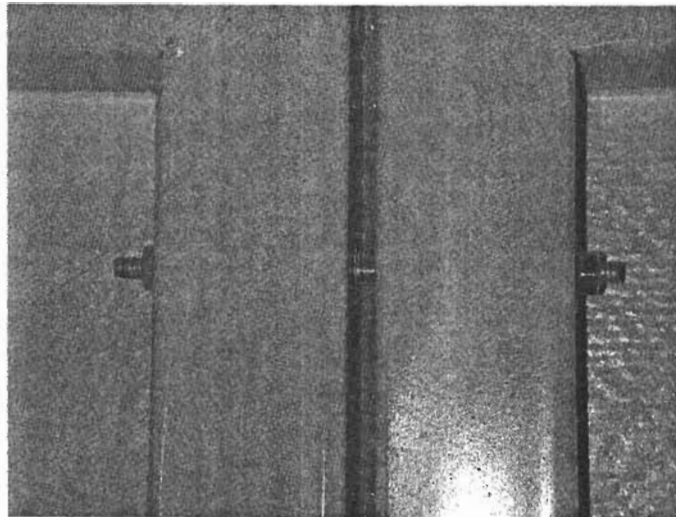
Fotografía 5.5. Módulo especial.  
(vista lateral)



Fotografía 5.6. Módulo especial.  
(vista superior)



Fotografía 5.7. Tornillos de 3/8" para unir módulos.  
(parte inferior del módulo)



Fotografía 5.8. Tornillos de 3/8" para unir módulos.  
(parte superior del módulo)

Para realizar las pruebas se utilizó tubería hidráulica de PVC serie inglesa con diámetros nominales de 25 y 60 mm y una resistencia RD26 que nos proporciona una presión máxima de trabajo de  $11.0 \text{ kgf/cm}^2$ . También se utilizó un tubo de acrílico de 100 mm de diámetro; esto con la finalidad de observar el vórtice que se forma en su interior (fotografía 5.9).

Para hacer las ranuras a los tubos se siguió la recomendación para la relación ancho de la ranura con respecto al diámetro del tubo  $t/d$ , que indica que en valores del rango de 0.15 a 0.30 se tiene un buen funcionamiento del tubo de vórtice (Atkinson, 1994b). En el cuadro 5.4 se muestran los valores de las ranuras utilizadas en cada tubo.

*Cuadro 5.4. Valores de la relación  $t/d$  utilizada*

<b>Diámetro nominal (mm)</b>	<b>Diámetro interior (mm)</b>	<b>Ranura (t) (mm)</b>	<b><math>t/d</math></b>
*25	29.8	7.5	0.252
*60	66.8	15.875	0.238
**100	100	25.4	0.254

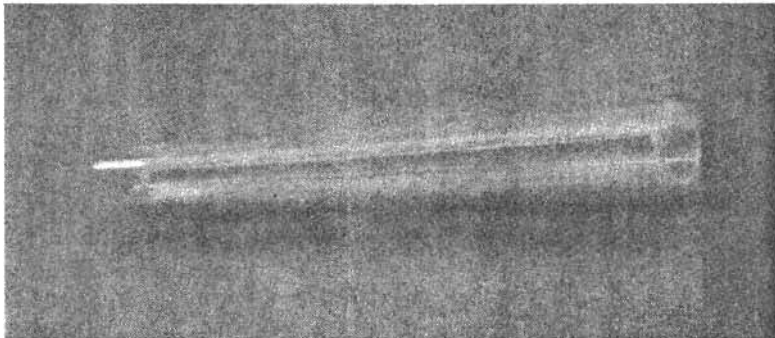
\*Tubería de PVC hidráulico RD26

\*\* Tubería de acrílico

---

Para realizar las ranuras en la zona en donde se instala el tubo se utilizó un rauter (fotografía 5.10) y para ranurar los tubos se utilizó la fresadora del laboratorio (fotografía 5.11), cuidando siempre realizar la ranura de acuerdo con el diámetro del tubo a utilizar.

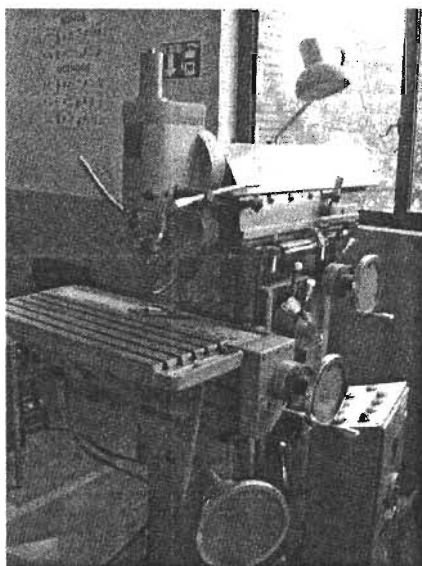
Para instalar el tubo en el canal se construyeron dos bases sobre las que se apoyan los tubos. Éstas bases son de ángulo de 1" x 1" para la instalación del tubo de 25 mm de diámetro y de ángulo de 2" x 2" para la instalación de los tubos de 60 y 100 mm de diámetro (fotografía 5.12). Para unir el tubo con el fondo del canal se utilizó silicón transparente.



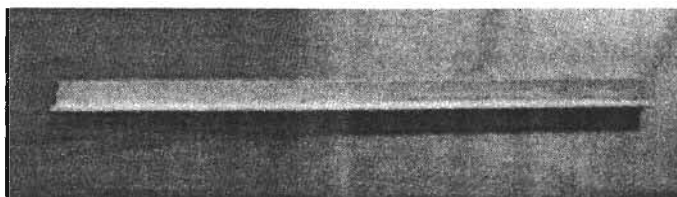
Fotografía 5.9. Tubería de acrílico de 100 mm de diámetro interior.



Fotografía 5.10. Rauter (vista lateral).



Fotografía 5.11. Fresadora (vista semilateral)



Fotografía 5.12. Base para instalar tubo (vista superior)

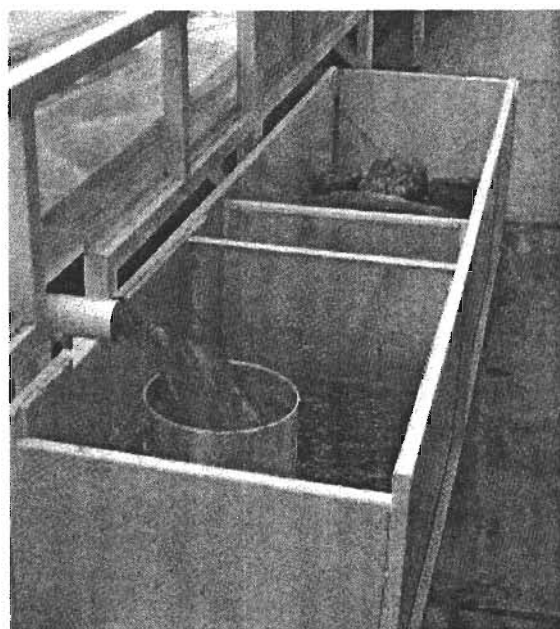
El tanque de sedimentos que se utiliza para almacenar la arena extraída por el tubo, es un modulo de 2.73 m de longitud, 0.60 m de base y 0.63 m de altura armado con PTR de 1" x 1" forrado con lámina (fotografías 5.13 y 5.14). En su interior cuenta con dos mallas y un vertedor triangular de 90° en su salida. Las mallas evitan que el sedimento extraído por el tubo se pierda en la salida del tanque y el vertedor triangular se utiliza para medir el gasto líquido extraído por el tubo.

El canal de llegada es de acero inoxidable y tiene 4.48 m de longitud, 1.00 m de base y 1.50 m de altura (fotografía 5.15). En su interior se encuentra instalado un vertedor rectangular sin contracciones laterales con el que se determina el gasto líquido que fluye en el canal. Para poder determinar este gasto líquido es necesario medir la carga (nivel del

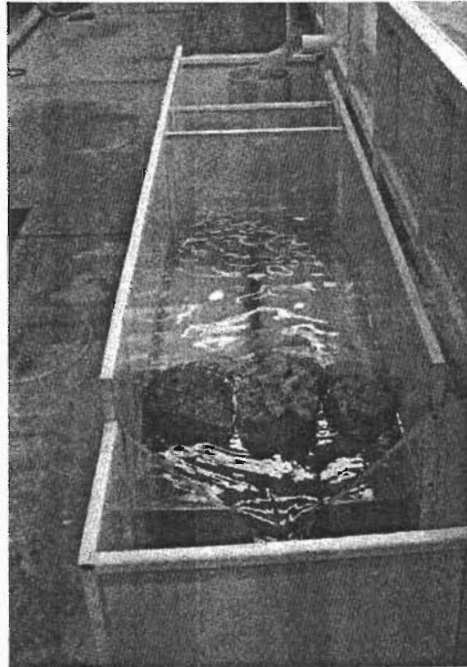


---

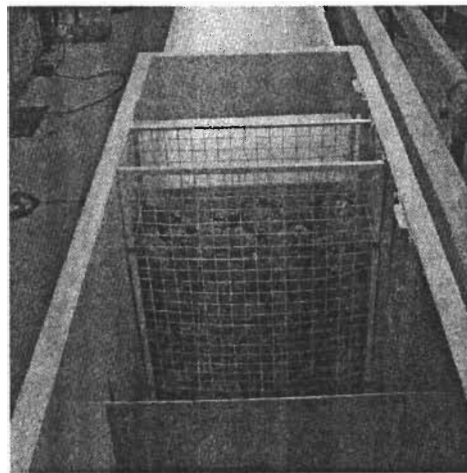
agua) sobre la cresta del vertedor en un punto a una distancia de por lo menos, cuatro veces la carga máxima hacia aguas arriba (Sotelo, 1997). Para determinar la carga se utiliza un recipiente conectado por medio de una manguera al lugar donde se quiere medir el nivel. En este caso la manguera se instaló a 0.76 m aguas arriba del vertedor rectangular para cumplir con la recomendación. El recipiente cuenta con una escala gráfica del cual se toma la lectura y a partir de este dato se calcula el gasto líquido. El canal de llegada tiene en su interior también dos tranquilizadores de flujo y un deflector (fotografías 5.16 y 5.17); éstos se instalaron para evitar que exista demasiada turbulencia al entrar el agua al canal experimental.



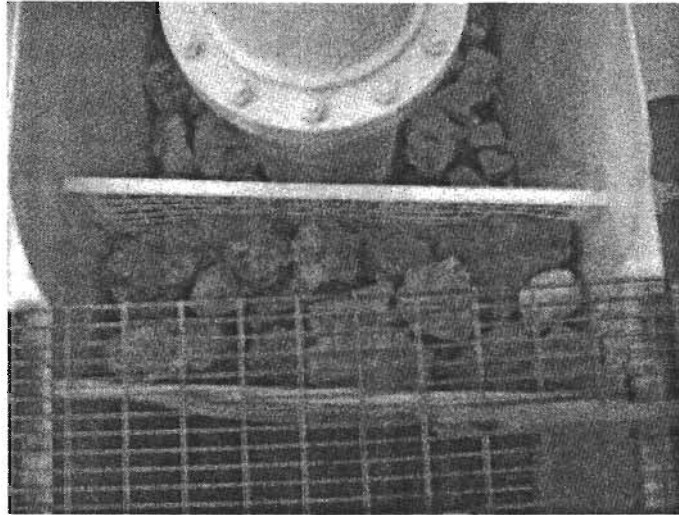
Fotografía 5.13. Tanque de sedimentos  
(vista hacia aguas abajo).



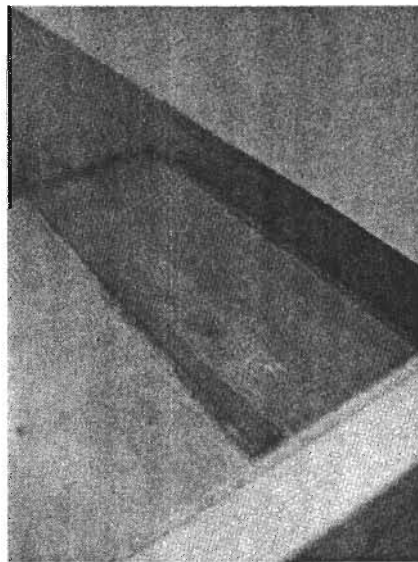
Fotografía 5.14. Tanque de sedimentos  
(vista hacia aguas arriba).



Fotografía 5.15. Canal de llegada  
(vista hacia aguas abajo).



Fotografía 5.16. Tranquilizador en el canal de llegada  
(vista superior).



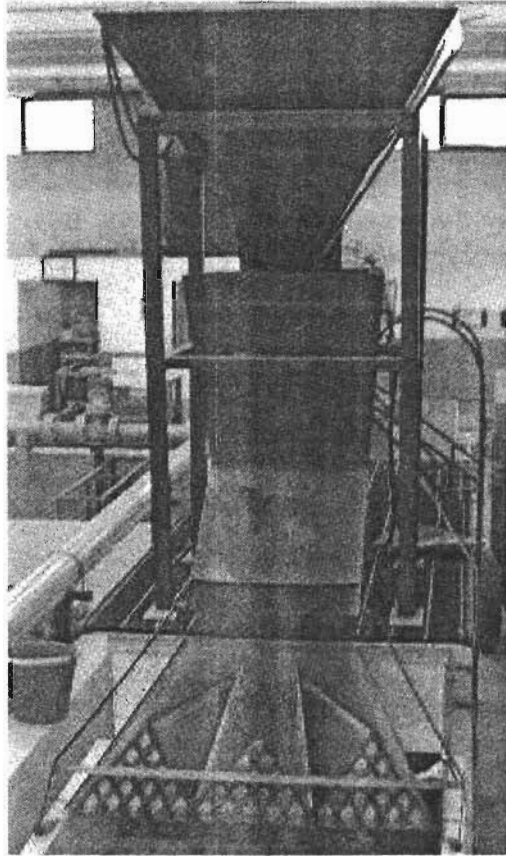
Fotografía 5.17. Deflector en el canal de llegada  
(vista hacia aguas arriba).

---

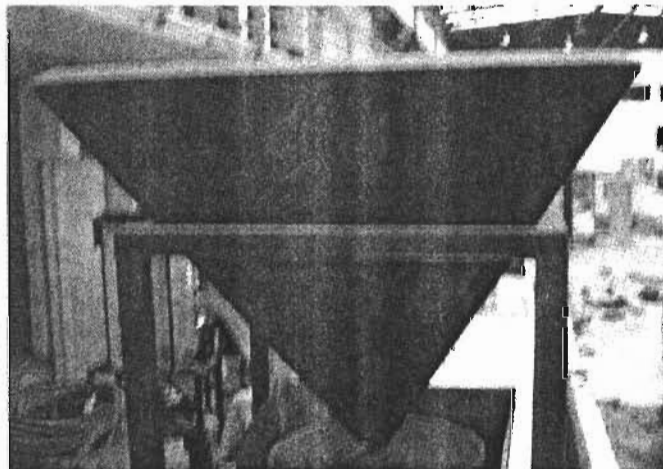
En la parte superior y a la salida del canal de llegada se encuentra el dispositivo alimentador de arena (fotografía 5.18). Este dispositivo consta de una tolva, un disco de acrílico, un motor de 110 volts, un interruptor y un plano inclinado de lámina (fotografías 5.19, 5.20, 5.21 y 5.22). La tolva se utiliza para almacenar la arena que se utiliza en las pruebas experimentales y tiene una capacidad para 250 kilogramos. En la parte inferior de la tolva se encuentra una abertura cuadrada, por la cual la arena sale cuando el sistema se encuentra en funcionamiento. Cuando se cierra el interruptor el motor empieza a funcionar y como el eje de este motor está unido al disco de acrílico por medio de un perno de bronce, este disco empieza a girar, provocando que la arena empiece a deslizarse sobre su superficie al vencer la arena la rugosidad que le impone el disco. Este disco cuenta con un cierto número de agujeros de acuerdo con el gasto de sedimento que se desea introducir al sistema. La arena que pasa a través del disco cae sobre el plano inclinado sobre el cual se desliza para caer sobre la superficie libre del agua que está fluyendo en el canal. Se colocaron unos obstáculos en el plano inclinado y en un costado un sistema motor-engranaje excéntrico para mover el plano inclinado horizontalmente en forma uniforme con la finalidad de redireccionar y alimentar el sedimento de la manera más uniforme posible sobre el ancho del canal experimental (fotografía 5.23).

Cuando se realizan las pruebas, el desarenador fluídico de tubo de vórtice atrapa y extrae un porcentaje del sedimento transportado por el canal. La cantidad de sedimento que pasa sobre el tubo ingresa a un canal de salida en el que se tienen trampas para atrapar el sedimento y evitar que este se vaya a los canales de retorno del laboratorio (fotografía 5.24).

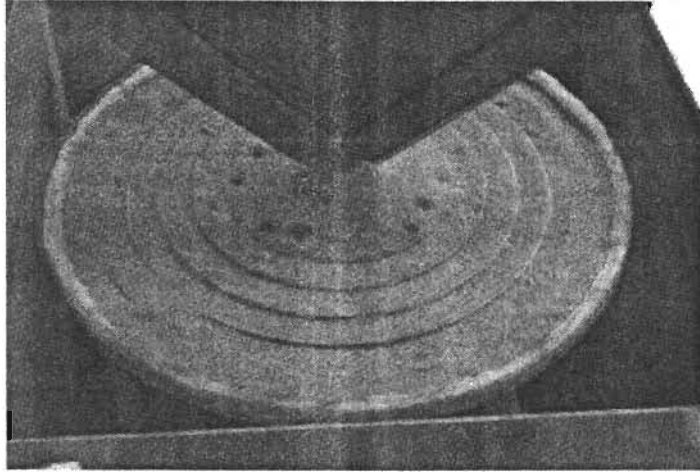
En la fotografías 5.25 y 5.26 se muestran la instalación completa del canal experimental, los detalles de cada uno de los elementos del canal pueden observarse en el anexo I.



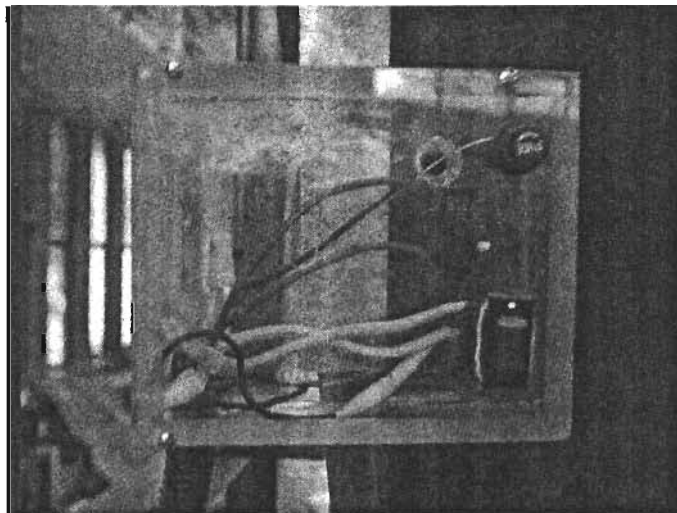
Fotografía 5.18. Vista frontal del alimentador de arena.



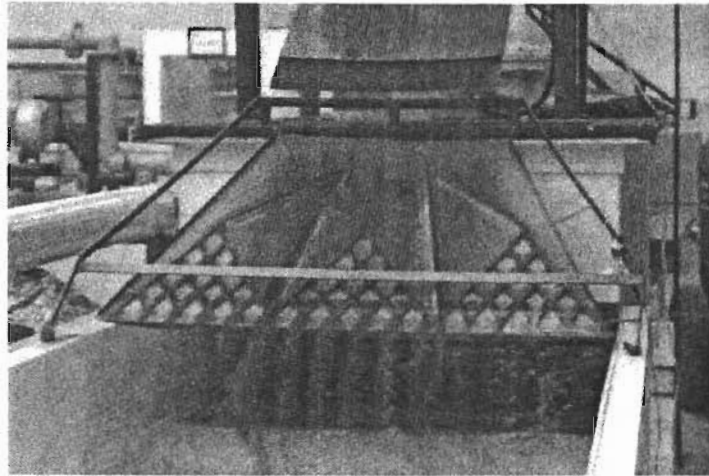
Fotografía 5.19. Tolva del alimentador de arena.



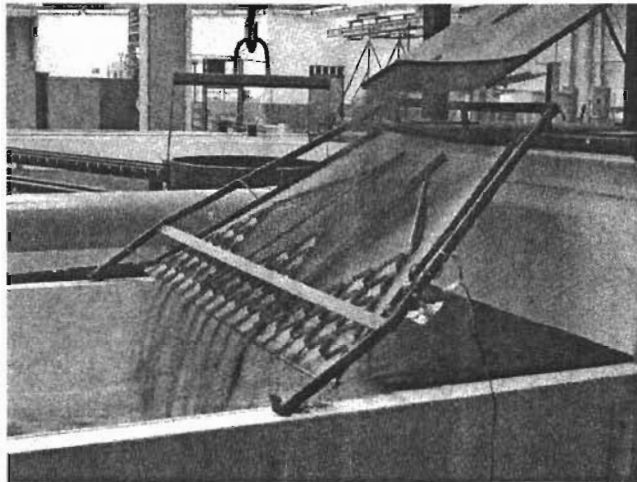
Fotografía 5.20. Disco de acrílico del alimentador de arena.



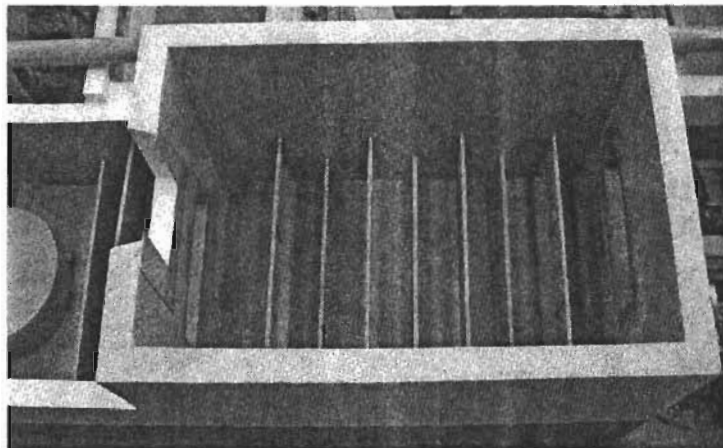
Fotografía 5.21. Interruptor del alimentador de arena.



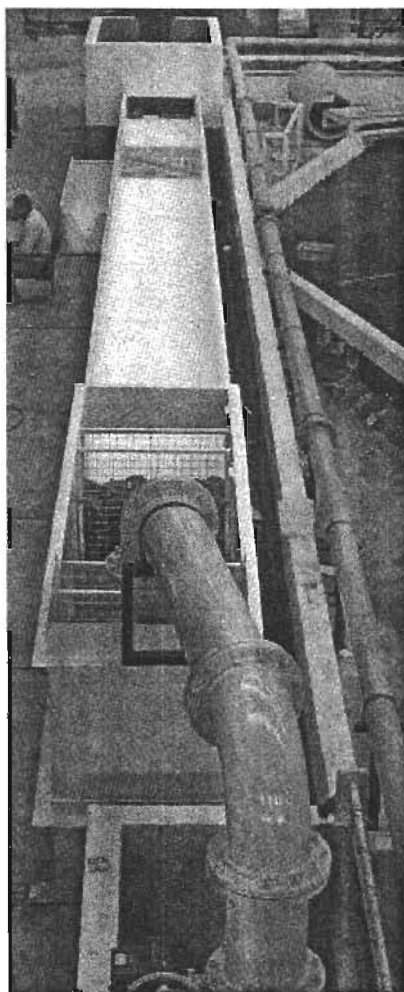
Fotografía 5.22. Plano inclinado del alimentador de arena.



Fotografía 5.23. Vista lateral del plano inclinado del alimentador de arena

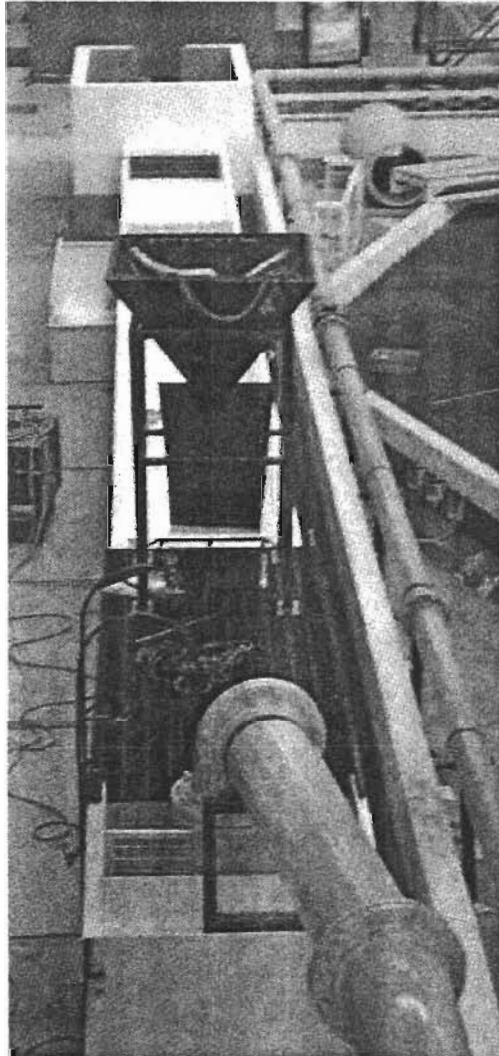


Fotografía 5.24. Vista en elevación del canal de salida



Fotografía 5.25. Vista del canal completo  
(vista hacia aguas abajo).





Fotografía 5.26. Vista del canal completo y alimentador de arena.

### ***5.5. Procedimiento experimental y alcance de la prueba***

---

Los experimentos se llevaron a cabo en el canal descrito en la sección anterior y construido para ese fin en las instalaciones del Laboratorio Enzo Levi del IMTA. El canal es rectangular y tiene 14.00 m de largo y 1.00 m de base. El tubo de vórtice fue instalado aproximadamente a 11.00 m de la entrada del canal donde se asume que se establece el flujo uniforme. La arena que se utiliza en las pruebas es arena de origen volcánico con diámetros que van de 0.074 mm a 1.679 mm y los tubos utilizados se colocaron con ángulos de incidencia de 45 y 90° en cada uno de los casos.

Para realizar las pruebas se consideró alimentar diferentes gastos de arena, en este estudio se utilizaron gastos de 20 gf/s, 85 gf/s y 136 gf/s en promedio; esto con la finalidad de observar el funcionamiento del desarenador fluídico bajo diversas condiciones.

La prueba consiste en alimentar una cantidad de arena conocida a través de la tolva que abastece al alimentador de arena, sin permitir que la tolva se vacíe totalmente para evitar que las condiciones cambien drásticamente en el alimentador de arena. Una vez alimentada toda la arena, se detiene el alimentador y se procede a extraer la arena depositada en el tanque de sedimentos para posteriormente secarla y pesarla. De esta manera se conoce la cantidad de arena extraída por el desarenador fluídico de tubo de vórtice. El gasto líquido que pasa por el tubo se calcula tomando la lectura de la carga sobre el vertedor triangular que se encuentra instalado a la salida del tanque de sedimentos.

### ***5.5.1 Granulometría de la arena de origen volcánico***

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo. Dicha distribución de tamaños tienen un papel importante en los fenómenos relacionados con la mecánica del transporte de sedimentos no cohesivos, tales como el acorazamiento, la resistencia al flujo y la socavación.

---

---

La curva granulométrica se obtiene midiendo la distribución de tamaños de las partículas en una muestra representativa. Esta medición puede hacerse en arenas y gravas con una separación por tamizado y en la fracción fina por sedimentación.

En este caso se hizo el análisis granulométrico a una muestra de arena de origen volcánico, por lo que la medición se realizó separando por tamices o mallas.

Para realizar el análisis por mallas se requiere el siguiente equipo:

- Juego de mallas, charola y tapa.
- Balanza con aproximación de 0.1 g.
- Aparato Ro-Tap

El procedimiento para realizar el análisis granulométrico es el siguiente (Mecánica de suelos, 1990):

1. De la muestra seca, se pesa la cantidad requerida para hacer la prueba. En este caso 1000 g por tratarse de arena.
2. Se coloca el juego de mallas en orden progresivo en este caso de la Núm. 10 (1.679 mm) a la Núm. 200 y al final la charola; vaciando el material previamente pesado, en la malla Núm. 10. Enseguida se coloca la tapa.
3. Se agita todo el juego de mallas utilizando el aparato Ro-Tap (especialmente diseñado para esta operación). El tiempo de agitado por lo general, no debe ser menor de 15 minutos.
4. Pesar las porciones retenidas en cada malla y en la charola del fondo, anotando las cantidades en el registro de cálculo.

Cálculos

1. Se suman los pesos retenidos en cada malla y se verifica ese total con el peso de la muestra que se colocó originalmente, en este caso 1000 g. Si el error excede del 0.5%, se vuelve a pesar cada fracción. Si el error es menor, se le atribuye al peso de la fracción más grande y si el error es mayor de 1 % repetir la prueba.
2. Se calculan los porcentajes del material retenido en cada malla respecto del peso seco de la muestra original.
3. Se determinan los porcentajes acumulados del material que ha pasado por cada malla, restando de 100% el porcentaje parcial retenido en la primera malla. A este valor se le resta el porcentaje parcial retenido en la segunda malla y así sucesivamente.
4. Se construye la curva granulométrica graficando el diámetro contra los porcentajes acumulados.

## Resultados

Realizando el procedimiento de cálculo descrito anteriormente se obtuvieron los siguientes resultados (Cuadro 5.5):

Cuadro 5.5. Registro de cálculo

Malla No.	Abertura (pulg)	Abertura (mm)	Retenido (gr)	Retenido acumulado (gr)	Retenido acumulado (%)	% que pasa, en peso
10	0.0661	1.679	0.00	0.00	0.00	100.00
20	0.0331	0.841	5.60	5.60	0.56	99.44
35	0.0197	0.500	53.20	58.80	5.90	94.10
60	0.0098	0.249	425.40	484.20	48.55	51.45
100	0.0059	0.150	338.50	822.70	82.48	17.52
200	0.0029	0.074	162.70	985.40	98.80	1.20
Pasa 200			12.00	997.40	100.00	0.00

En la figura 5.2 se muestra la curva granulométrica del material analizado.

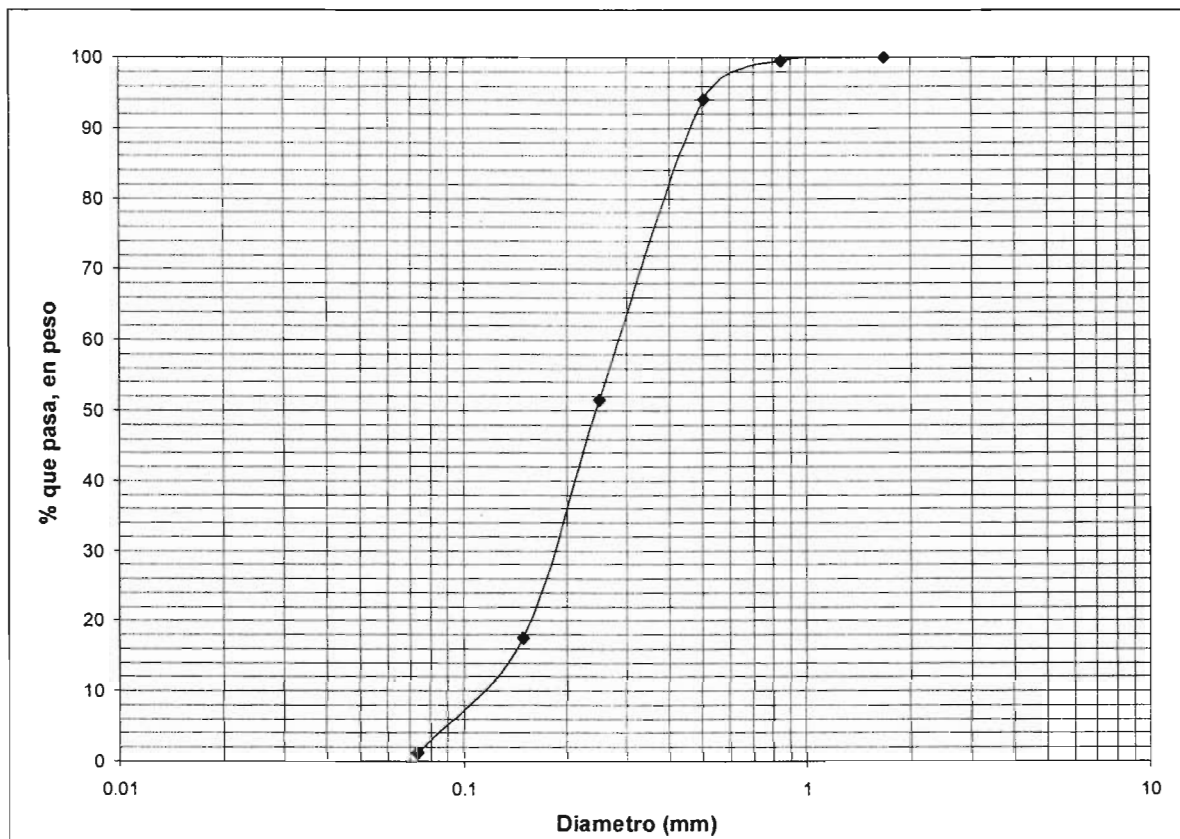


Figura 5.2. Granulometría de la arena de origen volcánico

De la curva granulométrica se obtiene:

$$D_{60} = 0.29 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0.19 \text{ mm}$$

$$D_{10} = 0.11 \text{ mm}$$

Con estos valores se calcula el coeficiente de uniformidad  $C_u$  de Hazen, que en realidad es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta; y el coeficiente de curvatura  $C_c$  para clasificar el tipo de arena.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.29}{0.11} = 2.636$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} = \frac{(0.19)^2}{(0.29)(0.11)} = 1.132$$

Como  $C_u < 6$  y  $C_c$  y  $1 < C_c < 3$ , la arena analizada es una arena mal graduada.

### 5.6. Resultados de los experimentos

En el tubo de 25 mm de diámetro se observa que debido a que el diámetro es muy pequeño no se forma el vórtice en el interior del tubo, provocando que éste se bloquee parcialmente, disminuyendo la eficiencia de extracción de sedimentos a valores medios de 13% con gastos sólidos bajos, por ésta razón no se realizaron pruebas adicionales con gastos altos.

En el cuadro 5.6 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas realizadas con gastos sólidos bajos y en el cuadro 5.7 los resultados para gastos sólidos altos.

*Cuadro 5.6. Eficiencias de extracción para gasto de sedimento bajo, con un gasto líquido de 150 ls y un  $Fr = 0.8$*

$\emptyset$ (pulg)	$\emptyset$ (mm)	$\theta$	L (cm)	t (mm)	$G_b$ (gf/s)	E (%)	$Q_t$	W(%)
1	25	90°	100	7.5	14.81	13.87	1.00	0.67
1	25	90°	100	7.5	18.67	9.47	1.00	0.67
1	25	90°	100	7.5	22.75	17.78	1.36	0.91
2 ½	60	90°	100	15.875	17.24	77.77	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	28.94	93.80	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	23.36	83.58	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	23.58	83.17	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	24.06	69.93	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	19.14	73.75	4.77	3.18
4	100	90°	100	25.4	23.54	90.10	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	29.34	83.39	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	22.62	82.19	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	33.07	94.91	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	24.51	76.16	8.32	5.55
1	25	45°	141.4	7.5	28.70	21.36	1.98	1.32
2 ½	60	45°	141.4	15.875	27.29	78.80	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	17.08	86.80	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	20.83	82.29	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	19.38	79.60	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	29.04	81.19	6.05	4.03
4	100	45°	141.4	25.4	28.47	91.20	11.65	7.77
4	100	45°	141.4	25.4	44.33	89.20	11.65	7.77
4	100	45°	141.4	25.4	30.30	94.80	11.65	7.77

*Cuadro 5.7. Eficiencias de extracción para gasto de sedimento alto, con un gasto líquido de 150 l/s y un  $Fr = 0.8$*

$\emptyset$ (pulg)	$\emptyset$ (mm)	$\theta$	L (cm)	t (mm)	$G_b$ (gf/s)	E (%)	$Q_t$	W(%)
2 ½	60	90°	100	15.875	68.97	60.94	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	83.06	63.21	4.77	3.18
2 ½	60	90°	100	15.875	59.45	66.93	4.77	3.18
4	100	90°	100	25.4	70.52	72.22	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	68.59	81.40	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	78.49	74.80	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	84.03	68.49	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	83.33	72.80	8.32	5.55
2 ½	60	45°	141.4	15.875	77.40	67.60	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	86.81	67.80	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	85.62	63.80	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	73.96	72.00	6.05	4.03
2 ½	60	45°	141.4	15.875	58.96	64.00	6.05	4.03
4	100	45°	141.4	25.4	61.43	81.80	11.65	7.77
4	100	45°	141.4	25.4	61.58	74.20	11.65	7.77
4	100	45°	141.4	25.4	66.23	78.00	11.65	7.77
4	100	45°	141.4	25.4	69.44	78.20	11.65	7.77
4	100	45°	141.4	25.4	69.06	79.80	11.65	7.77

Para analizar los resultados de los cuadros 5.6 y 5.7 se obtuvieron tres gráficas que comparan la eficiencia de extracción con respecto al gasto de sedimento para los diferentes diámetros del tubo y ángulos de inclinación. Estas graficas se muestran en las figuras 5.3, 5.4 y 5.5.

En la figura 5.3 se observa que la eficiencia de extracción es mayor en el tubo de 100 mm con respecto al tubo de 60 mm para un mismo gasto sólido independientemente del ángulo de inclinación del tubo de vórtice, de igual manera se observa que para un mismo diámetro de tubo la eficiencia de extracción es mayor para gastos de sedimento bajos que para gastos de sedimento altos independientemente del ángulo de inclinación del tubo de vórtice.

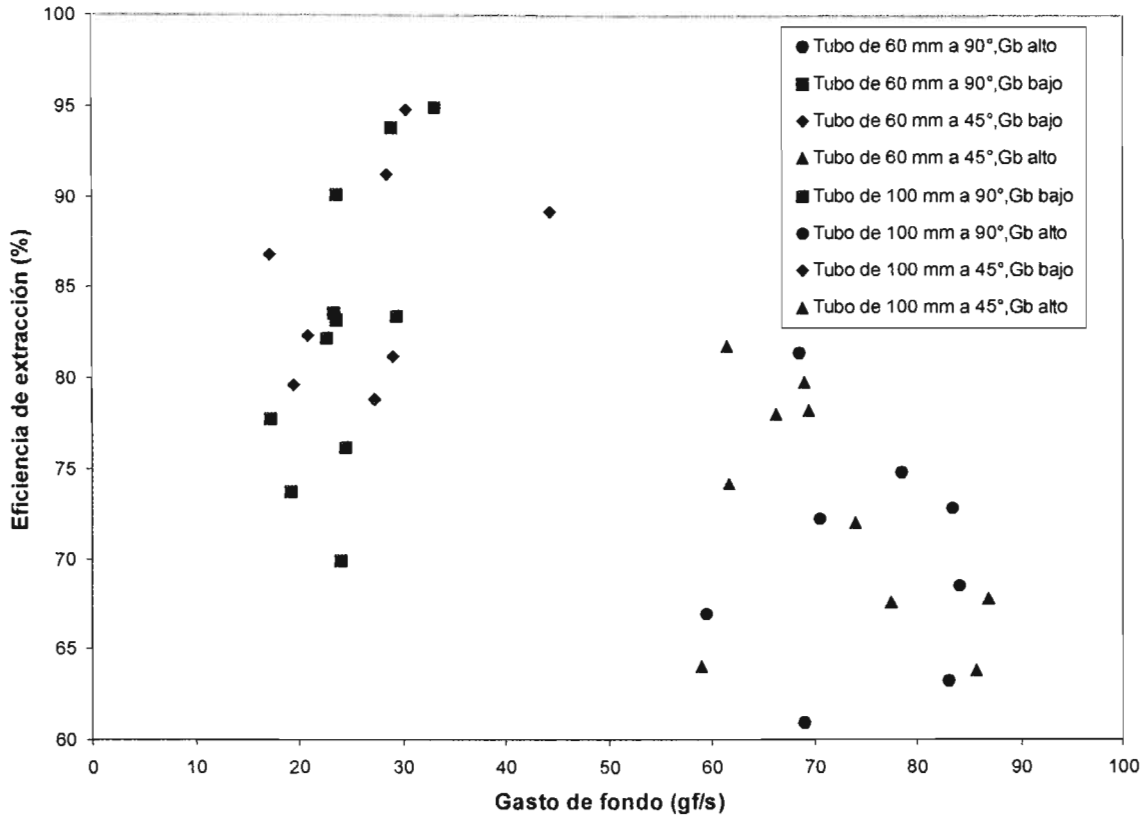


Figura 5.3. Eficiencias de extracción para gastos de fondo bajos y altos.

Las figuras 5.4 y 5.5 se crearon con la finalidad de observar los resultados de la eficiencia de extracción E con respecto al ángulo de incidencia  $\theta$  y determinar en que ángulo se obtiene un mejor funcionamiento del tubo de vórtice. En la figura 5.4 y 5.5 se observa que para un mismo diámetro, la eficiencia de extracción es un poco mayor en el tubo colocado a 45° con respecto al de 90°, pero si se observan los resultados de los cuadros 5.6 y 5.7 la relación de extracción W es mayor también y desde el punto de vista de ahorrar agua es preferible utilizar el tubo de vórtice colocado a un ángulo de 90°.



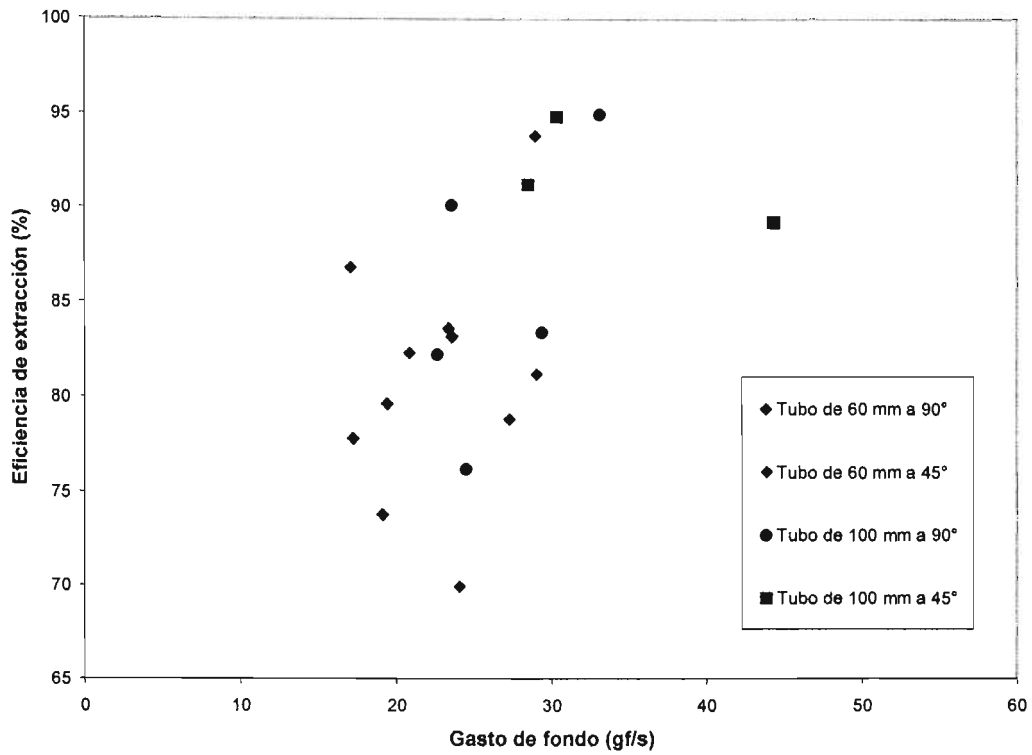


Figura 5.4. Eficiencias de extracción para gastos de fondo bajos.

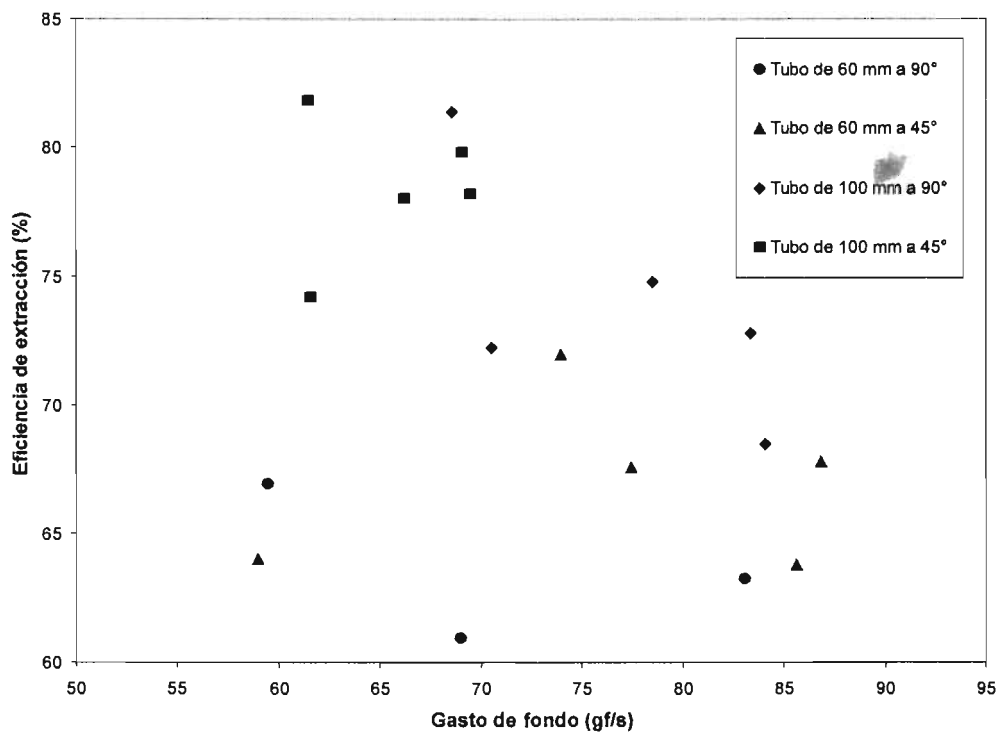
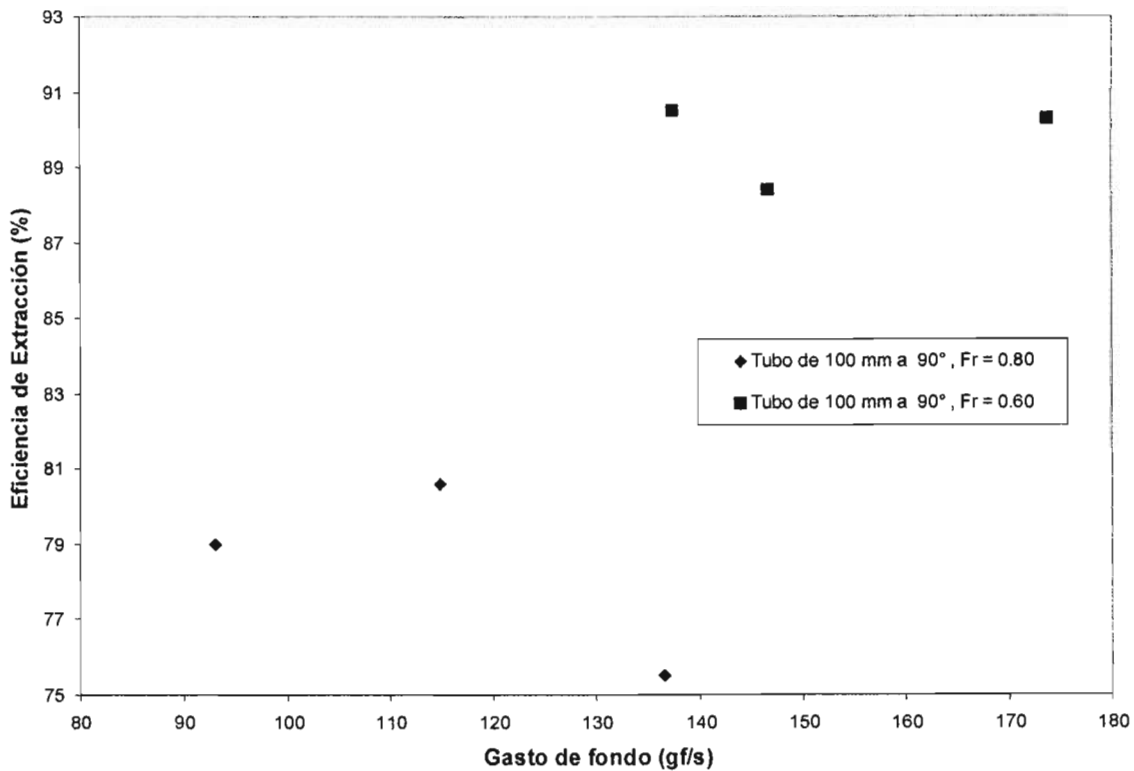


Figura 5.5. Eficiencias de extracción para gastos de fondo altos.

Se realizaron pruebas adicionales a las planeadas originalmente, para observar el comportamiento del desarenador flúidico para gastos de sedimento de 136 gf/s en promedio para dos condiciones de Froude, los resultados se muestran en el cuadro 5.8 y en la figura 5.6.

*Cuadro 5.8. Eficiencias de extracción para Froude de 0.8 y 0.6 con gasto de sedimento medio de 136 gf/s*

$\emptyset$ (pulg)	$\emptyset$ (mm)	$\theta$	L (cm)	t (mm)	$G_b$ (gf/s)	E (%)	Fr	$Q_t$	$Q_t$	W(%)
4	100	90°	100	25.4	114.81	80.60	0.80	150	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	93.02	79.00	0.80	150	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	136.61	75.50	0.80	150	8.32	5.55
4	100	90°	100	25.4	173.61	90.30	0.60	100	10.08	10.08
4	100	90°	100	25.4	146.63	88.40	0.60	100	10.08	10.08
4	100	90°	100	25.4	137.36	90.50	0.60	100	10.08	10.08



*Figura 5.6. Eficiencias de extracción para gastos de fondo altos y números de Froude de 0.8 y 0.6*

---

En el cuadro 5.8 y en la figura 5.6 se observa que la eficiencia de extracción es mayor para el número de Froude de 0.60 que para el de 0.80. Al realizar las pruebas con números de Froude de 0.60 se observa que el sedimento se acumula en la entrada del canal después de un cierto lapso de tiempo. Esta acumulación forma una cama de espesor pequeño en la cual las partículas de menor tamaño son arrastradas a mayor velocidad que las partículas de arena de mayor diámetro. Lo anterior provoca que la concentración de sedimentos en la zona en que se encuentra instalado el tubo de vórtice disminuya aumentando por tanto la eficiencia de extracción. También se observa que para las pruebas con números de Froude de 0.60 la relación de extracción  $W$  es igual a 10.08% comparado con el 5.55% para números de Froude de 0.80 en estas pruebas adicionales.

Los resultados de los experimentos indican que con los desarenadores fluido de tubo de vórtice se pueden lograr eficiencias de atrapamiento de hasta un 94.9% con una relación de extracción no mayor al 10%, siempre y cuando se tengan las condiciones necesarias para tener un número de Froude de 0.80. Con esto la posibilidad de construir este tipo de dispositivos como una medida para el control de los sedimentos en los ríos de planicie debe considerarse como una alternativa viable. Resulta evidente que la factibilidad de su instalación en campo deberá evaluarse para cada caso en particular.

Para números de Froude menores se provocaría una acumulación de sedimentos aguas arriba de la zona donde se encuentra el tubo de vórtice. Esto debido a que el arrastre de sedimentos es más lento y solamente los granos finos de sedimento son arrastrados mientras los más gruesos se acumulan formando una capa de sedimento que paulatinamente reducirá la capacidad de conducción del canal.

---

## 6. EJEMPLO DE APLICACIÓN POTENCIAL A ESCALA REAL

Este ejemplo muestra los cálculos para el caso cuando se planea un canal de gasto moderado y se esperan problemas de sedimentación.

No hay datos medidos para las condiciones en el canal, por lo que el diseño se basa sobre una pequeña cantidad de datos, y un gran número de predicciones. Algunas de las predicciones, notablemente la curva granulométrica del material del fondo del canal y las relaciones de transporte, son solamente aproximadas.

Para predecir la eficiencia de atrapamiento se utilizan las tablas de diseño las cuales se pueden consultar en *Design manual for canal sediment extractors, volumen II, 1993*. Dichas tablas son para las siguientes condiciones:

- Temperatura = 20° C
- Gravedad específica del sedimento = 2.65
- Extracción uniforme del agua a través del canal

si estas condiciones no se tienen, entonces las predicciones de eficiencia de atrapamiento se pueden ajustar usando las siguientes aproximaciones:

1) Temperatura. Las eficiencias de atrapamiento predichas se incrementan con el aumento de la temperatura del agua; aumente 3% la eficiencia de atrapamiento por cada 5° C de incremento en la temperatura del agua sobre los 20° C. De manera similar disminuya 3% la eficiencia de atrapamiento pronosticada por cada 5° C de decremento en la temperatura del agua por debajo de los 20° C.

2) Gravedad específica del sedimento,  $S_g$ . Las tablas fueron preparadas con un valor de la gravedad específica de 2.65; la mayoría de los sedimentos clasificados como arena tienen este valor. Sin embargo,  $S_g$  puede ser tan alto como 3.0, en tales casos agregue 4% a las eficiencias de atrapamiento pronosticadas. De manera semejante si  $S_g = 2.30$  reste 5% a las

---

eficiencias de atrapamiento pronosticadas. El ajuste para valores intermedios de  $S_g$  se obtiene mediante interpolación lineal entre estos valores.

3) Desarenadores de tubo de vórtice que no extraen el agua uniformemente a través del ancho del canal, y con extracción desigual reducen levemente las eficiencias de atrapamiento. El efecto para tubos con una relación longitud a diámetro de 6 o menos, es insignificante. Si  $L/d$  es igual a 10, su máximo valor recomendado, las eficiencias de atrapamiento pronosticadas de las tablas se deben reducir por 4%. Si  $L/d = 8$ , reducir eficiencias pronosticadas por 2%.

Los datos que se utilizan para el desarrollo de este ejemplo son del río Papaloapan en la sección Chacaltianguis, y en el anexo C se muestran los análisis realizados para obtener las curvas elevaciones gastos, el registro de gastos y la curva granulométrica del material del fondo.

Considérese que el canal principal desvía agua de un río con las siguientes características:

Pendiente media del fondo:	0.00062
Ancho medio:	300 m
Curva elevaciones gastos:	mostrada en la figura 6.1
Registro de gastos:	mostrada en la figura 6.2
Curva granulométrica del material de fondo:	mostrada en la figura 6.3
Peso específico del sedimento:	2.65
Temperatura media del agua:	20°C

La información de diseño para el canal principal es la siguiente:

Gasto de operación típico:	8 m <sup>3</sup> /s
Pendiente:	0.000275
Ancho de fondo:	6 m
Talud:	1:1.5
Tirante ( $n = 0.025$ ):	1.44 m

La vista en planta del trazado propuesto se muestra en la figura 6.4. Se propone un vertedor bastante alto para producir un nivel de agua alto en el canal principal; la elevación de diseño de la superficie del agua en el canal justo aguas abajo de las compuertas de la toma es 93.1 m.

CURVA ELEVACIONES-GASTOS (ESTACIÓN CHACALTIANGUIS)

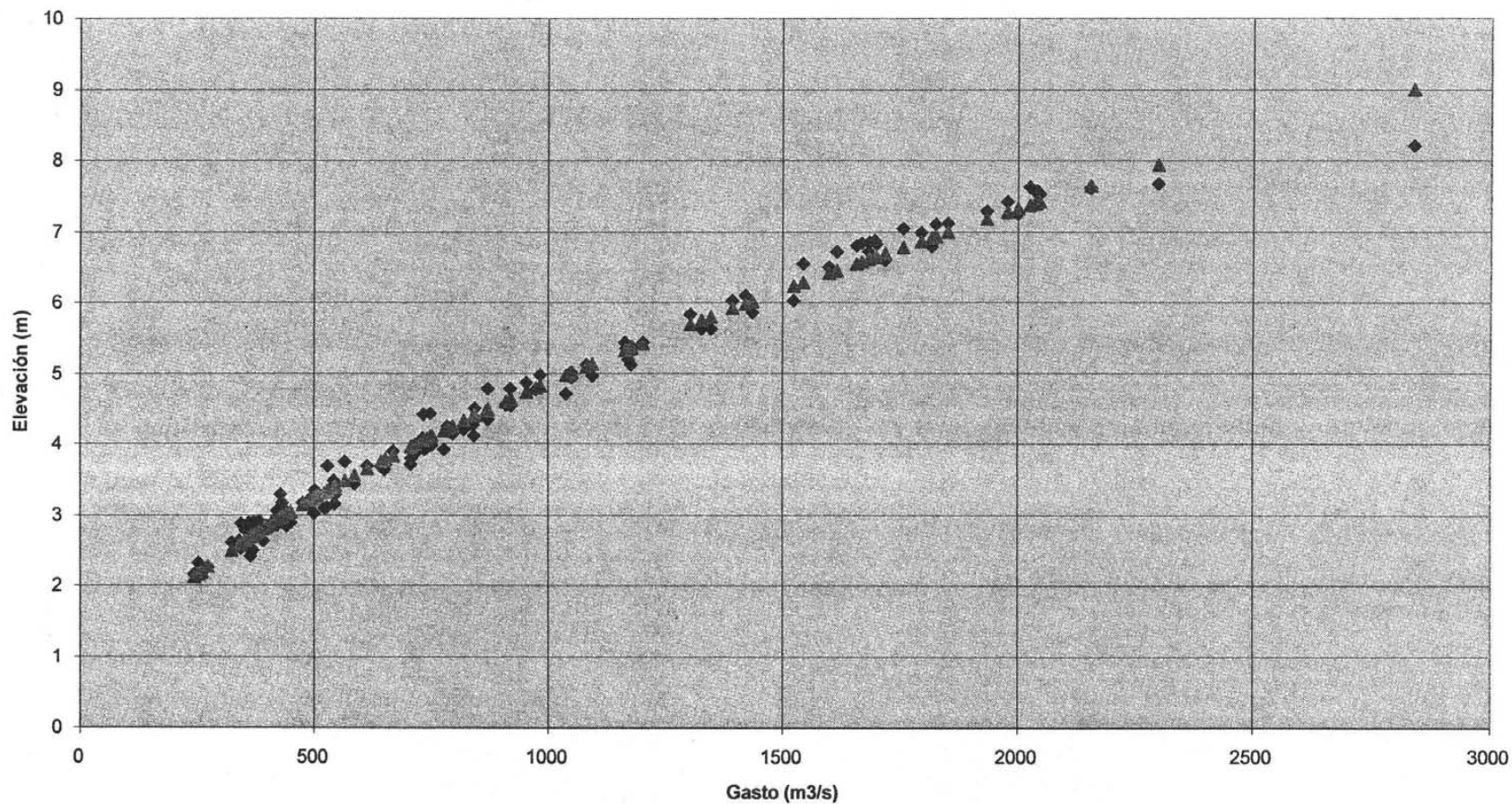


Figura 6.1 Curva Elevaciones-Gasto en la sección Chacaltianguis

Registro de gastos en el río (1996)

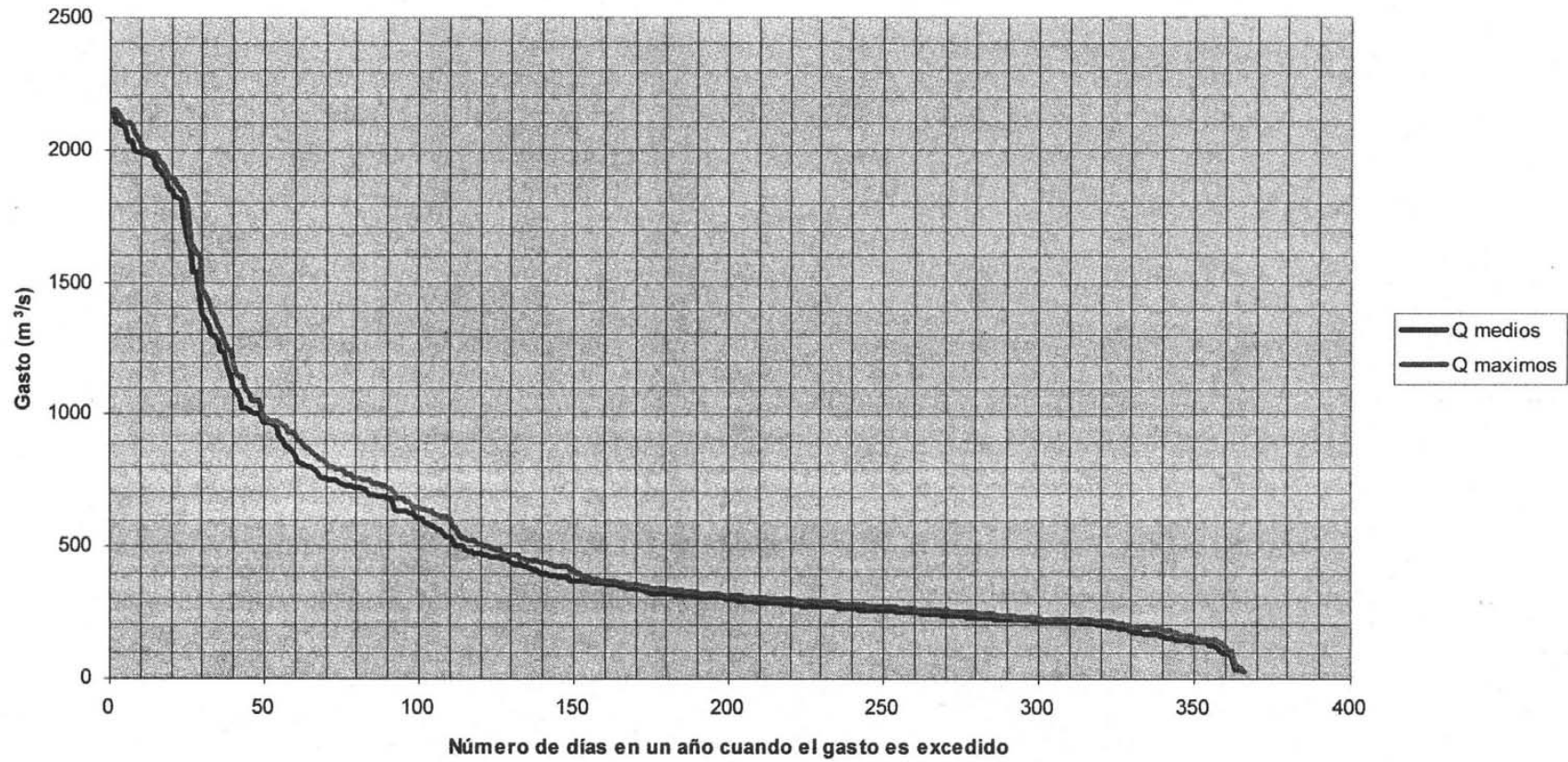
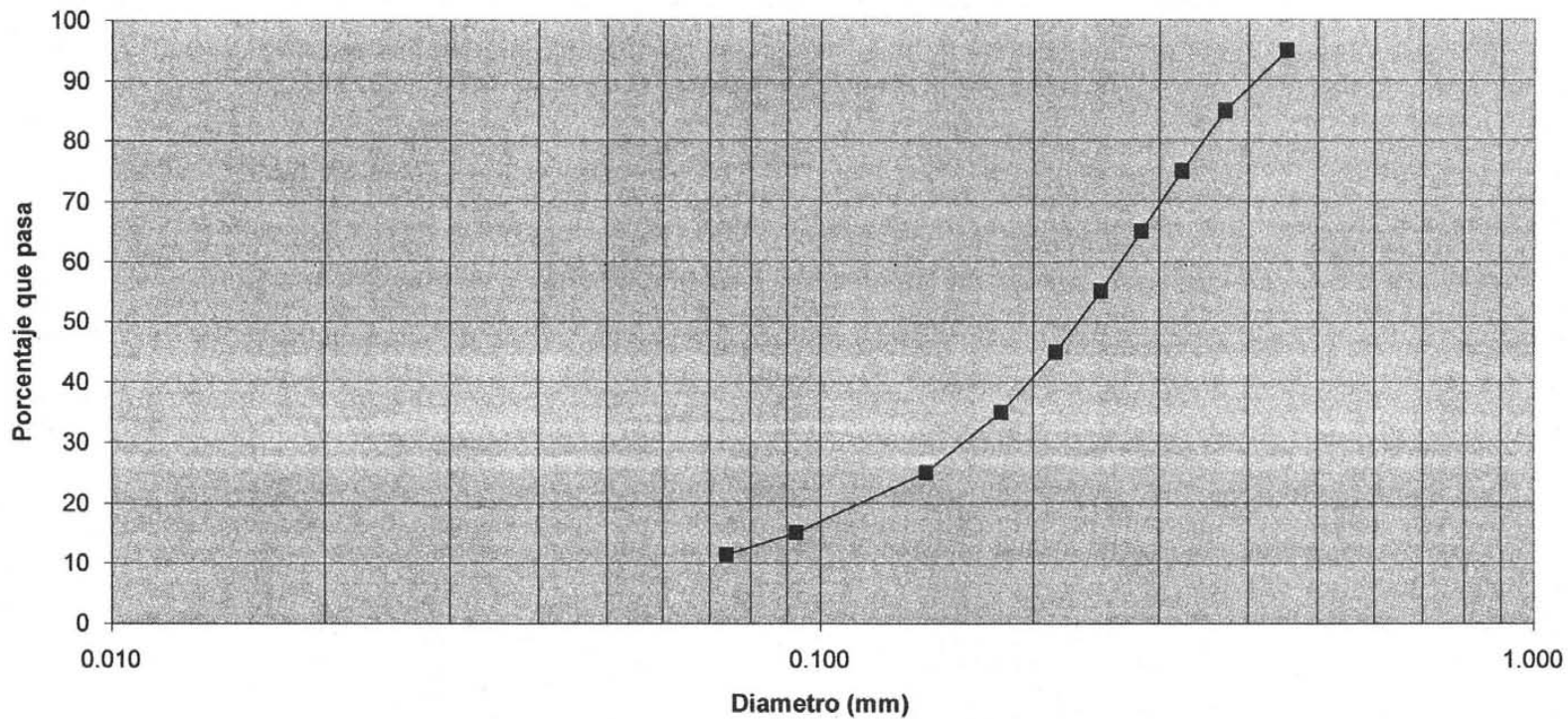


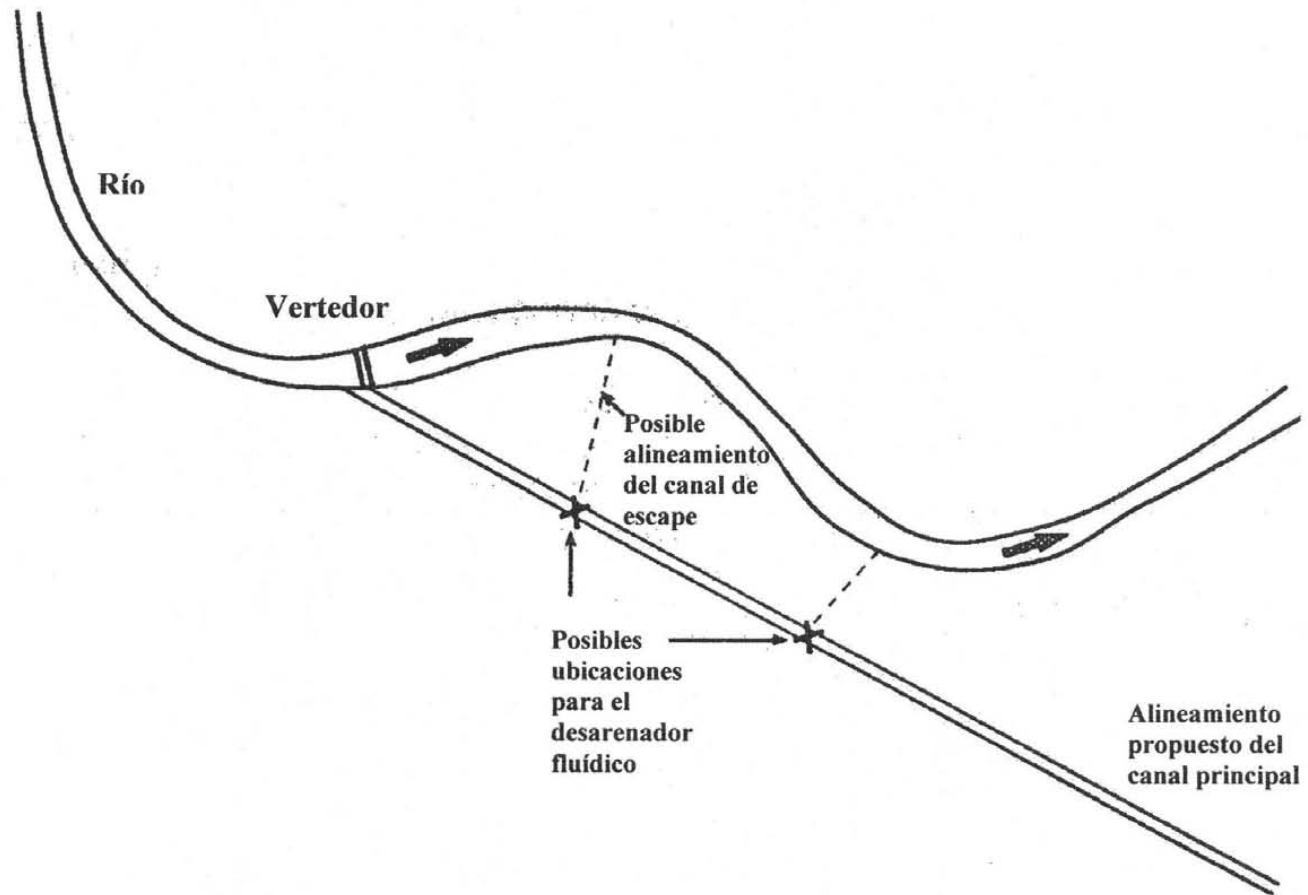
Figura 6.2 Registro de gastos en la sección Chacaltianguis





*Figura 6.3 Curva granulométrica del material de fondo en la sección Chacaltianguis*





*Figura 6.4 Vista en planta del trazado propuesto*

---

## 6.1 Tamaño de los granos de sedimento

Los tamaños de los granos del material del fondo del canal no están disponibles porque no se ha construido el canal, y por lo tanto deben pronosticarse usando el método descrito en el anexo D.2

El método para calcular  $D_{\max}$ , el tamaño de grano más grande en el fondo del canal bajo condiciones de diseño, se describe a continuación. Primero se calcula el máximo tamaño de sedimento que se puede transportar en el canal.

Datos conocidos:

$$T = 20^{\circ}\text{C}$$

$$S_g = 2.65$$

$$\nu = 1.016 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$S = 0.000275$$

$$h = 1.44 \text{ m (obtenida a partir de la ecuación de Manning)}$$

$$\text{Suposición inicial } \theta_{cr} = 0.055$$

Se calcula:

$$\alpha = 0.001 \left[ \frac{(S_g - 1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} = 25.0297$$

$$\beta = \frac{S \cdot h}{0.001(S_g - 1)} = 0.24$$

$$D_{\max T} = \frac{\beta}{\theta_{cr}} = 4.36 \text{ mm}$$

$$D_{gr} = \alpha \cdot D_{\max T} = 109.22$$

$$\theta_{cr} = 0.013(D_{gr})^{0.29} = 0.0507$$

Por un proceso de iteraciones se obtiene:

Cuadro 6.1 Cálculo de  $D_{max}$

$D_{max}$ (mm)	$D_{gr}$	$\theta_{cr}$	Diferencia
4.73	118.47	0.0519	0.121
4.62	115.71	0.05156	0.035
4.65	116.50	0.05166	0.010
<b>4.65</b>	116.27	0.05163	0.0029

Por lo que  $D_{max} = 4.65$  mm.

Debido a que la toma se localiza sobre la curva exterior del río, alguna carga de fondo podría excluirse, tal y como se discutió en el tema 4.5 del capítulo 4. Consecuentemente, el  $D_{90}$  del material en transporte en el río debe determinarse. (Se asume en el anexo D.2 que localizar una toma sobre la curva exterior limita el tamaño máximo de sedimento que entra en el canal al  $D_{90}$  del sedimento en transporte en el río). Los cálculos para obtener la curva granulométrica del material en transporte en el río son llevados a cabo usando el método descrito en el anexo D.1; en el cuadro 6.2 se muestran los resultados. La curva granulométrica derivada de los cálculos se muestra en la figura 6.5

Cuadro 6.2. Cálculo de la curva granulométrica del material en suspensión para un río

Tamaño del grano del material del fondo mm	Rtr	Peso Rtr	Proporción en transporte (Ptr)	Proporción acumulativa en transporte	curva granulométrica del material en transporte (%)	
D1	-					
D3	-					
D5	-					
D7	-					
D9	-					
D15	0.093	178.28	17.83	0.466	0.466	23.3
D25	0.141	71.16	7.12	0.186	0.652	55.9
D35	0.180	41.92	4.19	0.110	0.762	70.7
D45	0.215	28.51	2.85	0.075	0.837	79.9
D55	0.249	20.75	2.07	0.054	0.891	86.4
D65	0.284	15.59	1.56	0.041	0.932	91.1
D75	0.323	11.78	1.18	0.031	0.963	94.7
D85	0.371	8.68	0.87	0.023	0.985	97.4
D95	0.453	5.62	0.56	0.015	<b>1.000</b>	99.3

Ttr= 38.23

Graficando los valores de la columna 2 con los de la columna 7 del cuadro anterior, se obtiene la curva granulométrica del material en suspensión en el río. Del gráfico se observa que  $D_{90}$  es aproximadamente 0.28 mm.

---

El  $D_{\max}$  se elige como el más pequeño de dos posibles valores, el tamaño de grano máximo que puede transportar el canal (4.65 mm) o el valor del  $D_{90}$  en transporte en el río (0.28 mm). Por lo tanto el  $D_{\max}$  toma el valor de 0.28 mm.

Como se explica en el anexo D.2.3, 0.28 mm representa el  $D_{64}$  del material de fondo del río, y por consiguiente  $N = 64$

$D_0$ en el fondo del canal es $D_0$ en el fondo del río:	-
$D_{10}$ en el fondo del canal es $D_{6.4}$ en el fondo del río:	-
$D_{20}$ en el fondo del canal es $D_{12.8}$ en el fondo del río:	0.079
$D_{30}$ en el fondo del canal es $D_{19.2}$ en el fondo del río:	0.115
$D_{40}$ en el fondo del canal es $D_{25.6}$ en el fondo del río:	0.144
$D_{50}$ en el fondo del canal es $D_{32}$ en el fondo del río:	0.169
$D_{60}$ en el fondo del canal es $D_{38.4}$ en el fondo del río:	0.192
$D_{70}$ en el fondo del canal es $D_{44.8}$ en el fondo del río:	0.214
$D_{80}$ en el fondo del canal es $D_{51.2}$ en el fondo del río:	0.236
$D_{90}$ en el fondo del canal es $D_{57.6}$ en el fondo del río:	0.258
$D_{100}$ en el fondo del canal es $D_{64}$ en el fondo del río:	0.280

De aquí se obtiene la curva granulométrica de carga de fondo del canal.

La curva granulométrica del material de fondo en el canal (pronosticada) así como la curva del material en suspensión en el río se muestran en la figura 6.5

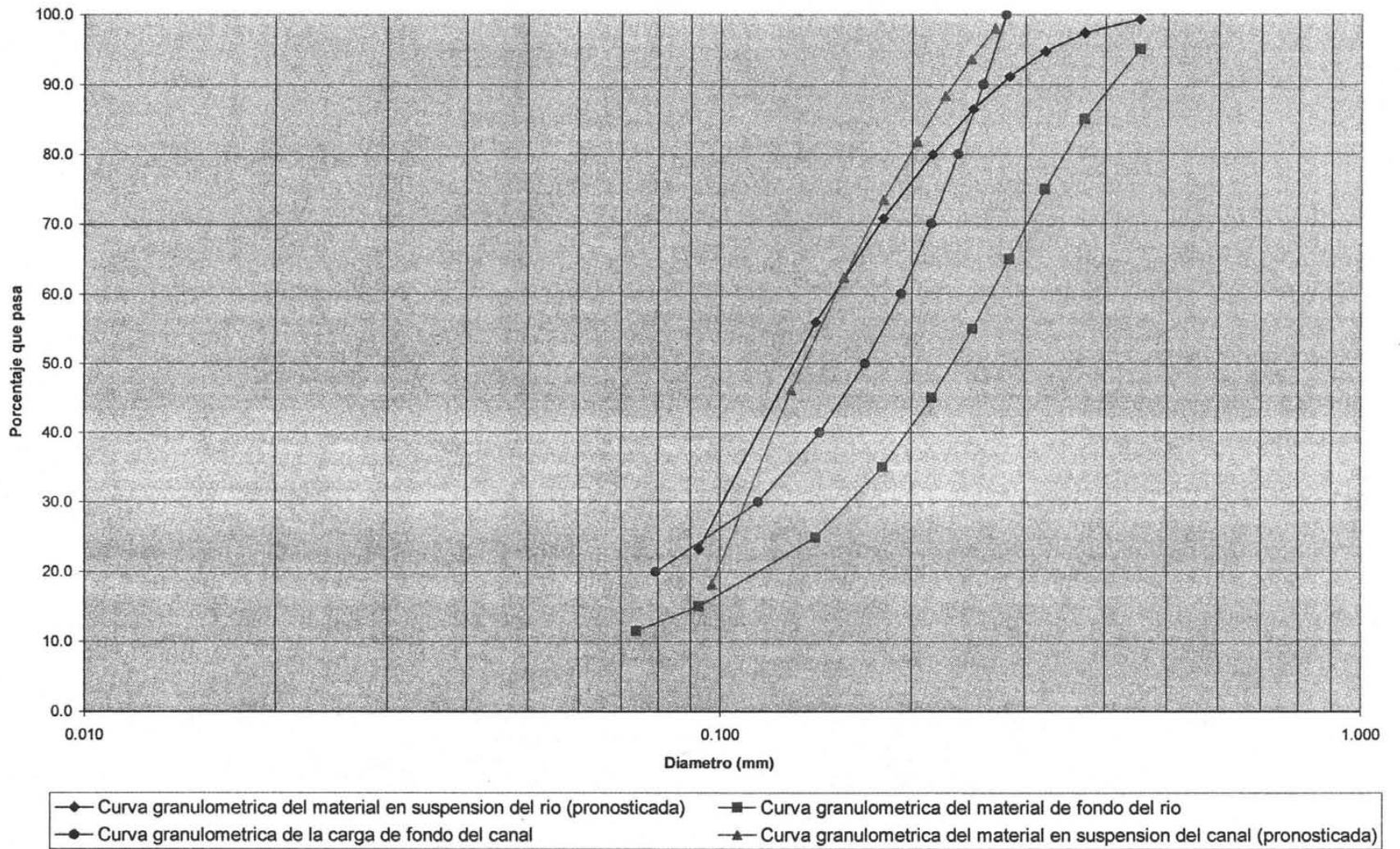


Figura 6.5 Vista en planta del trazado propuesto

---

## 6.2 Funcionamiento requerido del desarenador

Una vez que se han obtenido los tamaños de los granos del material de fondo del canal, se procede a realizar el cálculo del funcionamiento requerido del desarenador. Primeramente se necesita estimar la capacidad de transporte de sedimento del canal. Para ello se utilizan el método de Van Rijn para predecir fricción y el método de Engelund y Hansen para predecir el transporte de sedimento y de esta forma estimar la capacidad de transporte del canal. (Ver anexo E.1, para la razón de esta selección).

Los cálculos se realizan para el canal principal con su gasto típico de operación de 8 m<sup>3</sup>/s.

El tirante del canal se pronostica usando la fórmula de fricción de van Rijn. El método obtiene la pendiente a partir del tirante, velocidad y tamaño de partículas, y se requieren algunas iteraciones para obtener el tirante que proporciona la pendiente de diseño. La primera aproximación para el tirante es 1.44 m, y el valor de diseño se obtiene siguiendo la metodología mostrada en el anexo E.2

De la curva granulométrica del material de fondo en el canal (pronosticada) mostrada en la figura 6.5 se tiene que  $D_{50} = 0.169$  mm y  $D_{90} = 0.258$  mm

$$u = \text{gasto/area} = 0.681 \text{ m/s}$$

$$D_{gr} = 4.278600447$$

$$\theta_{cr} = 0.055219812$$

$$u_{Cr}^* = 0.0123 \text{ m/s}$$

$$r = 1.049893359$$

$$C' = 75.82$$

$$u_*' = 0.0281 \text{ (m/s)}$$

$$T_s = 4.23$$

$$\Delta = 0.1916$$

---

$$\Psi = 0.0181$$

$$k_s = 0.0776 \text{ m}$$

$$C = 39.78$$

$$u^* = 0.0563 \text{ m/s}$$

$$S = 0.000279$$

La pendiente de diseño es 0.000275, por lo que la primera aproximación es casi la correcta.

Un tirante ligeramente más grande debe intentarse para reducir la pendiente:

$$\text{Con } h = 1.48 \text{ m}$$

$$\text{Se tiene } u = 0.658$$

$$\text{Obteniéndose } S = 0.000252$$

La segunda estimación es cercana también al valor de pendiente requerido por lo que para obtener la respuesta se realiza una interpolación entre los dos valores de h.

$$\text{Obteniéndose } h = 1.446 \text{ m para } S = 0.000275 \text{ y } Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$$

El tirante obtenido,  $h = 1.446 \text{ m}$  implica:

$$u = 0.677 \text{ m/s}$$

$$u^* = 0.0624 \text{ m/s}$$

y de la ecuación de transporte de sedimentos de Engelund y Hansen (ver anexo E.2) , se obtiene:

$$X_{ch} = 340.82 \text{ ppm}$$

Para este ejemplo ésta es la mejor estimación de la capacidad de transporte de sedimentos del canal principal.

---

HR Wallingford usa el mismo par de métodos para pronosticar las concentraciones de sedimentos en el río. En este caso los cálculos deben llevarse a cabo para un rango de gastos del río. Un resumen de los cálculos se muestra en el cuadro 6.3

La localización de la toma en el exterior de la curva del río podría reducir las concentraciones de sedimento que entran en el canal, pero este efecto es difícil de cuantificar. Por lo que se utiliza la hipótesis conservadora que las concentraciones de sedimento que entran en el canal son iguales que las del río.

El siguiente paso es calcular la concentración media anual de sedimento que entra al canal. Esta se muestra en el cuadro 6.4, el cálculo es para un año promedio. En algunos sistemas se debería usar un cálculo promedio por temporada, pero en este caso se puede tolerar alguna sedimentación temporal en la toma del canal. Se asume que el sedimento podría depositarse durante época de avenidas en la temporada de lluvias (wet season) y ser removida durante periodos de flujos bajos.

Los cálculos dan 1416 ppm como la concentración media que entra al canal.

Por lo tanto:

$$X_r = \frac{\text{concentracion de sedimento que puede transportarse}}{\text{concentracion de sedimento que entra en el canal}}$$

$$X_r = X_{ch}/1416$$

$$X_{ch} = 340.82 \text{ ppm}$$

$$X_r = 0.24$$



*Cuadro 6.3 Calculo de concentraciones de sedimento pronosticadas en el rio  
(condiciones:  $D_{50} = 0.232$  mm,  $D_{90} = 0.412$  mm,  $S_g = 2.65$ )*

Gasto en el río (m <sup>3</sup> /s)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente pronosticada (van Rijn)	Transporte de sedimento pronosticado (Engelund y Hansen) (ppm)
30.5	0.254	0.4003	0.000421	218
	0.240	0.4236	0.000547	
	0.2318	0.4385	0.000637	
	0.2334	0.4356	0.000619	
	0.2333	0.4358	0.000620	
200	0.800	0.8333	0.000570	783
	0.750	0.8889	0.000672	
	0.7755	0.8597	0.000618	
	0.7746	0.8606	0.000620	
500	1.000	1.6667	0.000544	1759
	0.900	1.8519	0.000763	
	0.9651	1.7269	0.000609	
	0.9606	1.7351	0.000619	
	0.9599	1.7363	0.000620	
1000	1.800	1.8519	0.000331	2834
	1.600	2.0833	0.000483	
	1.419	2.3498	0.000709	
	1.490	2.2370	0.000606	
	1.4804	2.2516	0.0006188	
	1.4795	2.2530	0.000620	
1600	2.500	2.1333	0.000298	3914
	2.000	2.6667	0.000606	
	1.978	2.6965	0.000628	
	1.986	2.6852	0.000620	
	1.98609	2.6853	0.0006200	
2200	2.500	2.9333	0.000563	4869
	2.400	3.0556	0.000642	
	2.428	3.0208	0.000619	
	2.426	3.0228	0.000620	
	2.42595	3.0229	0.0006200	

*Cuadro 6.4 Promedio anual de concentraciones de sedimento que entran al canal*

Número de días por año	Gasto en el río (m <sup>3</sup> /s)	Concentración de sedimento en el río (ppm)	Gasto en el canal (m <sup>3</sup> /s)	Millones de toneladas de agua entrando al canal	Toneladas de sedimento entrando al canal
5	2100.46	4711	8	3.5	16281
5	2018.64	4580	8	3.5	15830
10	1894.00	4382	8	6.9	30289
30	986.25	2805	8	20.7	58156
50	645.30	2072	8	34.6	71597
50	411.00	1470	8	34.6	50796
50	314.71	1157	8	34.6	39971
50	273.00	1021	8	34.6	35281
50	227.00	871	8	34.6	30109
66	30.50	218	8	45.6	9931
Total: 366			Total:	253.0	358239

Concentración media total =  $358239/253 = 1416$  ppm

---

### 6.3 Predicción del funcionamiento del desarenador

Todos los parámetros necesarios para predecir la eficiencia de atrapamiento se han determinado excepto el tirante en el canal aguas arriba del desarenador. El tirante y la pendiente en el tramo del canal aguas arriba del desarenador no puede asumirse como sus valores de diseño, ellos se determinan a partir del gasto de entrada, tamaños y concentración de sedimento.

En este caso se necesita predecir el tirante requerido para transportar 1416 ppm que entran al canal.

Se puede usar la técnica rápida mostrada en el anexo F.

Primera aproximación:  $h = 1.44$  m

$$C_{lt} = 4.548$$

$$R_{hd} = 0.7291$$

$$b_m = 8.160$$

Por lo tanto  $h = 1.108$  m

Después de tres iteraciones el calculo converge a  $h = 1.136$  m

Si se requieren cálculos más largos usando un predictor de fricción aluvial entonces se debe adoptar un método de prueba y error. Se usan aquí el predictor de fricción aluvial van Rijn y la ecuación de transporte de sedimento de Engelund-Hansen. Los cálculos se muestran en el cuadro 6.5. La primera aproximación para el tirante inicial es el obtenido por la técnica rápida, redondeado es 1.14 m.

Cuadro 6.5 Cálculo de pendiente y tirante requerido para transportar concentración de sedimento que entra en el canal (Gasto = 8 m<sup>3</sup>/s, ancho de fondo = 6, talud = 1.5, D<sub>50</sub> = 0.169 mm, D<sub>90</sub> = 0.258 mm)

Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Pendiente pronosticada	Transporte de sedimento pronosticado (objetivo = 1416 ppm)
1.12	0.930	0.000595388	1313.659
1.10	0.951	0.000620731	1416.610
1.101	0.950	0.000619455	1411.326
1.1001	0.951	0.000620603	1416.081

Los tirantes pronosticados por los dos métodos son similares, y puede usarse cualquiera.

Los pasos requeridos para determinar la eficiencia de atrapamiento a partir de las tablas generadas por HR Wallingford para el diseño de este dispositivo son los siguientes:

- 1) Calcular la relación de tamaños de sedimento para el material de fondo del canal:

$$\text{Relación de tamaños: } D_{50}/D_{10}$$

- 2) Calcular el gasto por metro de ancho (m<sup>2</sup>/s) del flujo aguas arriba del desarenador:

$$\text{gasto por m de ancho} = \frac{\text{gasto en el canal (m}^3/\text{s)}}{\text{ancho medio (m)}}$$

- 3) Calcular el número de Froude, Fr, del flujo aguas arriba del desarenador:

$$Fr = \frac{\text{velocidad media}}{\sqrt{(g)(\text{tirante})}}$$

donde:

$$\text{velocidad media} = \frac{\text{gasto en el canal (m}^3/\text{s)}}{\text{ancho medio (m)} * \text{tirante (m)}}$$

- 4) Usar las tablas *Design Manual for Sediment Extractors Vol. 3*

Realizando los cálculos indicados se tiene:

Relación de tamaños:

$$D_{50}/D_{10} = 0.169/0.074 = 2.28$$

---

Cabe aclarar que se tomó  $D_{10} = 0.074$  mm, debido a que 0.074 mm es el límite inferior de las arenas y para la curva obtenida no se tiene  $D_{10}$

El tirante calculado en el canal se toma como 1.10 m, y por lo tanto:

Área =  $8.42 \text{ m}^2$   
ancho medio = 7.65 m  
gasto por m de ancho =  $1.05 \text{ m}^2/\text{s}$   
Número de Froude = 0.289

Como  $D_{50}$  es menor que 0.35 mm y  $D_{50}/D_{10}$  es menor que 2.5 se pueden usar las tablas para pronosticar el material de fondo. La tabla más cercana para  $D_{50}$  y la relación de tamaños se muestra en el anexo G.1 donde:  $D_{50} = 0.15$  mm,  $D_{50}/D_{10} = 2.5$

Para la predicción inicial de la eficiencia de atrapamiento, se toman eficiencias para  $F_r = 0.30$  y gasto por m de ancho igual a  $1.0 \text{ m}^2/\text{s}$ . Los resultados del análisis se muestran en el cuadro 6.6 y en la figura 6.6

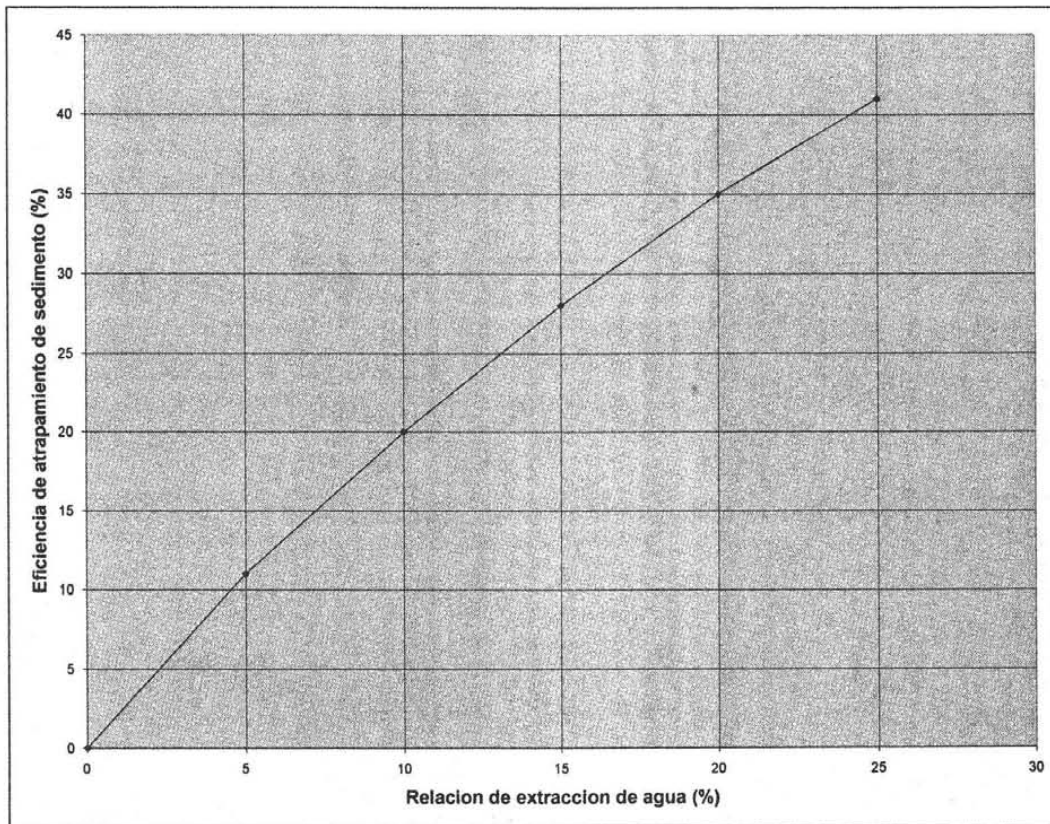
*Cuadro 6.6 Resultados obtenidos a partir del anexo G.1*

Relación de extracción (%)	Eficiencia de atrapamiento (%)
0	0
5	11
10	20
15	28
20	35
25	41

La eficiencia de atrapamiento requerida es aproximadamente:

$$(1 - X_r) * 100 = 76\%$$

Se espera que el efecto del desarenador de reducir los tamaños de sedimentos aguas abajo del desarenador incrementen la capacidad de transporte del canal, y por consiguiente reduzca la eficiencia de atrapamiento requerida.



*Figura 6.6 Relación de extracción y eficiencia de extracción*

Se elige para el diseño la relación de extracción de 25%, el cual podrá suministrar una eficiencia de atrapamiento alrededor de 41%. La eficiencia de atrapamiento requerida es de 76% pero se requiere aumentar el caudal de ingreso al canal y la sección del canal y realizar una revisión detallada.

Podrían hacerse cálculos para revisar el diseño considerando el efecto recién descrito y el de incrementar el gasto desviado al canal a fin de operar el desarenador. Sin embargo, en este caso la exactitud de las predicciones de las curvas granulométricas del material de fondo del canal, y de las concentraciones de sedimento que entran en el canal, probablemente no justifiquen la gran cantidad de trabajo adicional que podría conllevar. (Usuarios con acceso al software DACSE pueden llevar a cabo estos cálculos rápidamente, y así esta limitación no aplica).

---

Para este ejemplo se asume que agua adicional puede desviarse para operar el desarenador, y así el gasto de operación típico que entra al canal sería de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  cuando la relación de extracción es 25%. Se decidió esto para incrementar el ancho del canal en el tramo aguas arriba del desarenador a 7 m para acomodar este flujo adicional. Incrementando la cantidad de agua desviada del río de 8 a  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  se obtiene que la concentración media de sedimento que entra al canal se mantiene en 1416 ppm.

El tirante y la pendiente de la superficie del agua para el tramo aguas arriba del desarenador puede recalcularse para el nuevo gasto de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cuando se usa el método simple, se obtiene un tirante de 1.205 m y una pendiente de 0.000357. El cálculo completo usando la ecuación de fricción de van Rijn y la ecuación de transporte de sedimento de Engelund y Hansen da un tirante de 1.15 m y una pendiente de 0.000593. La diferencia entre los dos métodos es grande, sin embargo; como los últimos valores obtenidos se basan sobre un predictor más que un valor de fricción asumido, ellas serán usadas para los cálculos subsecuentes.

#### **6.4 Localización del desarenador y longitud de adaptación**

El primer paso dirigido a determinar la longitud de adaptación para el funcionamiento máximo del desarenador, es la estimación de la curva granulométrica en transporte (en suspensión) para el canal. Esta se obtiene a partir de la curva granulométrica de fondo usando el método detallado en el anexo D.1 y los resultados obtenidos se muestran en la figura 6.5 donde se observa que el  $D_{50}$  es 0.136 mm.

Se conoce que en la toma del canal aplican las siguientes condiciones:

Gasto =  $10 \text{ m}^3/\text{s}$   
Ancho del fondo = 7 m  
Tirante = 1.15 m

A partir de estos datos obtenemos:

Descarga por m de ancho =  $1.15 \text{ m}^2/\text{s}$   
Número de Froude = 0.30

---

Para un diámetro de sedimento de 0.14 mm y número de Froude de 0.30, el anexo G.2 muestra que la longitud de adaptación para un gasto por unidad de ancho de  $1.15 \text{ m}^2/\text{s}$  es aproximadamente 257 m (dicho valor se obtuvo por interpolación lineal).

En este caso la eficiencia de atrapamiento se maximiza y una localización muy cercana a 257 m de las obras de captación no debe considerarse. La primera localización posible es entonces la mostrada en la figura 6.4 a aproximadamente 270 m de las obras de captación. Relativamente poco crecimiento en el canal aguas arriba del desarenador es probable, pero el canal de escape es de 150 m de longitud aproximadamente. El segundo lugar posible es a 500 m de las obras de captación, con un canal de escape de 100 m de longitud.

El efecto del depósito de sedimento aguas arriba del desarenador en levantar los niveles del agua en la cabecera del canal se debe calcular. La pendiente original de diseño del canal es 0.000275. Con un nuevo gasto aguas arriba del desarenador de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , un ancho de fondo de 7 m y una concentración de sedimento de entrada de 1416 ppm, la pendiente superficial del agua obtenida fue de 0.000593.

El incremento del nivel de agua en las obras de captación es:

$$\begin{array}{ll} 270*(0.000593-0.000275) = 0.086 \text{ m} & \text{para el sitio aguas arriba} \\ 500*(0.000593-0.000275) = 0.159 \text{ m} & \text{para el sitio aguas abajo} \end{array}$$

Estos niveles de agua podrían probablemente no ser afectados por depósito de grandes volúmenes de sedimento cerca de la toma, porque  $D_{\text{maxT}}$  excede el máximo tamaño que entra al canal en los cálculos de la curva granulométrica del material de fondo del canal.

Si el incremento del nivel del agua no puede acomodarse entonces es necesario elevar un vertedor a 0.09 (o 0.16 m), o reducir los niveles de diseño del agua aguas abajo del desarenador por 0.09 (o 0.16 m), la última opción se asumió.

La elección final del lugar se define hasta que se realicen los cálculos para el canal de escape.



---

## 6.5 Diseño del tubo de vórtice

En gastos bajos como  $8 \text{ m}^3/\text{s}$ , no debe considerarse la necesidad de desarenadores fluídicos tipo túnel y se procede con el diseño de un tubo de vórtice.

Se realiza un diseño tentativo con un tubo. La máxima diferencia de carga permisible entre el canal principal y el canal de escape no está clara aun, sin embargo, en flujos altos del río parece ser menor de un metro entre el nivel de diseño del agua en el canal y el río aguas abajo del vertedor y también, después de permitir que una pérdida de carga aceptable en el canal de escape parece que la máxima diferencia de carga a través del tubo de vórtice debe ser alrededor de 0.4 m

Para el diseño con un tubo se tiene:

$$L = 7 \text{ m}$$

$$Q_T = 2.5 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (25\% de } 10 \text{ m}^3/\text{s)}$$

Se propone un diámetro de 1.4 m y utilizando los datos del anexo G.3 por interpolación lineal se obtiene que la pérdida de carga a través del tubo es 0.50 m y el  $D_{90\text{max}}$  es 15.85 mm. El máximo tamaño  $D_{90}$  permisible en el canal (15.85 mm) está lejos de exceder su valor pronosticado de 0.26 mm y por consiguiente el tubo no se bloqueará. Este diseño podría por lo tanto ser conveniente, aunque diseños con mas tubos deberían también intentarse.

Con dos tubos se tiene:

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$Q_T = 1.25 \text{ m}^3/\text{s}$$



La pérdida de carga en este caso es 0.513 m cuando el diámetro del tubo es de 1.1 m (se requirió interpolación lineal entre las tablas mostradas en el anexo G.4). La pérdida de carga adicional en la sección cerrada del tubo es:

$$\text{pérdida de carga} = \frac{(7 - 3.5) \times 1.25^2}{346 \times 1.1^5} = 0.00981 \text{ m}$$

Por lo tanto la pérdida de carga total a través del tubo es 0.524 m. Para esta propuesta el  $D_{90\text{max}}$  es de 24.2 mm y está lejos de exceder el valor pronosticado para  $D_{90}$ .

Otros diseños con más tubos no se intentan porque no representa ninguna ventaja hacerlo, ya que para estos dos diseños se cumplen con las restricciones en cuanto a pérdida de carga y con el criterio del  $D_{90}$  para evitar que el tubo se bloquee.

El procedimiento de diseño ha producido dos posibles diseños; las dimensiones de los tubos y la pérdida de carga pronosticada se muestran en el cuadro 6.7

*Cuadro 6.7 Diseño del desarenador flúidico*

Número de tubos	Longitud del tubo (m)	Diámetro del tubo (m)	Ancho de ranura (m)	Pérdida de carga	Relación L/d
1	7.0	1.4	0.42	0.500	5.0
2	3.5	1.1	0.33	0.524	3.2

En ambos casos  $L/d$  es menor que 6, por lo que no se requiere un ajuste de la eficiencia de atrapamiento para tomar en cuenta la extracción de agua desigual a lo largo del tubo.

La pérdida de carga es al menos la misma para ambos diseños, y la elección entre el diseño de uno o dos tubos se realizará con base en los costos y la facilidad de la construcción.

---

Ahora se debe hacer una estimación de la pérdida de carga a través de la compuerta que se usa para controlar el flujo del tubo del vórtice. En este caso se asume que un cálculo de pérdida de carga para la compuerta parcialmente cerrada indica una pérdida de 0.17 m en el gasto de diseño, así la pérdida de carga total podría ser alrededor de 0.7 m para el tubo y la compuerta.

Cuando la compuerta de control está completamente abierta, se puede obtener un gasto más grande usado por el tubo de lavado. En este caso la pérdida de carga a través del desarenador podría ser alrededor de 0.7 m; éste corresponde a un gasto de alrededor de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  para el diseño del tubo sencillo y alrededor de  $1.48 \text{ m}^3/\text{s}$  por tubo para el diseño de los dos tubos. Por lo tanto, el máximo gasto de lavado para ambos diseños es alrededor de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El gasto mínimo de operación para el desarenador se determina a partir del criterio de bloqueo del tubo. Incluso para los gastos más bajos tabulados,  $D_{90\text{max}}$  excede el  $D_{90}$  pronosticado de 0.26 mm y por consiguiente el desarenador puede operarse en gastos bajos de  $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$ , o incluso menores, para ambos diseños.

## 6.6 Diseño del canal de escape

Inicialmente el canal de escape se diseña para condiciones en las que el gasto de lavado es de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  que corresponde al gasto máximo para los dos posible diseños.

Por lo tanto la relación de extracción  $W = 3 \text{ m}^3/\text{s} / 10 \text{ m}^3/\text{s} = 0.30$  o 30%

y entonces la eficiencia de atrapamiento  $E = 41 \%$  (se toma este valor porque  $W$  depende del gasto en el canal y del diámetro del tubo, en cambio  $E$  se tomó como el máximo valor que se obtiene para  $W = 25\%$ ; esto debido a que en el anexo G.1 no se tienen valores de  $W = 30\%$ ).

La concentración de sedimento que entra al canal de escape,  $X_e$ , es entonces:

---

$$X_e = X_c * E / W$$
$$X_c = 1416 \text{ ppm}$$
$$X_e = 1935.31 \text{ ppm}$$

Los tamaños del material de fondo en el canal de escape se asumen como los mismos en el canal en la localización del desarenador, 0.169 mm. Del anexo G.5 se obtienen los datos para el diseño del canal de escape y mediante interpolación lineal resulta:

$$\text{Pendiente} = 0.0001238$$
$$\text{tirante} = 0.44 \text{ m}$$
$$\text{ancho} = 6.79 \text{ m}$$

Los cálculos se repiten para condiciones de operación de  $W = 25\%$

$$Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$E = 41 \%$$
$$X_e = 2322.375 \text{ ppm}$$

De nueva cuenta utilizando el anexo G.5 se obtienen los datos para el diseño del canal de escape, resultando:

$$\text{Pendiente} = 0.000142$$
$$\text{tirante} = 0.39 \text{ m}$$
$$\text{ancho} = 6.23 \text{ m}$$

El diseño del canal es por consiguiente:

$$\text{Pendiente} = 0.000142 \text{ (para condiciones de operación)}$$
$$\text{Tirante} = 0.44 \text{ m} \quad \text{(para condiciones de lavado)}$$
$$\text{ancho de fondo} = 6.8 \text{ m} \quad \text{(para condiciones de lavado)}$$

El talud del canal de escape se asumió como 1:1.5 para todos los cálculos, debido a que los valores de la tabla del anexo G.5 tienen implícito dicho valor (Design manual for canal sediment extractors, volumen I, 1993)

---

## 6.7 Elección final de la localización del desarenador

La carga disponible para operar el canal de escape se revisa para determinar cual de las dos ubicaciones del desarenador es la más apropiada.

La pendiente de diseño implica que la pérdida de nivel del agua a lo largo de la longitud del canal de escape será 0.21 m y 0.14 m respectivamente para las alternativas alineadas del canal de escape (con longitudes de 150 m y 100 m).

También, los márgenes de seguridad mínimos apropiados en el extremo aguas arriba del canal de escape son 0.05 m y 0.04 m (25 % del producto de la pendiente del canal de escape y la longitud).

Es necesario calcular las elevaciones de la superficie del agua del río en las dos descargas propuestas del canal de escape. El cálculo se basa en la siguiente información:

(i) Etapa del río

*Cuadro 6.8 Comportamiento de niveles en el río*

Gasto del río (m <sup>3</sup> /s)	Nivel del agua inmediatamente aguas abajo del vertedor (m)
2800	92.47
2200	91.29
1600	89.96
1000	88.41

(ii) Distancia del vertedor a la descarga del canal de escape (Fig. 6.4):

Desarenador localizado aguas arriba: 235 m

Desarenador localizado aguas abajo: 585 m

(iii) Pendiente del río = 0.00062

Las elevaciones superficiales del agua en las descargas del canal de escape para las dos localizaciones del desarenador se muestran en el cuadro 6.9, junto con los otros cálculos de la elevación de la superficie del agua.

*Cuadro 6.9 Verificación de la carga disponible para operar el canal de escape*

Lugar	Elevación de la superficie del agua para:	
	Desarenador ubicado aguas arriba (270 m de la toma)	Desarenador ubicado aguas abajo (500 m de la toma)
Nivel del agua justo aguas abajo de las compuertas reguladoras de carga	93.1 m	93.1 m
Nivel del agua en el canal en el desarenador (pendiente del canal = 0.000593)	92.94 m*	92.80 m*
Nivel del agua en el extremo aguas arriba del canal de escape, antes de aplicar factor de seguridad	92.24 m	92.10 m
Nivel del agua en el extremo aguas arriba del canal de escape, aplicando factor de seguridad	92.19 m	92.07 m
Nivel del agua del canal de escape en la descarga al río	91.97 m	91.93 m
Nivel del agua del río en la descarga del canal de escape		
Gasto del río:		
2800 m <sup>3</sup> /s	92.32 m	92.11 m
2200 m <sup>3</sup> /s	91.14 m	90.92 m
1600 m <sup>3</sup> /s	89.92 m	89.60 m
1000 m <sup>3</sup> /s	88.26 m	88.05 m

\* Como este nivel se basa en la pendiente del canal pronosticada aguas arriba del desarenador, la cual es mas grande que la pendiente de diseño original, los niveles de agua en la ubicación del desarenador podrían ser un poco más bajos que aquellos basados en la pendiente de diseño original. El nivel del agua en la cabecera del canal puede elevarse para compensar, pero no se asumió así en este ejemplo.

Puede procederse ahora a la elección entre las dos localizaciones del desarenador. El nivel del agua en el extremo aguas abajo del canal de escape es más bajo en la etapa del río de 2800 m<sup>3</sup>/s, para las dos ubicaciones de los desarenadores. Un margen de seguridad aparece en los gastos más bajos del río así que el problema podría solucionarse no operando el desarenador para los pocos días en un año medio en que la descarga del río excede 2200 m<sup>3</sup>/s. A menudo, en esos días el canal se puede cerrar de todos modos, debido a la

---

alta precipitación. Alternativamente, el tubo de vórtice se podía reajustar con una pérdida de carga más baja, o niveles del agua elevados en el canal.

El desarenador de aguas abajo tiene un margen de seguridad pequeño para los niveles del agua en la descarga del canal del escape en un año promedio, y probablemente su construcción es más barata porque es más corto.

De ser necesario, los cálculos se pueden refinar usando los niveles del agua de río pronosticados para años húmedos con diversos períodos de retorno.

Lo más probable entonces es elegir la localización de aguas abajo.

### **6.8 Discusión del ejemplo de aplicación**

Una característica de este ejemplo fue la cantidad muy pequeña de datos de campo en los cuales se basa. Debido a que el canal no se ha construido, no está disponible la curva granulométrica del material de fondo para el canal y tuvo que pronosticarse usando los métodos presentados en el anexo D. Mientras que el anexo precisa que la predicción no se puede considerar como más que aproximadamente correcta; algunas decisiones dominantes del diseño se han basado en ésta. La capacidad de transporte del sedimento del canal y el diseño del canal de escape son ambas efectuadas fuertemente por la exactitud de la predicción de la curva granulométrica del material del fondo del canal. (la eficiencia de atrapamiento del desarenador se predice también usando la curva del material del fondo del canal, pero este cálculo depende mucho más del tamaño de sedimento  $D_{10}$  que del  $D_{50}$ . Como  $D_{10}$  se puede predecir con más confianza que los tamaños más grandes, las predicciones de la eficiencia de atrapamiento tienen menos efectos por las inexactitudes de la curva granulométrica pronosticada del fondo del canal.

El diseño tiene algunos márgenes de seguridad, debido a dos factores. En primer lugar, habrá una reducción en las concentraciones de sedimento que entran en el canal resultado

---

de la localización de la toma en la curva exterior del río, un efecto que se ignoró en los cálculos.

En segundo lugar, los errores en las eficiencias de atrapamiento pronosticadas y requeridas debido a los errores en la predicción de los tamaños de los materiales de fondo son, en un cierto grado, compensados por sí mismo. La eficiencia de atrapamiento predicha aumenta con el aumento del tamaño del sedimento, pero también las eficiencias requeridas de atrapamiento, debido a que se reduce la capacidad de transporte del canal. Así la relación de extracción de agua es menos sensible a los tamaños de los materiales del fondo que cualquier eficiencia de atrapamiento de la capacidad de transporte. El método usado para pronosticar los tamaños de los materiales de fondo tiende a sobre predecir los tamaños de los sedimentos del fondo, y los cálculos para las condiciones típicas del canal demuestran que éste da lugar a un leve sobre pronostico de la relación de extracción de agua requerida. Así el procedimiento debe dar lugar a diseños con un margen de seguridad pequeño.

El factor de seguridad incorporado en el diseño no se puede cuantificar fácilmente, por lo que resulta prudente que el diseñador prevea un factor de seguridad adicional en relación a la eficiencia de atrapamiento. Esto podría alcanzarse asegurándose de que el desarenador funcione en relaciones de extracción de agua más grandes que las de diseño.

Los cálculos de diseño presentados hasta el momento consideraban el caso de un canal que funciona con un gasto de  $8 \text{ m}^3/\text{s}$ , con  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  adicionales que se suministran para operar el tubo del vórtice. Para terminar el diseño, se realizarían cálculos similares para el caso cuando el flujo del río es menor de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En el caso de sistemas de riego es posible permitir que los tubos sean cerrados, para la parte del año en que los flujos del río son bajos y la cantidad de sedimento que entra a la toma es pequeña.



---

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados de los experimentos indican que se pueden obtener eficiencias de extracción entre 70 y 95% para gastos de sedimento entre 17 y 40 gf/s y entre 60 y 82% para gastos de sedimento entre 59 a 87 gf/s, en ambos casos las relaciones de extracción fueron entre 3.18 y 7.77%.

En la figura 5.3 se observa que E es mayor en el tubo de 100 mm con respecto al tubo de 60 mm para un mismo gasto sólido, de igual manera se observa que para un mismo diámetro de tubo E es mayor para gastos de sedimento bajos que para gastos de sedimento altos independientemente del ángulo de inclinación del tubo de vórtice en ambos casos. De manera similar el valor de W es mayor en el tubo de 100 mm.

Se observo que para un mismo diámetro E es un poco mayor en el tubo colocado a 45° con respecto al de 90°, pero si se observan los resultados de los cuadros 5.6 y 5.7 la relación de extracción W es mayor también y desde el punto de vista de ahorrar agua es preferible utilizar el tubo de vórtice colocado a un ángulo de 90°, por lo cual se concluye que es preferible instalarlos así ya que se tiene menor W y su instalación en campo será más fácil.

En las pruebas realizadas para gastos de sedimento del orden de 136 gf/s se obtuvo una mayor eficiencia y relación de extracción para un Fr de 0.6 pero se observo que se acumula sedimento en la entrada del canal, el cual en un momento dado podría traer como consecuencia que el tubo se bloquee. Esto debe tomarse con precaución ya que en condiciones de campo el comportamiento podría ser diferente. Con respecto al número de Froude algunos autores recomiendan un valor de 0.8 aproximadamente en el sitio donde se quiere instalar el desarenador. Esto debe tomarse con precaución ya que al incrementar el número de Froude se puede tener mayor mezcla de sedimento afectando negativamente en la eficiencia de extracción. Por otro lado se observa en el ejemplo de aplicación y en las tablas de diseño del anexo G que el número de Froude es menor a 0.8, lo cual nos indica que en condiciones de campo se puede lograr un buen funcionamiento del desarenador utilizando el procedimiento desarrollado por HR Wallingford.



---

La ranura del tubo es una característica principal del desarenador fluídico, en los experimentos se utilizó aquella que proporcionó una relación  $t/d$  de 0.25 aproximadamente ya que varios autores recomiendan que dicho valor se encuentre entre 0.15 y 0.30. No se considero conveniente realizar pruebas con diferentes relaciones  $t/d$  por un lado debido a la dificultad en laboratorio para lograr las ranuras de diferentes medidas y por el otro porque utilizar una relación  $t/d$  mayor a 0.3 incrementaría obviamente el caudal de salida del tubo, lo cual no es conveniente desde el punto de vista de ahorrar agua.

Los tamaños de los sedimentos juegan un papel importante ya que depende directamente de éstos la viabilidad del uso de un desarenador fluídico de tubo de vórtice y es un parámetro de diseño del mismo. Se recomienda determinar la curva granulométrica de los sedimentos de fondo a partir de la media de por lo menos cinco muestras como mínimo (o más). Las muestras se deben tomar del centro del canal en el sitio donde se quiere determinar la capacidad de transporte.

En general la información básica que se requiere para diseñar un desarenador fluídico de tubo de vórtice son: la curva granulométrica del sedimento transportado en suspensión y en el fondo, el registro elevaciones-gastos, el gasto de operación y la pendiente de fondo. En México no se cuenta con suficiente información de medición de sedimentos, por lo que para poder diseñar un desarenador se requiere realizar una campaña de medición y obtener la mayor información posible que garanticen un diseño confiable. En el ejemplo de aplicación se determinaron varios datos, utilizando métodos o formulas mostrados en los anexos, pero cabe mencionar que dicha información fue generada de estudios realizados en ríos en los que las características de los cauces pueden diferir en mucho a las condiciones que se presentan en México, por lo que resulta evidente que lo mejor es realizar una campaña de medición.

Después de analizar los resultados obtenidos se pueden hacer las siguientes recomendaciones:

- 
1. Estudiar el funcionamiento de un desarenador fluídico de tubo de vórtice en campo, ya que aunque los resultados de laboratorio demuestran que se tienen buenas eficiencias y relaciones de extracción, sus valores pueden cambiar cuando son llevados a campo.
  2. Es necesario tomar en cuenta también que dependiendo de las condiciones del sitio en donde se quiera instalar el tubo de vórtice, se deberán analizar además de aspectos hidráulicos, aspectos socioeconómicos y ambientales que pudieran ser de importancia en la zona. Esto debido a que al extraer sedimento con el dispositivo tal vez se estén eliminando nutrientes para ciertas especies que viven en ese sitio. También hay que tomar en cuenta que al eliminar sedimento en un cauce natural se está interfiriendo en el proceso de equilibrio natural del cauce, lo cual podría provocar cambios importantes en la configuración del cauce. Si la extracción de sedimentos es alta, podría provocarse una excesiva socavación aguas abajo del tubo de vórtice.
  3. Es necesario estudiar más sobre el canal de escape que está conectado con la salida del tubo de vórtice, pues la extracción sería constante y no se tiene el conocimiento certero de que orden sería la extracción de sedimentos en caso de instalar el tubo de vórtice en campo.
  4. Considerar el uso de modelos computacionales como DACSE, u otros que se hallan desarrollado recientemente, debido a la complejidad para reproducir fielmente en laboratorio las condiciones reales de un río o canal.
  5. Se considera el estudio de un desarenador fluídico de tubo de vórtice como estructura de control de sedimentos y se puede aplicar en casos como captación para sistemas de agua potable o sistemas de riego, ya que el sedimento extraído regresa al río aguas abajo. Para aplicarlo directamente en el río implicaría el análisis minucioso del manejo de los sedimentos, ya que estos tendrían que acumularse en un depósito o tanque del cual tendría que expulsarse continuamente para solamente regresar agua al río aguas abajo. Así que el análisis del depósito de los sedimentos y del manejo de los mismos tendría que evaluarse detalladamente.

---

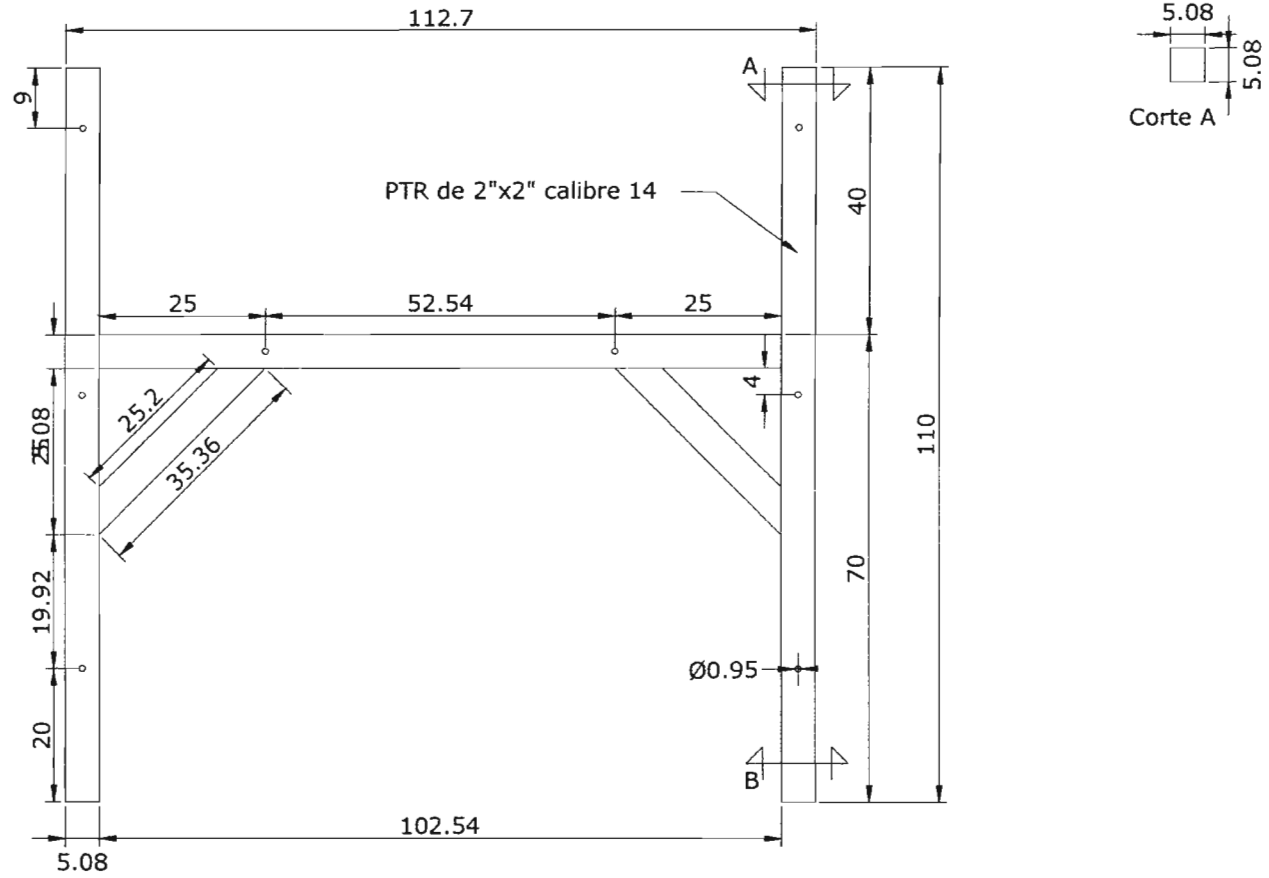
## 8. REFERENCIAS

1. Análisis granulométrico del río Papaloapan, tramo Tuxtepec, Oax.-Alvarado, Veracruz realizado por la empresa Consultores y Proyectos del Sur, S.A. de C.V. en el año 2000
2. Aparicio M. F. J., Espinoza N. L., Magaña Z. J. D. y Santillán H. O. D. *Control de inundaciones en el río Papaloapan*. Congreso Nacional de Hidráulica, Puebla, 1994.
3. Atkinson E. *A model for the design of sluicing type sediment control structures*. Reporte OD TN 18, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, marzo, 1986.
4. Atkinson E. *A numerical model for predicting sediment exclusion at intakes*. Reporte OD 130, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, febrero, 1995.
5. Atkinson E. *Field verification of a performance method for canal sediment extractors*. Reporte OD 90, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, 1987.
6. Atkinson E. *The design of tunnel type sediment extractors*. Reporte OD/TN 6, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, mayo, 1984.
7. Atkinson E. *The vortex tube sediment extractor: A flow analysis and its design implications*. Reporte OD/TN 51, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, diciembre, 1990.
8. Atkinson E. *Tunnel type sediment extractor at RD 22.165m UBDC main line. Further field verification of the HR trapping efficiency theory*. Reporte OD/TN 39, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, octubre, 1988a.
9. Atkinson E. *Predicting the performance of sediment control devices at intakes*. Reporte OD/TN 41, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, enero, 1989.
10. Atkinson E. *Vortex-tube sediment extractors. I: Trapping efficiency*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 120, No.10, pags. 1110-1125, octubre, 1994a.
11. Atkinson E. *Vortex-tube sediment extractors. II: Design*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 120, No. 10, pags. 1126-1138, octubre, 1994b.
12. Atkinson E. *Vortex vanes: A low cost sediment excluder*. Reporte OD/TN 35, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, febrero, 1988b.
13. Atkinson E. [www.hrwallingford.co.uk/projects/IPTRID/grid/g8basin.htm](http://www.hrwallingford.co.uk/projects/IPTRID/grid/g8basin.htm), 2000
14. Barkdoll B. D., Ettema R. y Odgaard A. J. *Sediment control at lateral diversions: Limits and enhancements to vane use*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 125, No. 8, pags. 862-870, agosto, 1999.

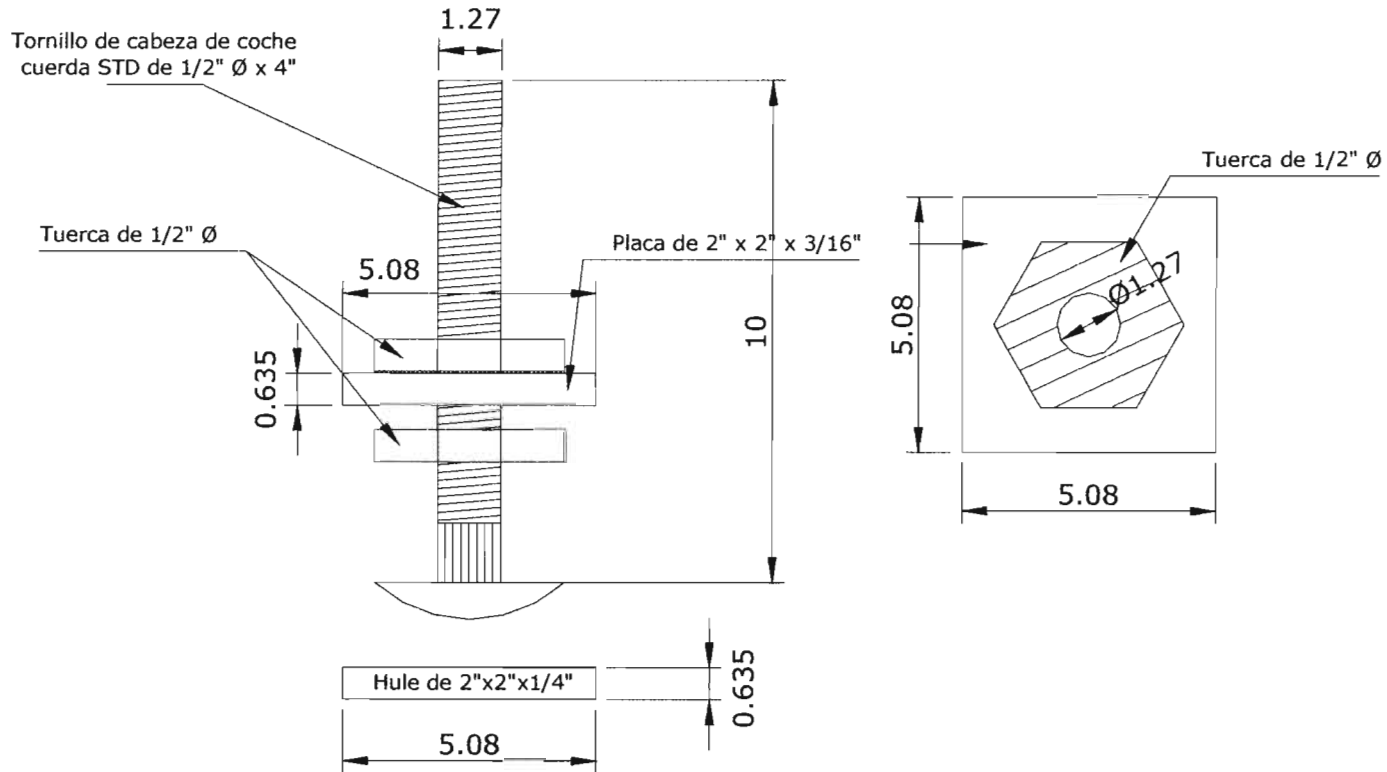
- 
15. Bolton P. *Sediment discharge measurement: Analysis and results from Sagana, Kenya*. Reporte OD64, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, abril, 1985.
  16. *Design manual for canal sediment extractors. Volumen I, II y III*. HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra. Agosto, 1993.
  17. Fang D., Fan C., Liu X. *Experimental study on the hydraulic characteristic and trapping efficiency of a vortex tube sediment trap*. ASCE, Boston Society of Civil Engineers Sect. Boston, MA, USA, pags. 974-979. 1990.
  18. Fish I. L., Lawrence P., y Atkinson E. *Sedimentation in the Chatra Canal, Nepal*. Reporte OD85, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, octubre, 1986.
  19. Fish I. L. *Chatra canal – Nepal: Data collected during the 1985 irrigation season may - september*. Reporte OD/TN 16, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, octubre, 1985.
  20. Fish I. L. *Sediment trapping efficiency measurements: Tunnel type sediment extractor at RD 10500 on UBDC Hydel channel*. Reporte OD/TN 29, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, mayo, 1987.
  21. Garde R. J. y Ranga Raju K. G. *Sediment control in canals*. Mechanics of sediment transportation and alluvial streams problems. Segunda Edición. Roorke, India, pags. 475-505. Julio, 1985.
  22. HR Wallingford, *folleto informativo*.
  23. Hufferd J. A., Vance R. L., y Watkins J. J. *Sediment control methods*. Sedimentation engineering, editado por Vanoni V. A., ASCE, New York, N. Y., pags. 546-587. Reimpresión 1977.
  24. Land and Water International. *Sunsari Morang Irrigation Project in Nepal*. Netherlands Review on Hydraulic Engineering, Environmental Control and Rural Development. No. 83, pags. 8-11, 1995.
  25. Lawrence P. y Muchtar I. *The Sapon irrigation system: A preliminary study of the options for sediment control*. Reporte OD/TN 33, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, diciembre, 1987.
  26. Lawrence P. *Measurements of discharge and sediment loads in Kansal Choe, 1985*. Reporte OD 79, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, agosto, 1986.
  27. Maza A. J. A. *Modelos fluviales*. Insituto de Ingeniería de la UNAM, México D.F., abril, 1969.
-

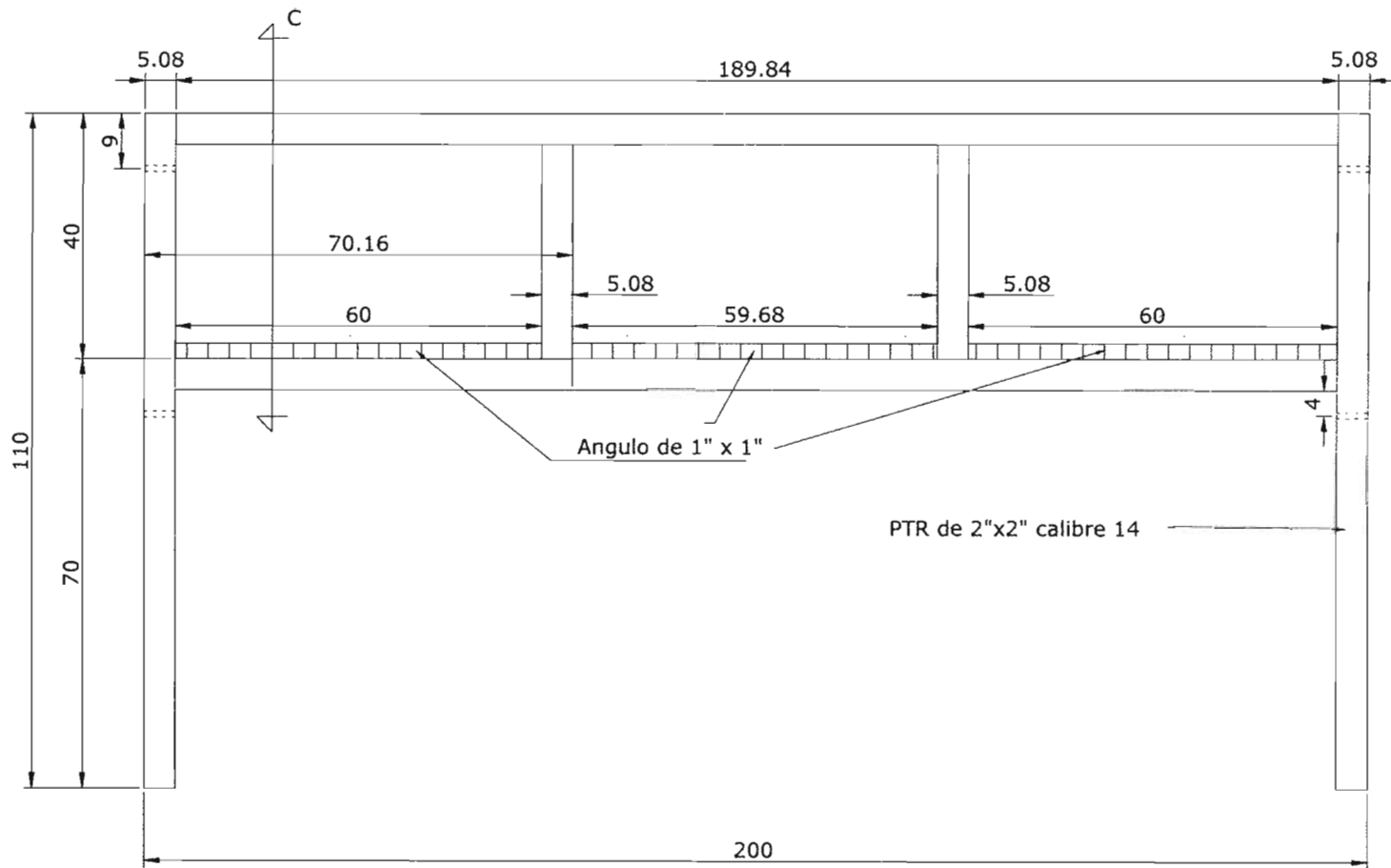
- 
28. Maza A. José A., García F. Manuel. *Transporte de sedimentos*. Capítulo 10. Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 584. México, D.F., diciembre, 1996.
  29. Mecánica de suelos. Instructivo para ensaye de suelos. Comisión Nacional del Agua. Serie educativa. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Progreso, Jiutepec, Morelos. 1990.
  30. Odgaar A. J. y Wang Y. *Sediment management with submerged vanes. I: Theory*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 117, No. 3, pags. 267-283, marzo, 1991a.
  31. Odgaar A. J. y Wang Y. *Sediment management with submerged vanes. II: Applications*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 117, No. 3, pags. 284-302, marzo, 1991b.
  32. Paul T. C. *Circulation chamber sediment extractor*. Reporte OD 58, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, noviembre, 1983.
  33. Paul T. C., Sayal S. K., Sakhuja S. K. y Dhillon G. S. *Vortex-settling basin design considerations*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 117, No. 2, pags. 172-189, febrero, 1991.
  34. Russel C. *The optimum location for a canal sediment extractor*. Reporte OD/TN55, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, mayo, 1991.
  35. Sheuerlein H. *Sediment control – The key problem at river intakes*. Congreso IAHR, Oskar von Miller Institute, TU München, Alemania, 1987.
  36. Singh P. N. *Chatra Canal, Nepal. Vortex tube field measurements*. Reporte OD55, HR Wallingford, Oxfordshire, Inglaterra, junio, 1983.
  37. Sotelo A. G. *Hidráulica de canales*. Facultad de Ingeniería de la UNAM, México D.F., 2002.
  38. Sotelo A. G. *Vertedores*. Hidráulica general. Volumen I. Editorial Limusa, México, 1997.
  39. Uppal H.L. *Sediment control in rivers and canals*. Publicación No. 79, Nueva Delhi, mayo, 1966.
  40. Wang Y., Odgaar A. J., Melville B. W. y Jain S. C. *Sediment control at water intakes*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, Vol. 122, No. 6, pags. 353-356, 1996.

# ANEXO A. PLANOS



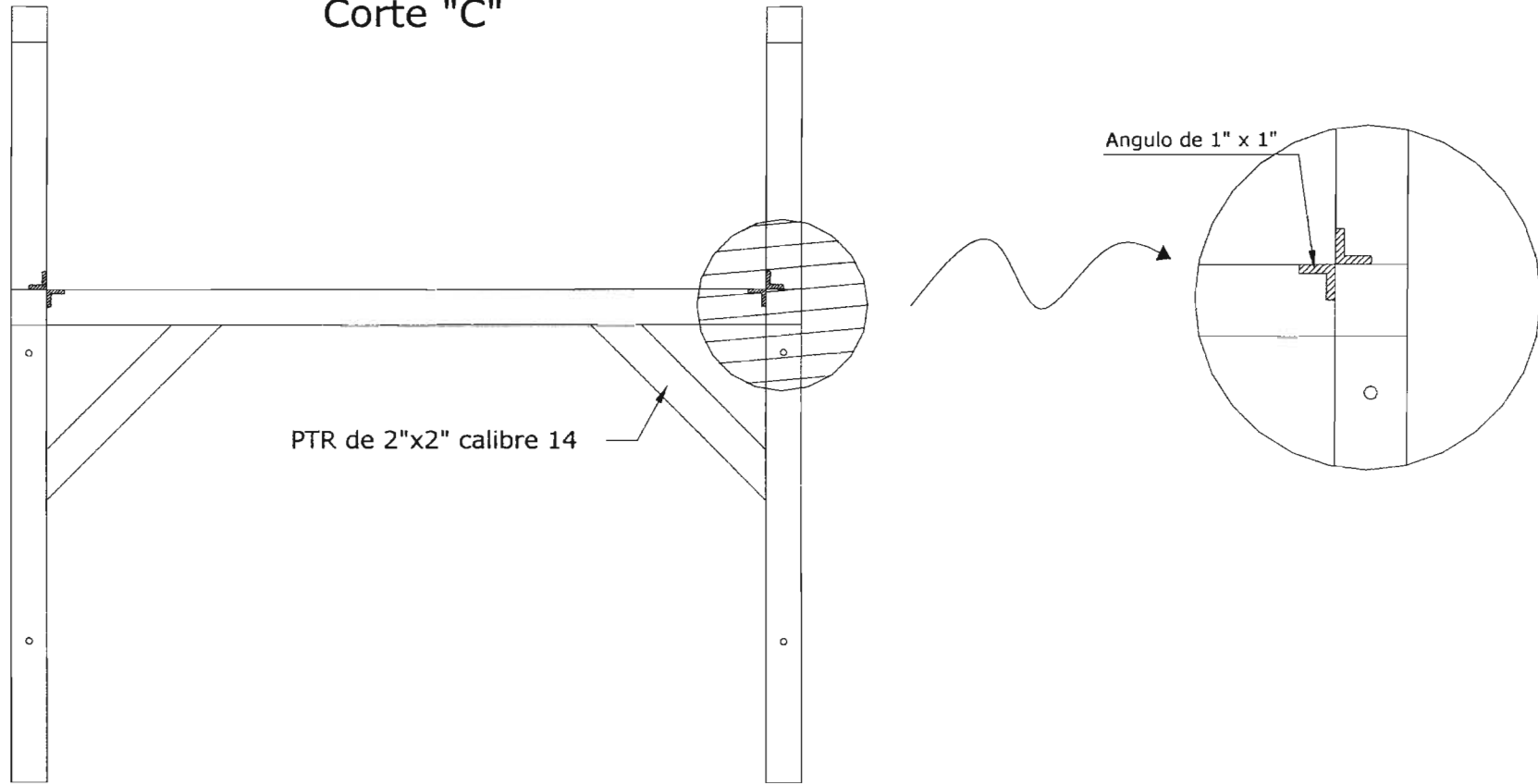
# Corte "B"





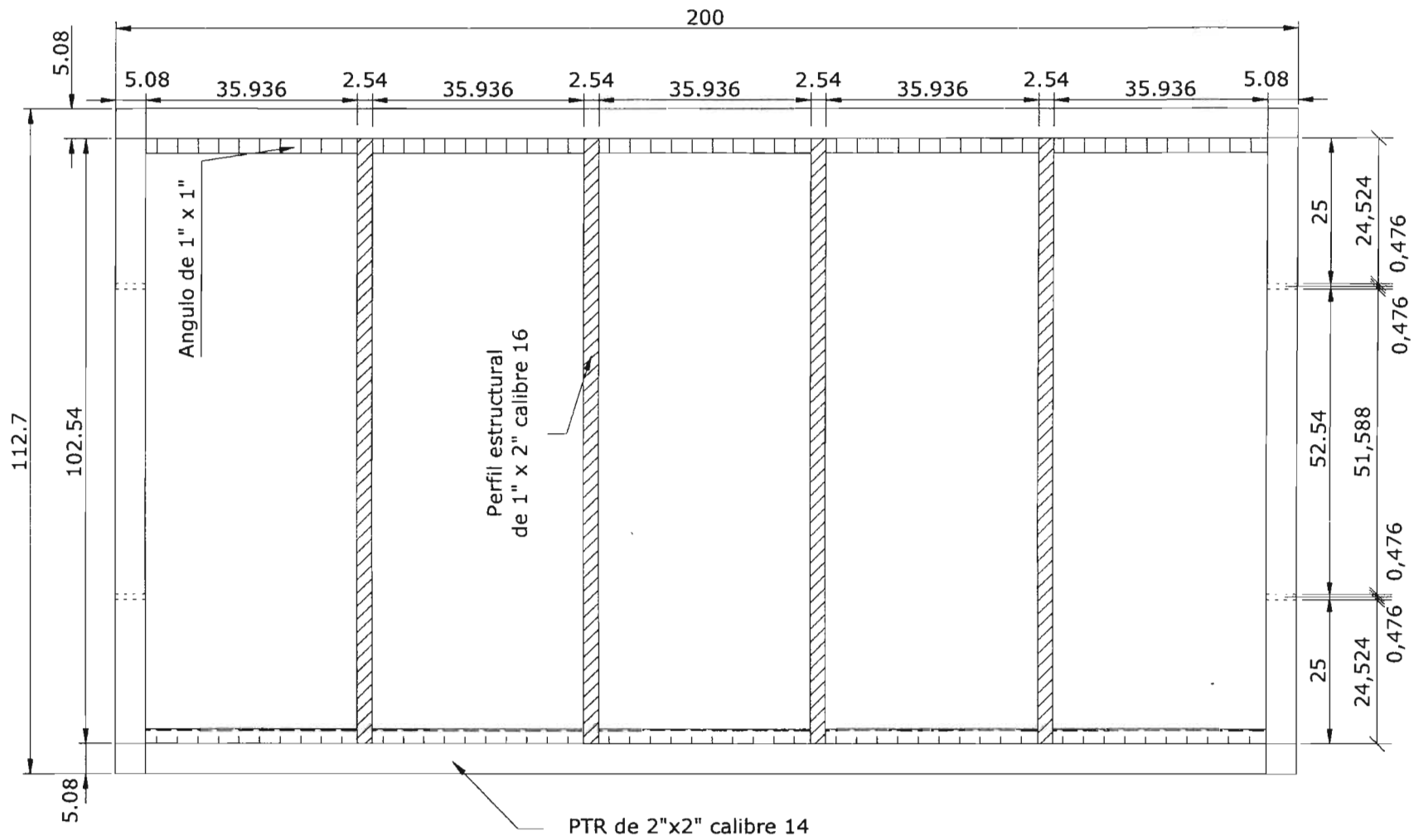


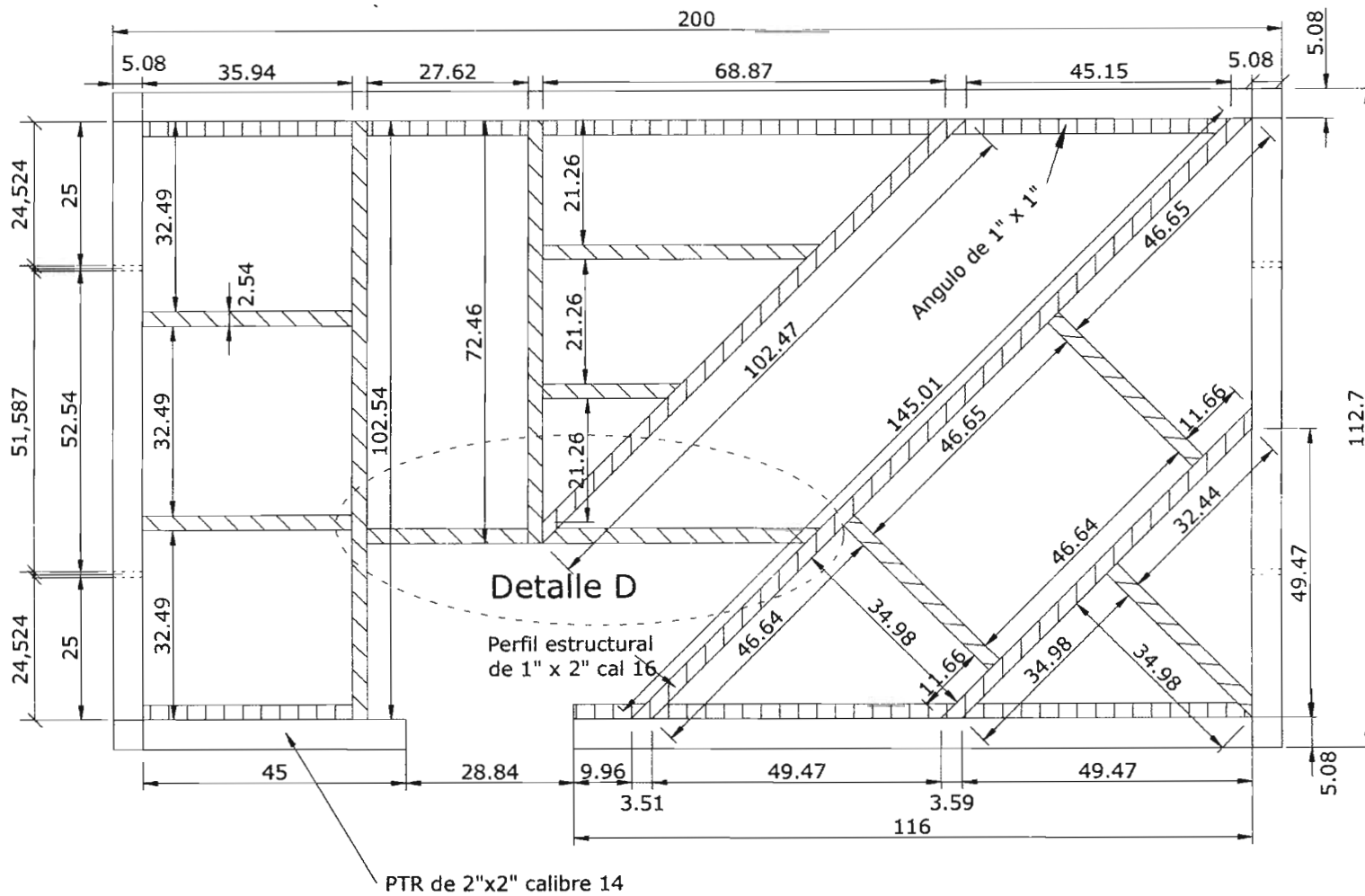
# Corte "C"

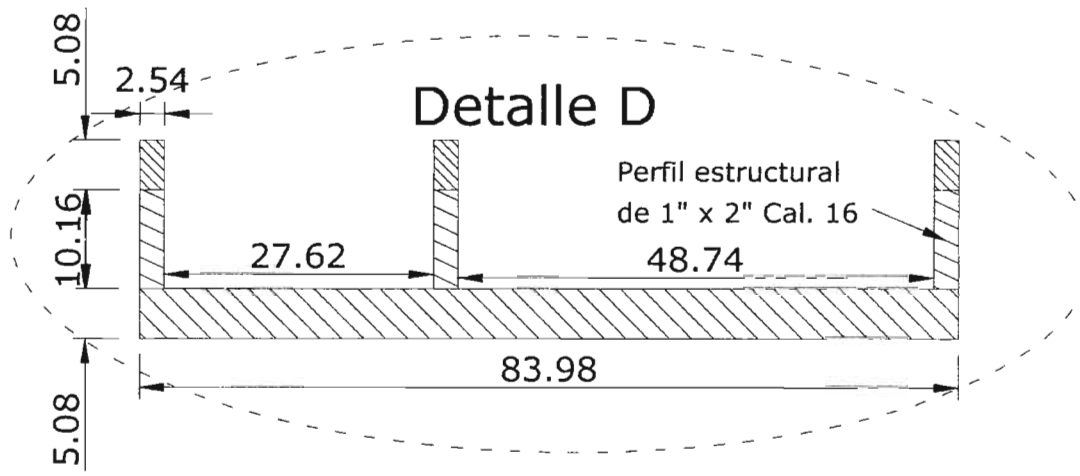


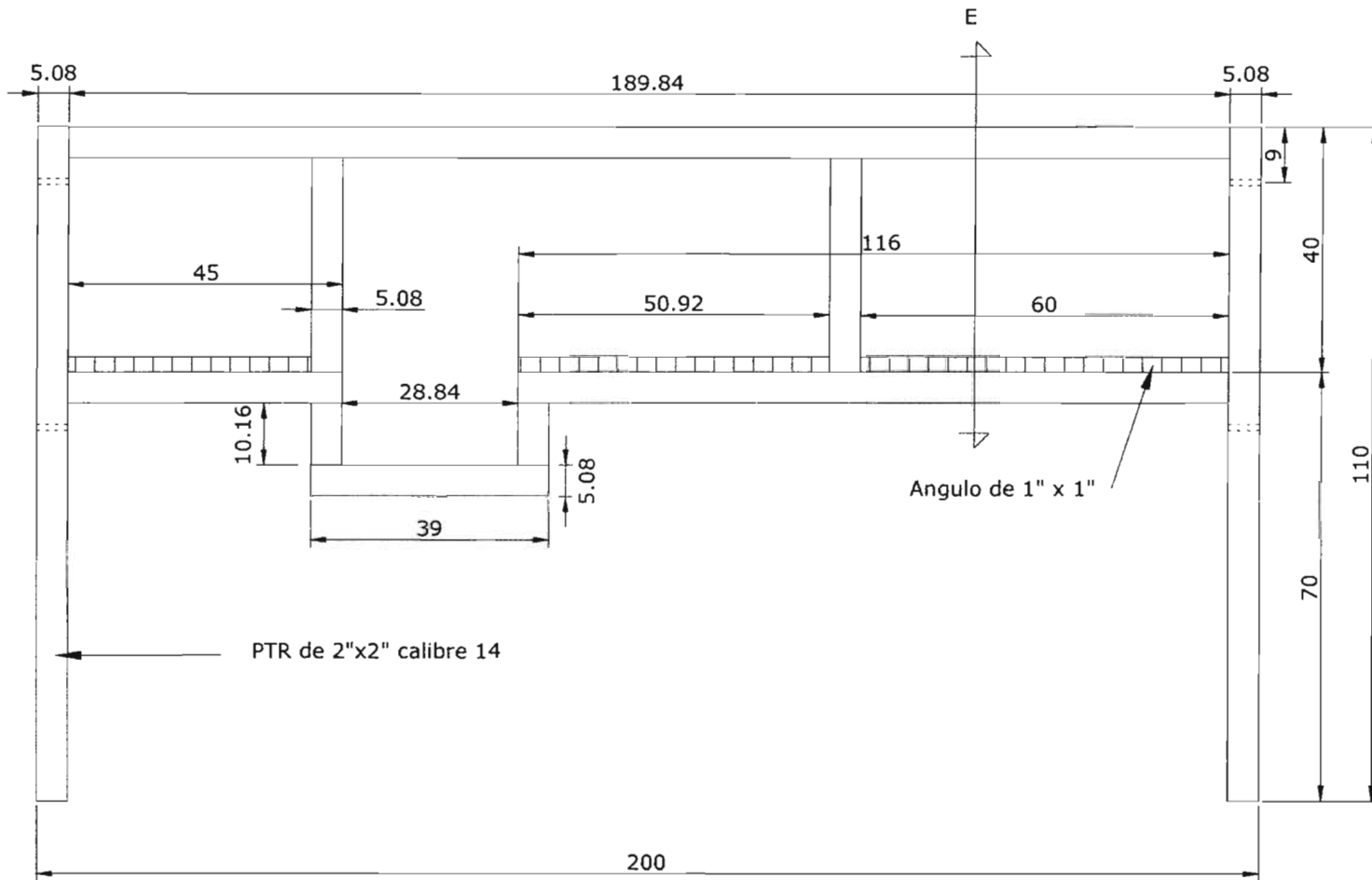
PTR de 2"x2" calibre 14

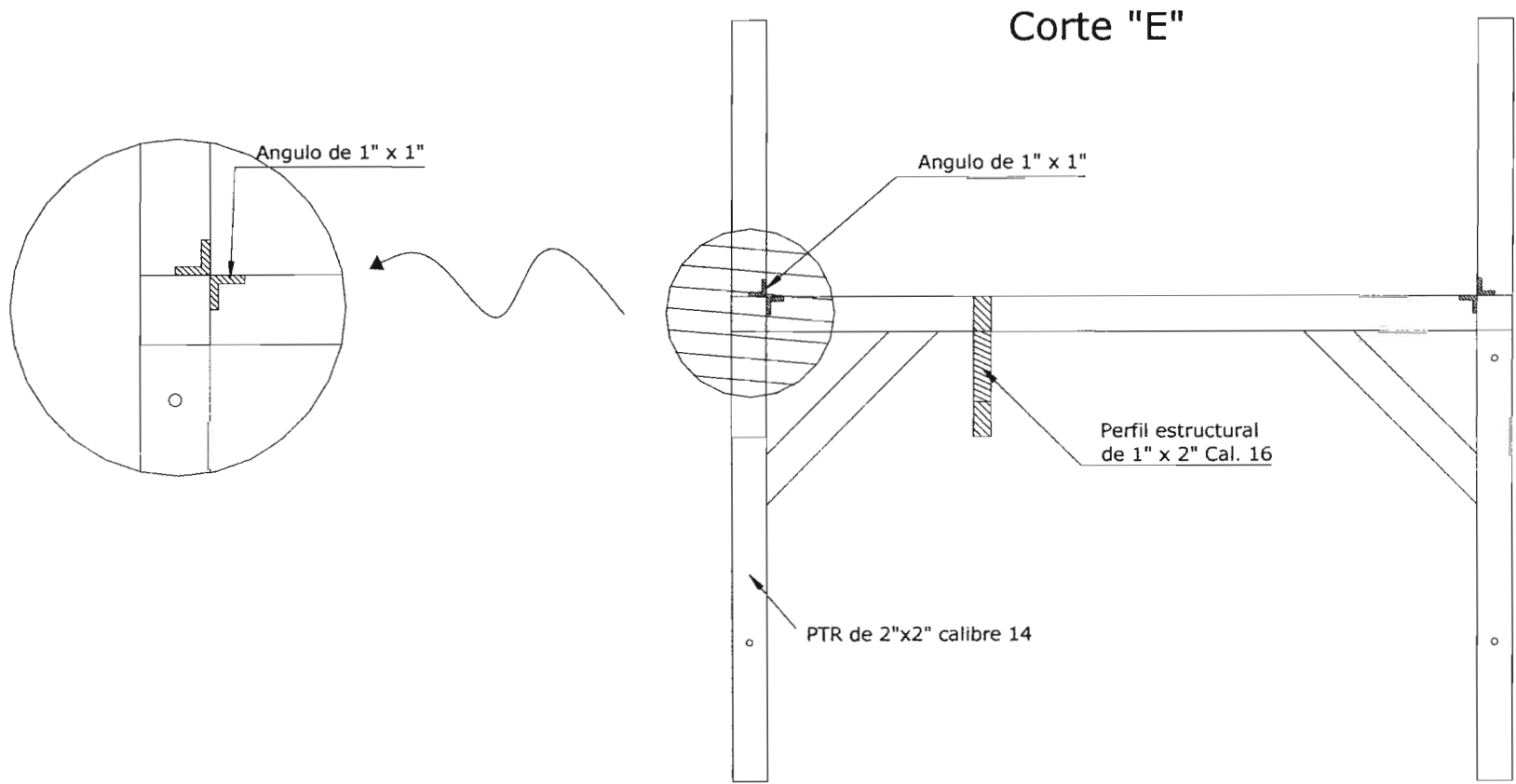
Angulo de 1" x 1"

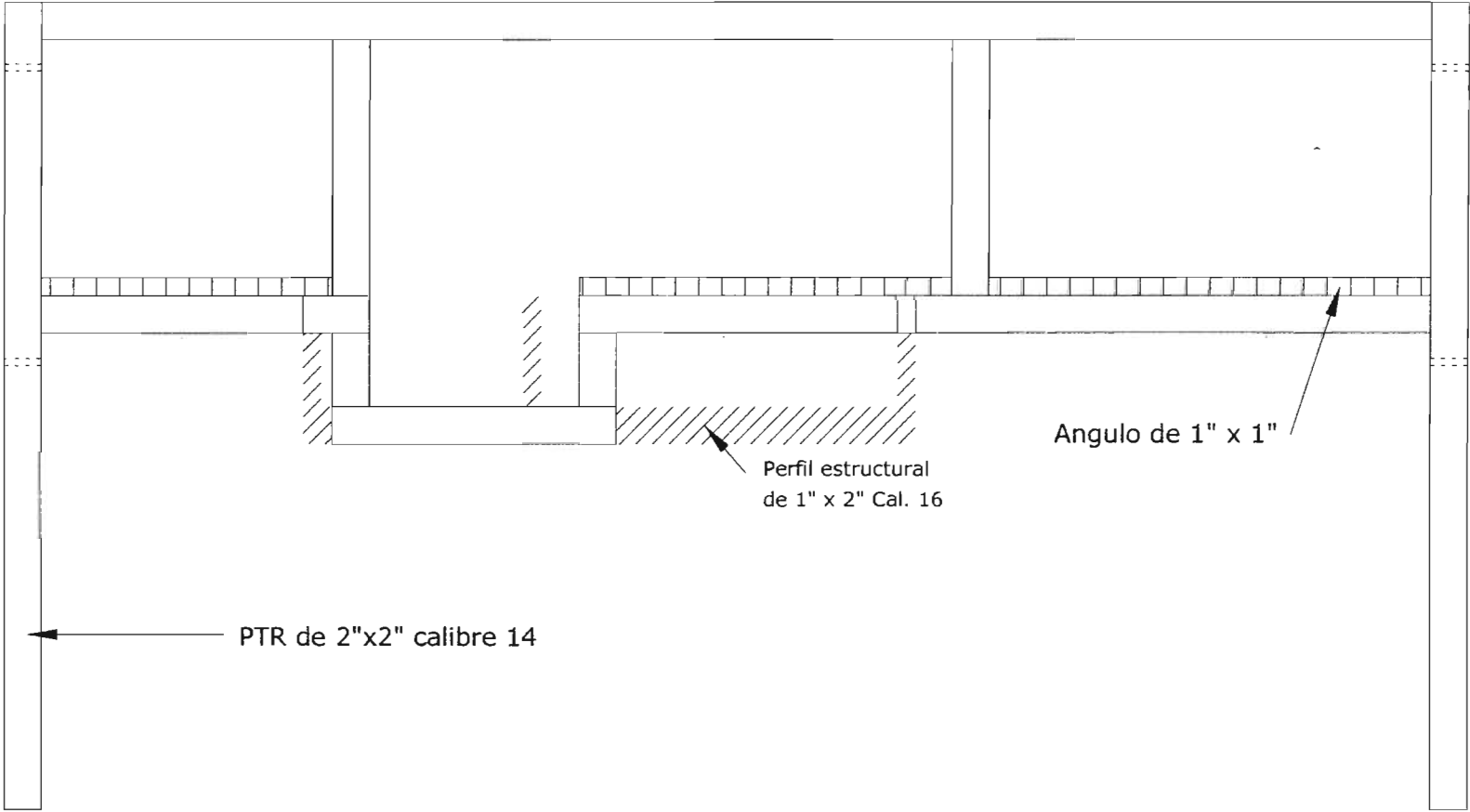


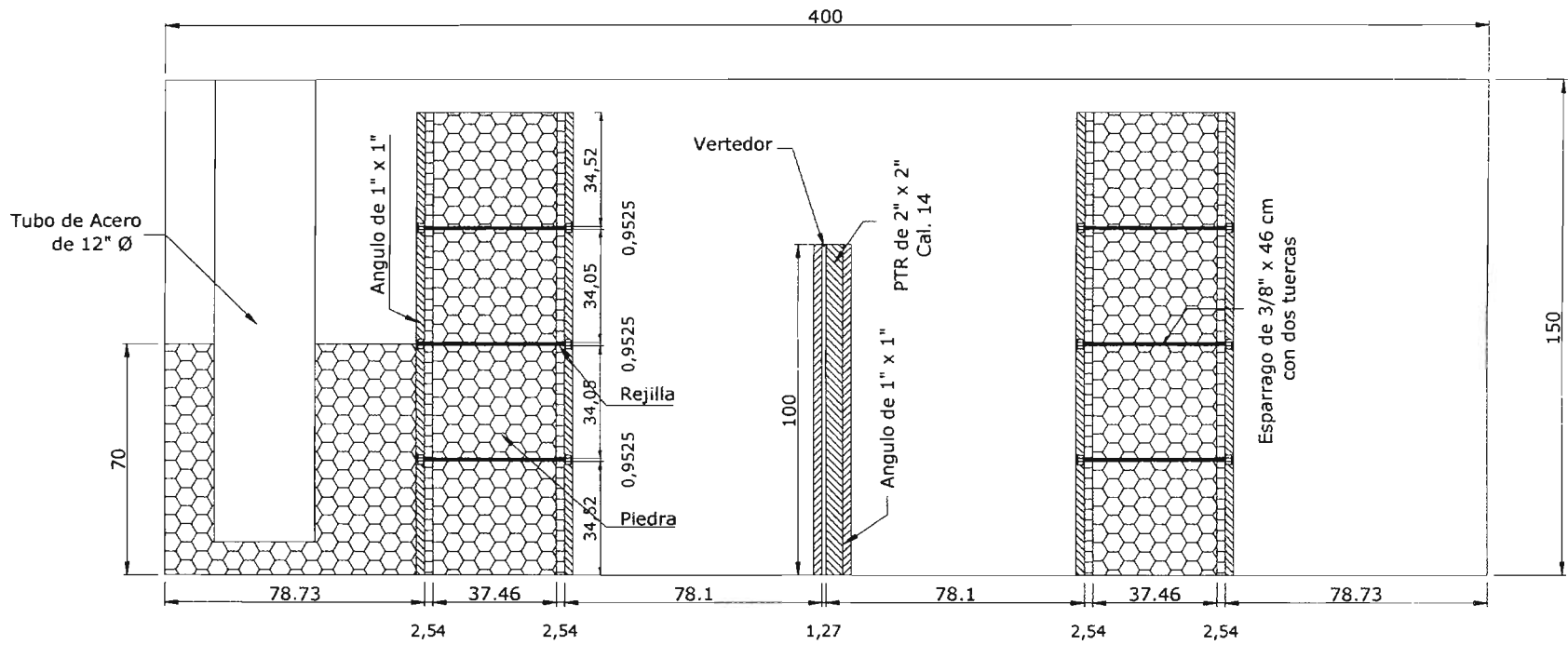




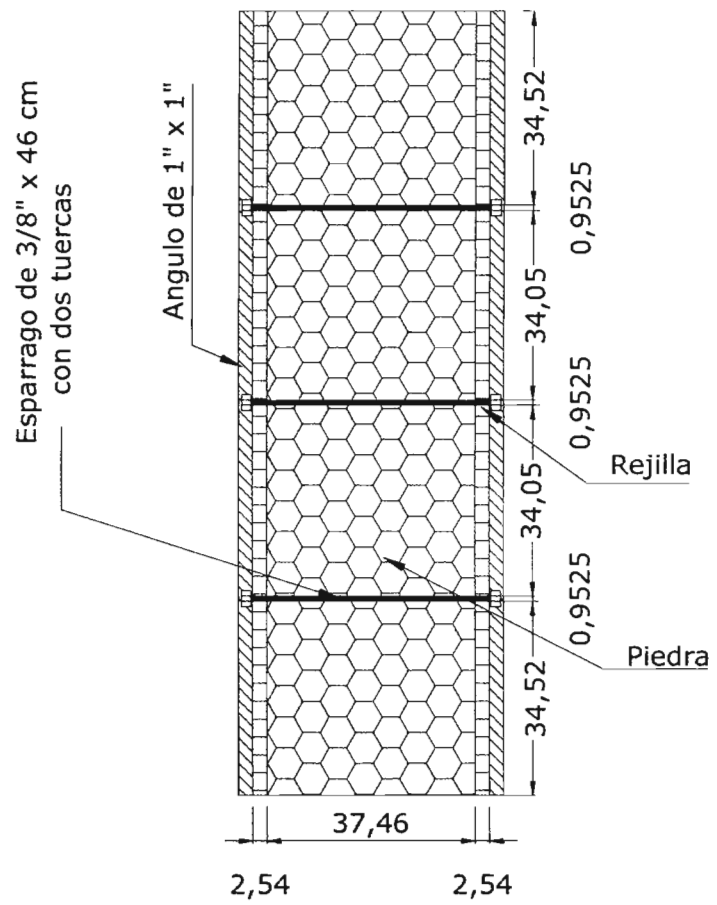


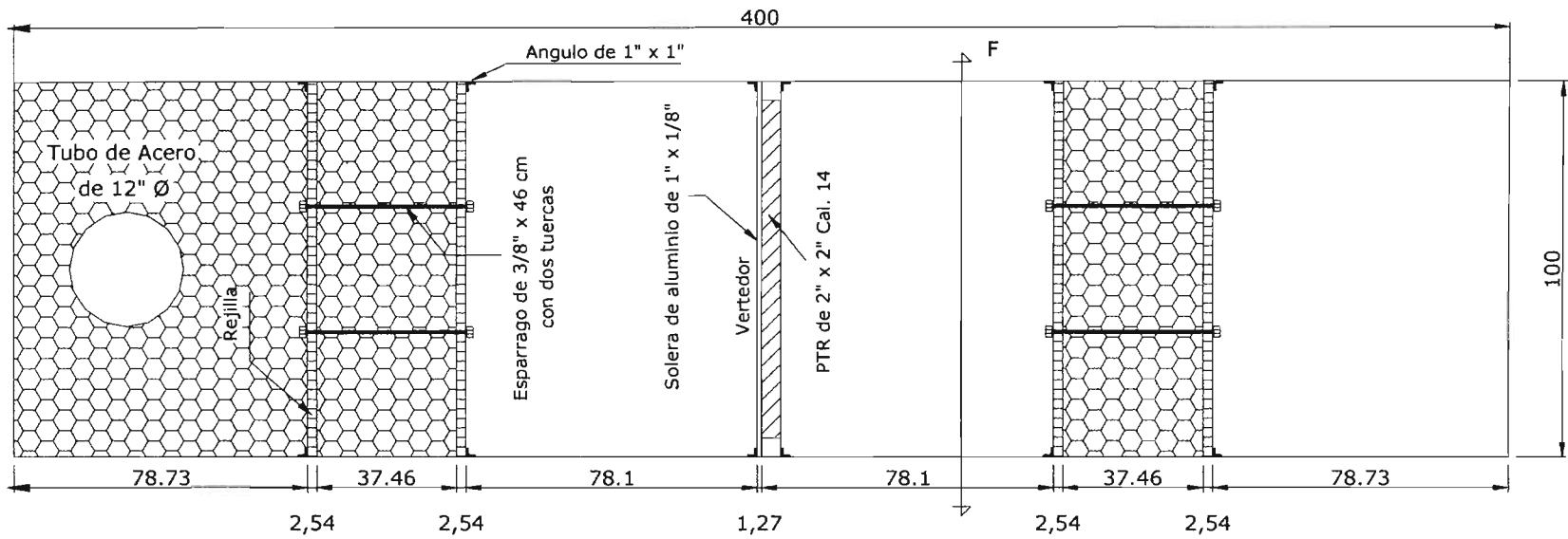


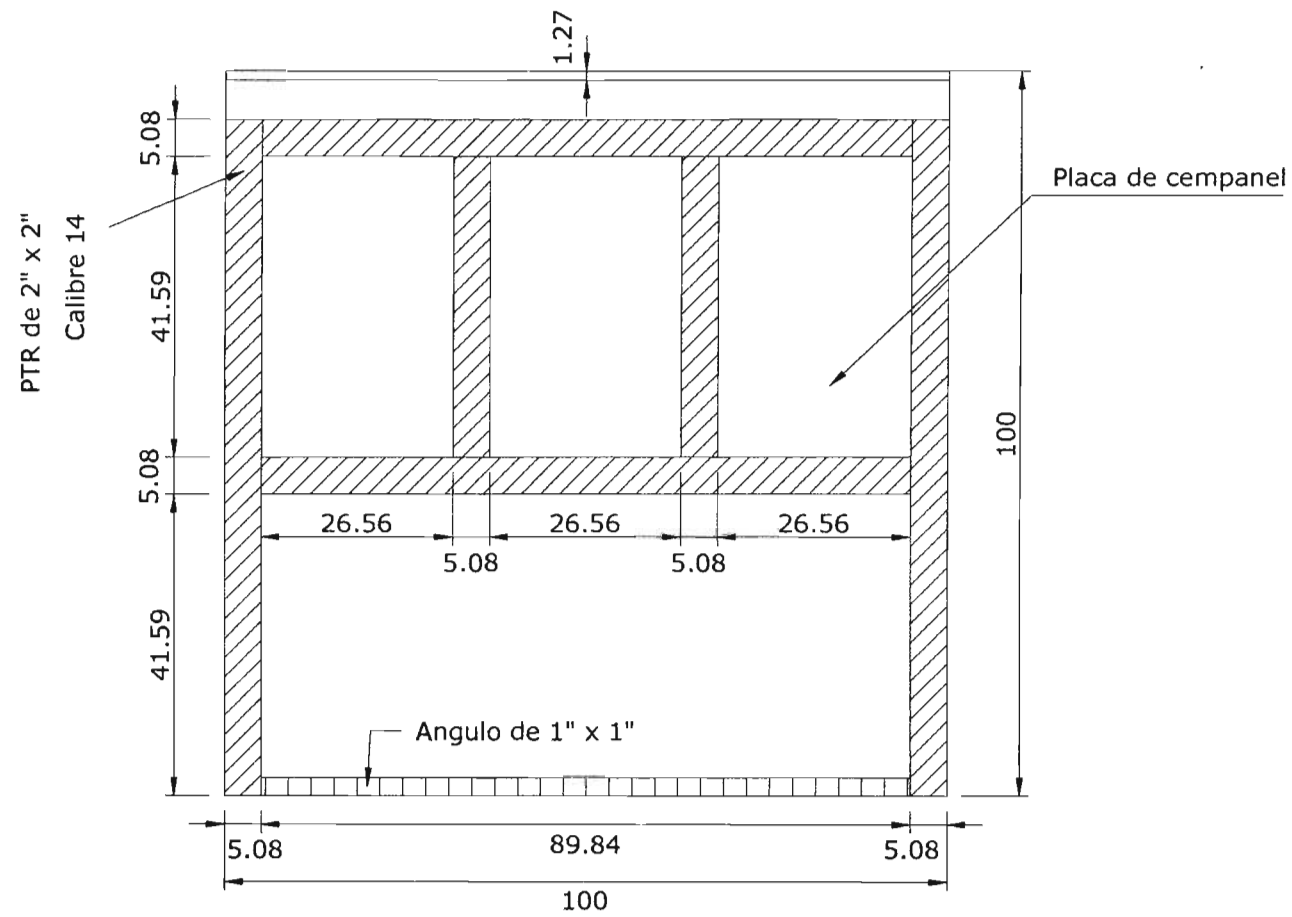


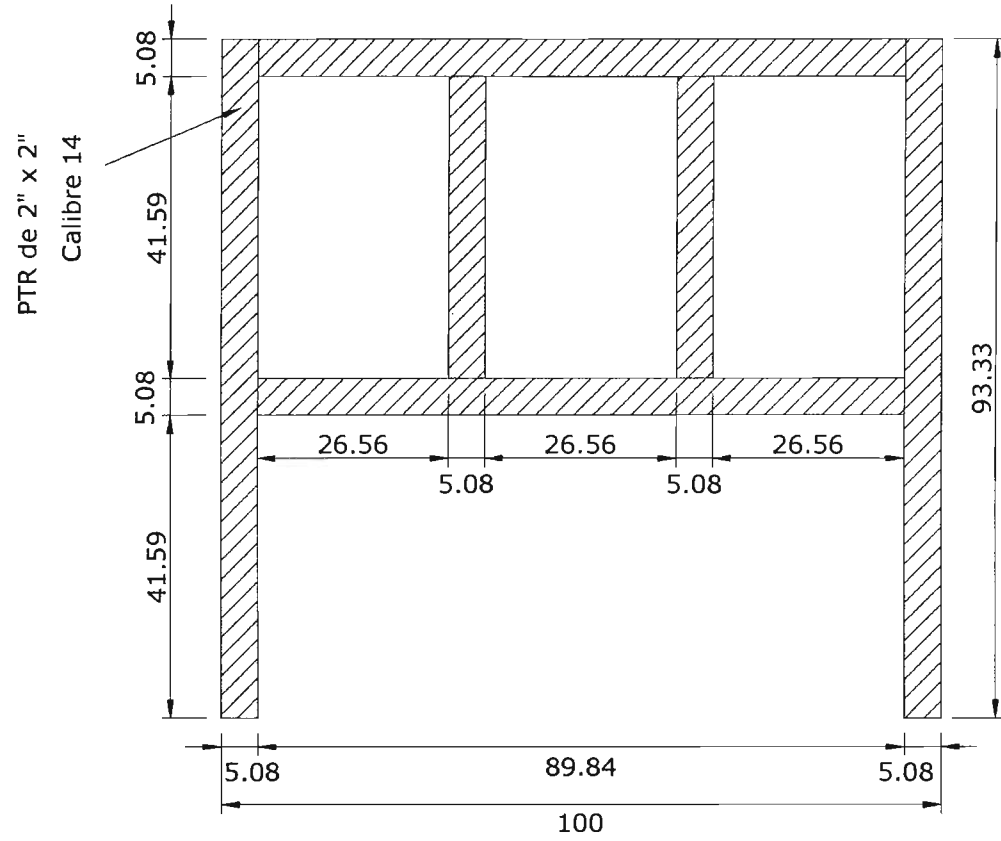


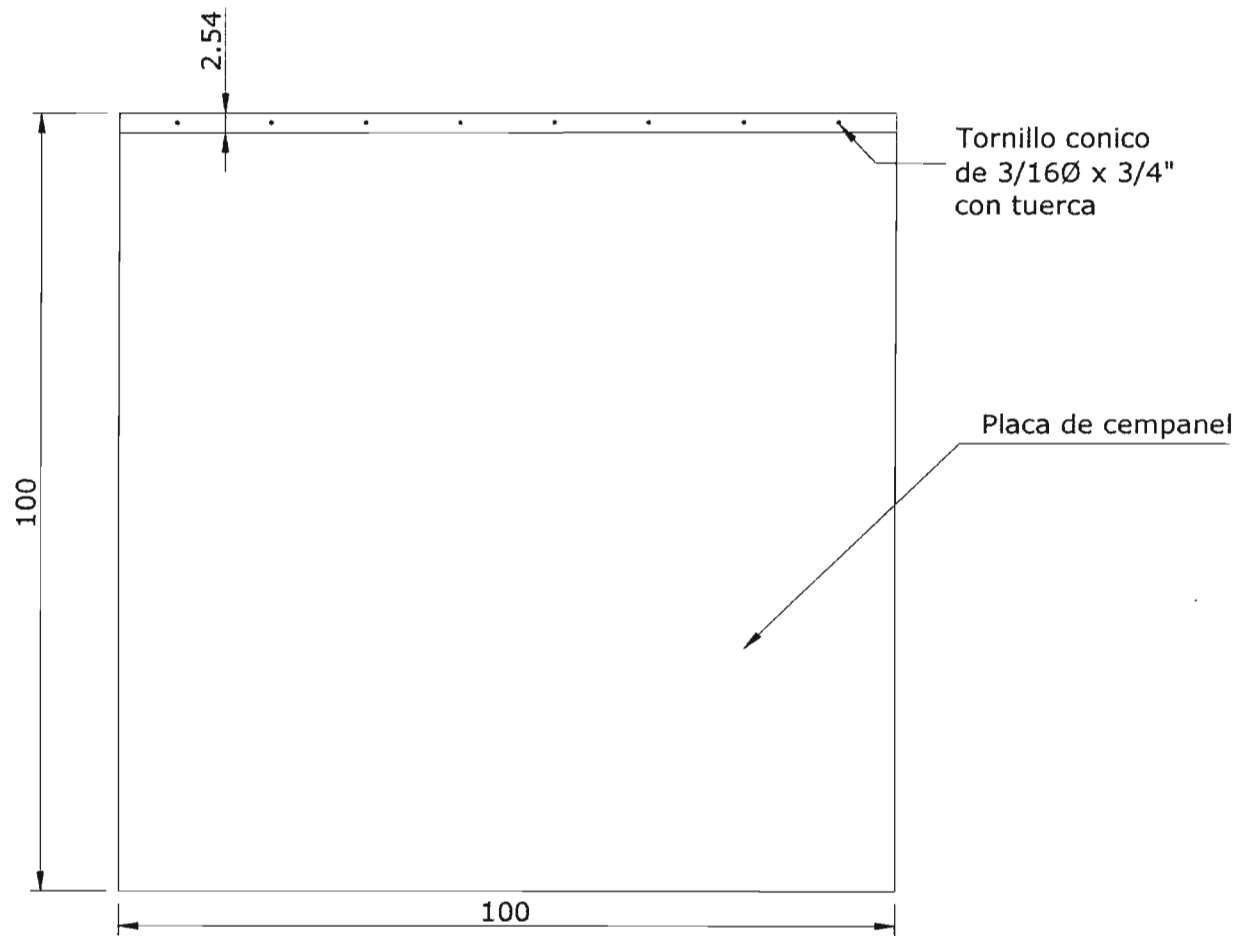


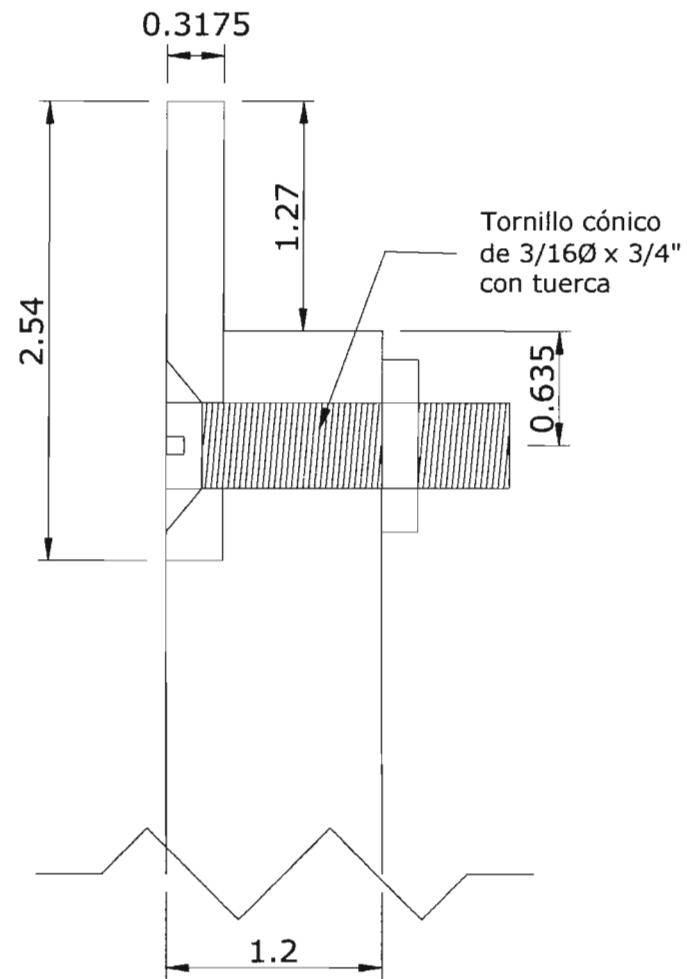


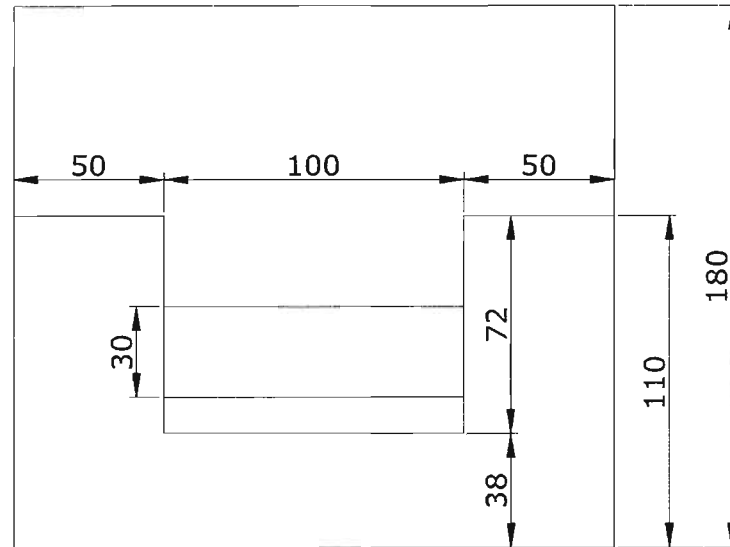


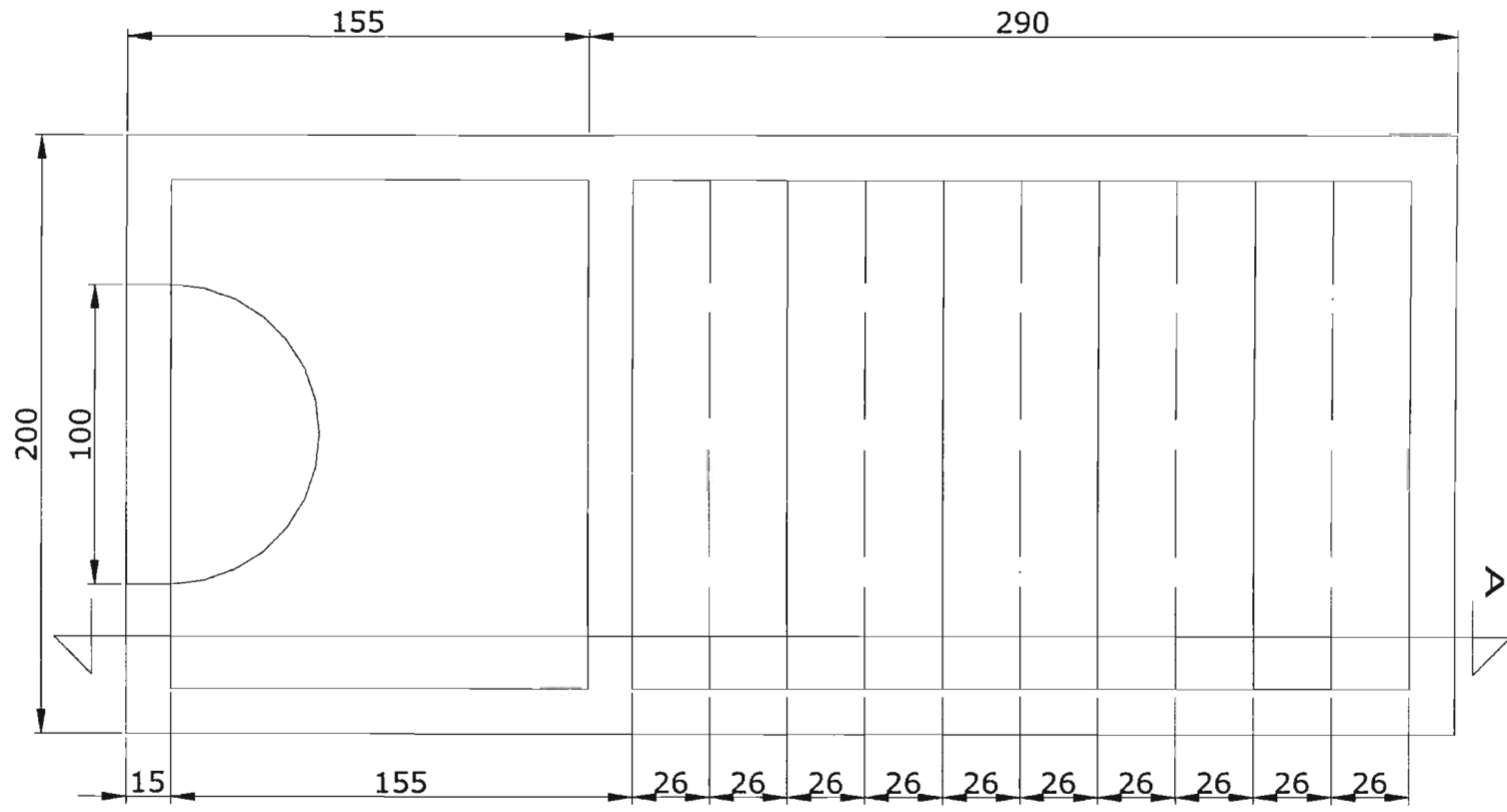




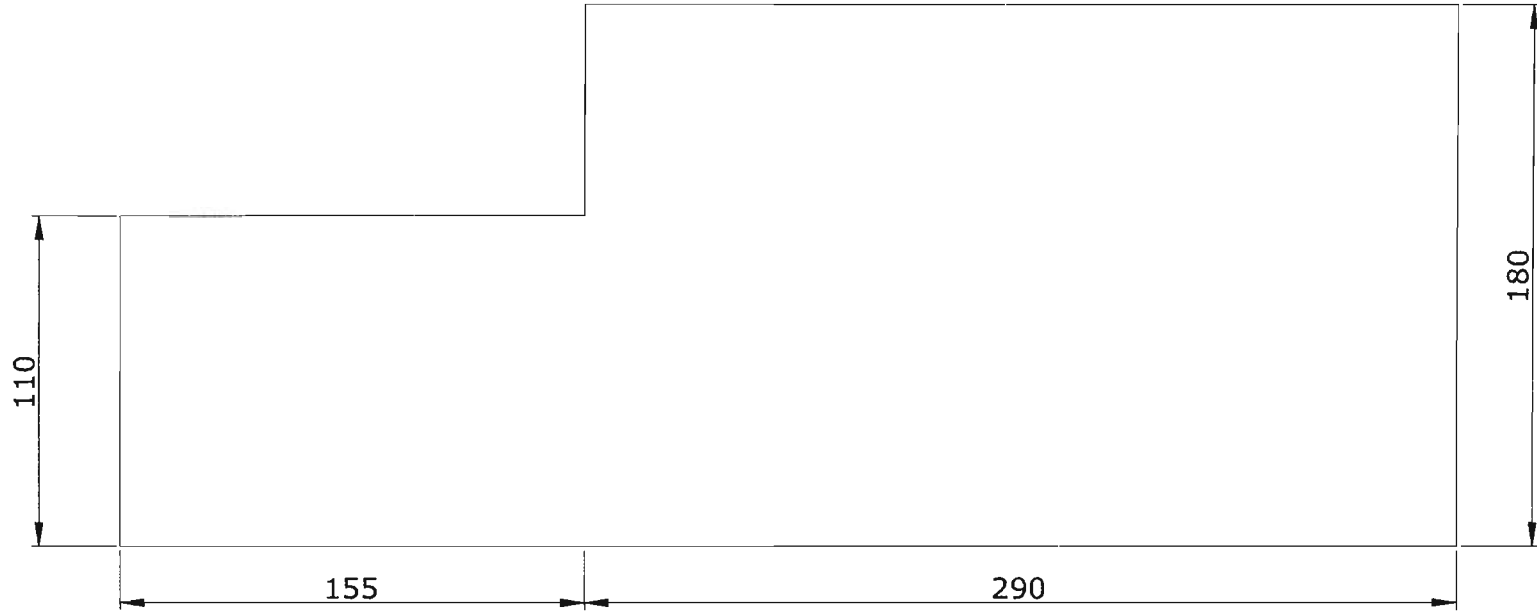


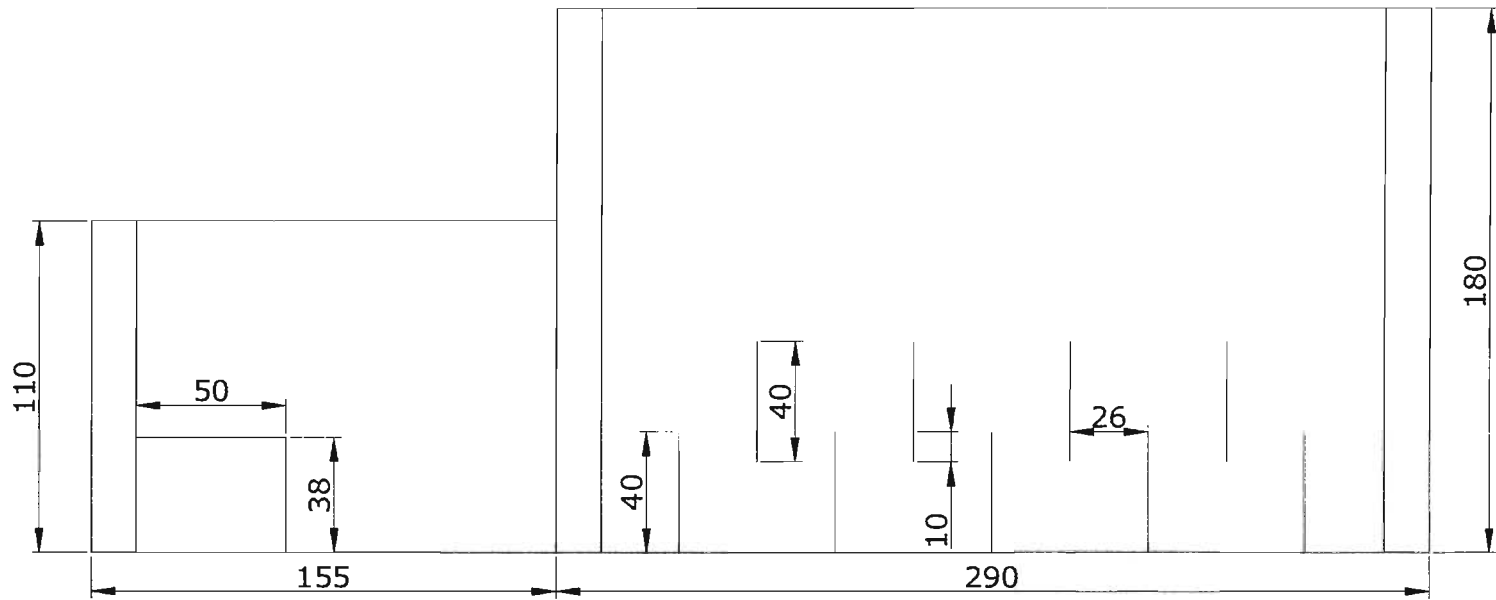








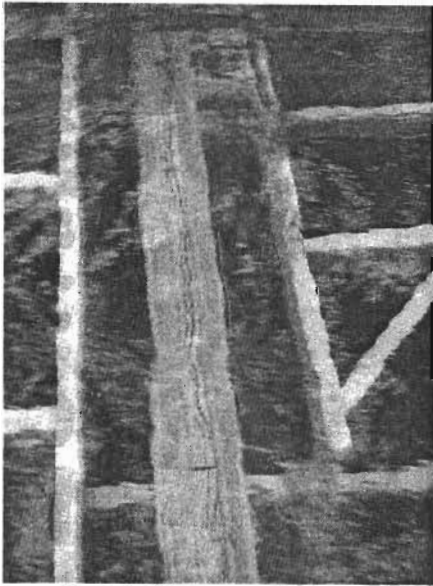




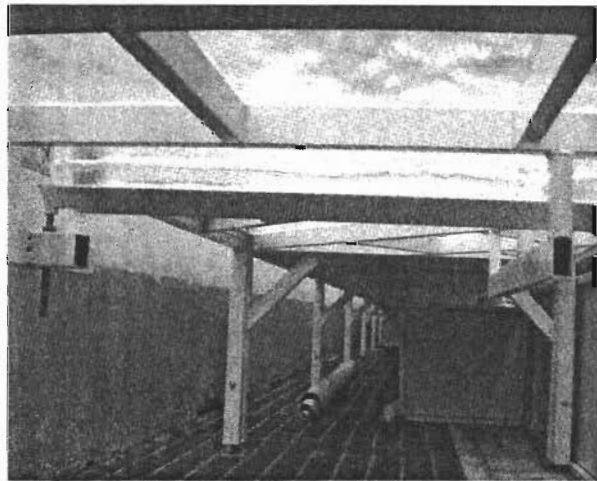
---

## ANEXO B. FOTOGRAFÍAS DE ALGUNAS PRUEBAS EXPERIMENTALES REALIZADAS

Pruebas experimentales con tubería de 100 mm,  $g_b$  medio = 25 gf/s y  $\theta = 90^\circ$



Fotografía B.1. Vórtice en el interior del tubo (vista en planta)



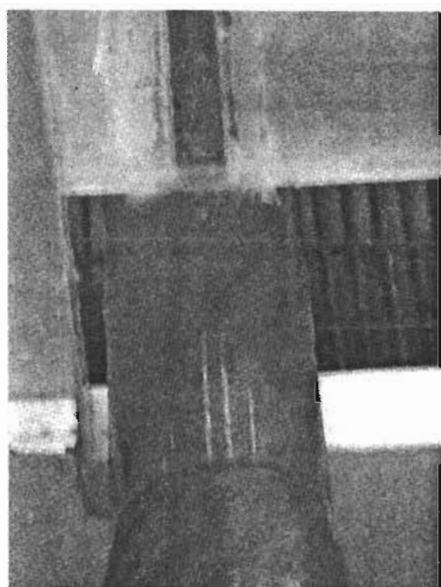
Fotografía B.2. Vórtice en el interior del tubo (vista inferior hacia aguas arriba)



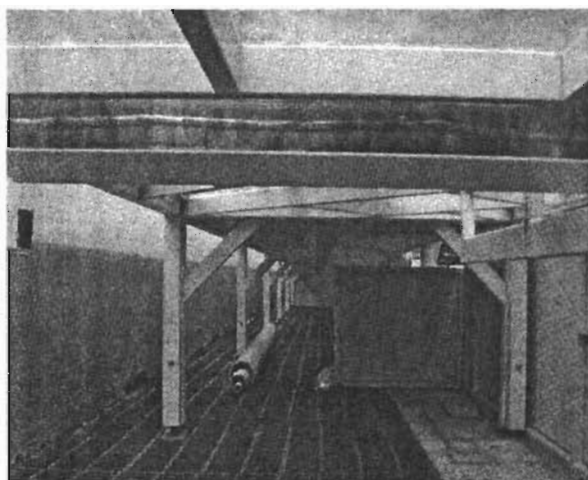
Fotografía B.3. Transporte de sedimentos en el canal (vista hacia aguas abajo)



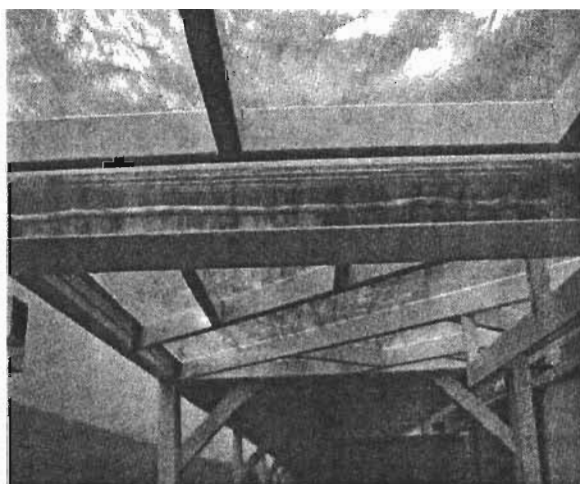
Fotografía B.4. Transporte de sedimentos en el canal (vista cercana a la zona donde está instalado el tubo)



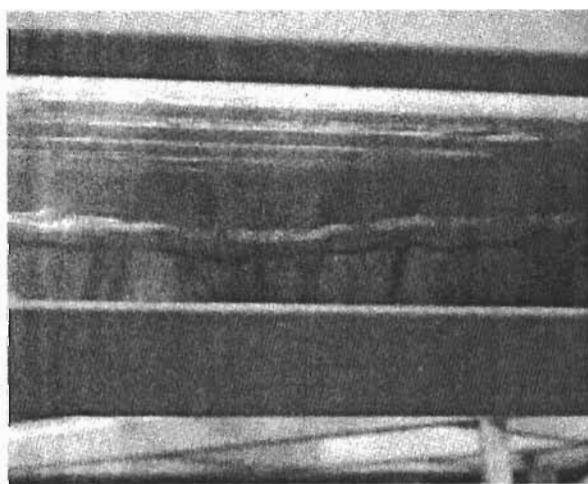
Fotografía B.5. Vórtice a la salida del tubo  
(vista en elevación)



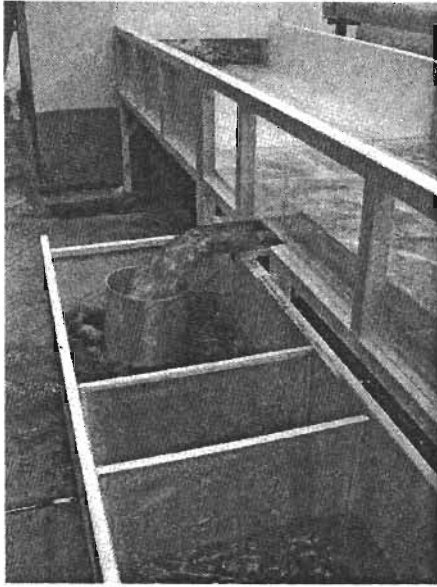
Fotografía B.6. Vórtice en el interior del tubo  
(vista inferior hacia aguas arriba)



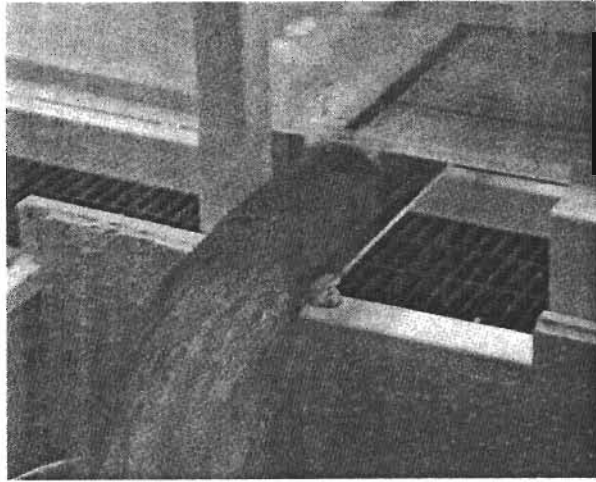
Fotografía B.7. Vórtice en el interior del tubo  
(vista inferior hacia aguas arriba)



Fotografía B.8. Toma cercana del vórtice en el  
interior del tubo (vista inferior)



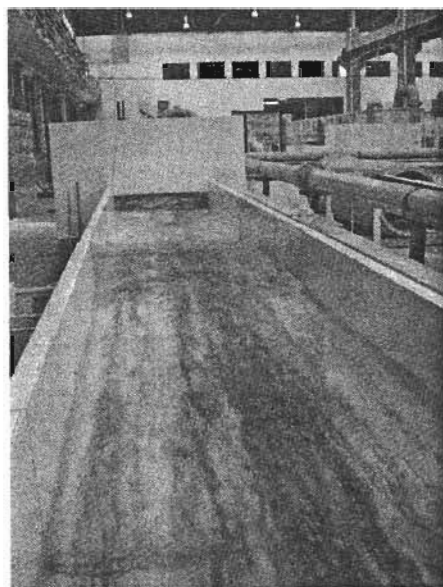
Fotografía B.9. Extracción de flujo agua-sedimento hacia el canal de extracción (vista lateral)



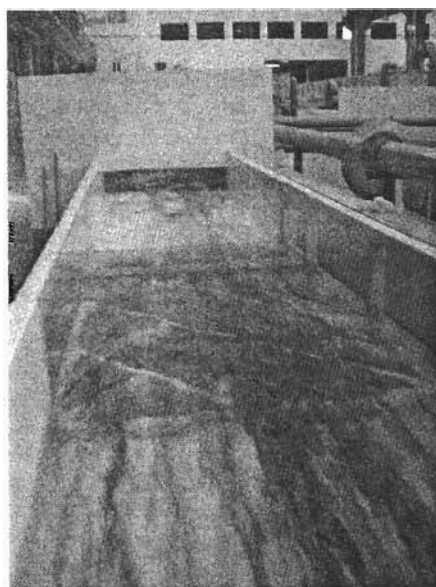
Fotografía B.10. Extracción de la mezcla agua-sedimento (vista semilateral)

---

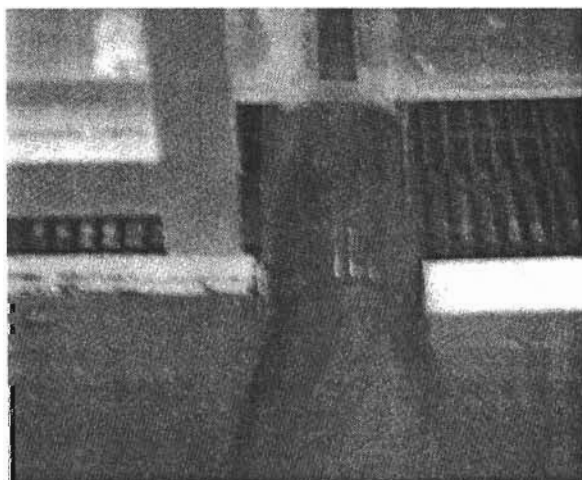
Pruebas experimentales con la tubería de 100 mm,  $g_b$  medio = 84 gf/s y  $\theta = 90^\circ$



Fotografía B.11. Transporte de sedimentos en el canal (vista hacia aguas abajo)



Fotografía B.12. Transporte de sedimentos en el canal (vista hacia aguas abajo)



Fotografía B.13. Extracción de la mezcla agua-sedimento (vista en elevación)



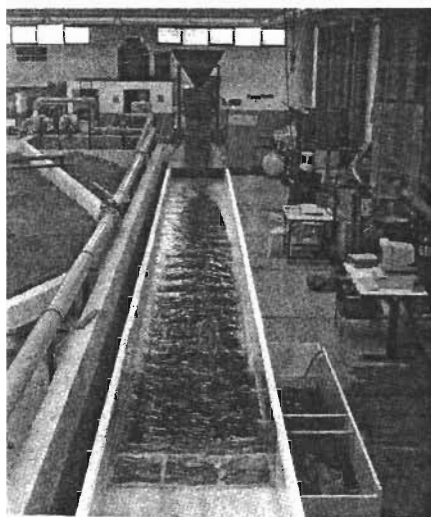
Fotografía B.14. Extracción de la mezcla agua-sedimento (vista frontal)

---

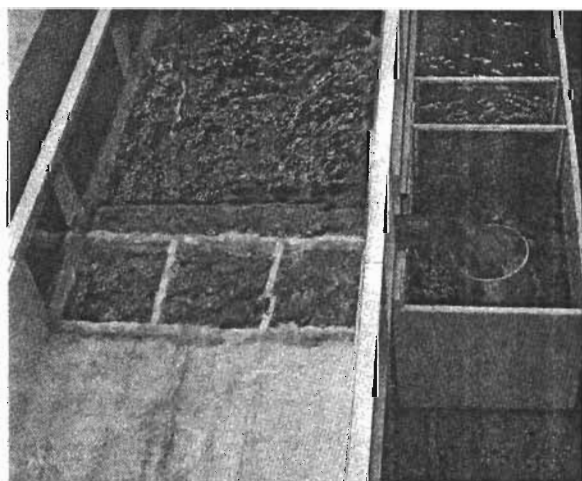
**Pruebas experimentales con la tubería de 100 mm,  $g_b$  medio = 136 gf/s y  $\theta = 90^\circ$**



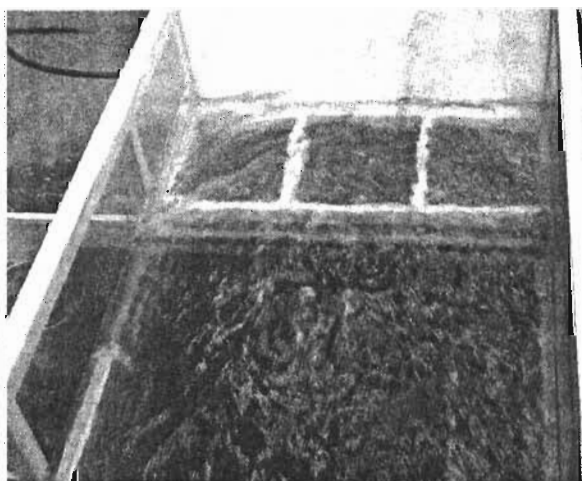
Fotografía B.15. Transporte de sedimentos en el canal (vista hacia aguas abajo)



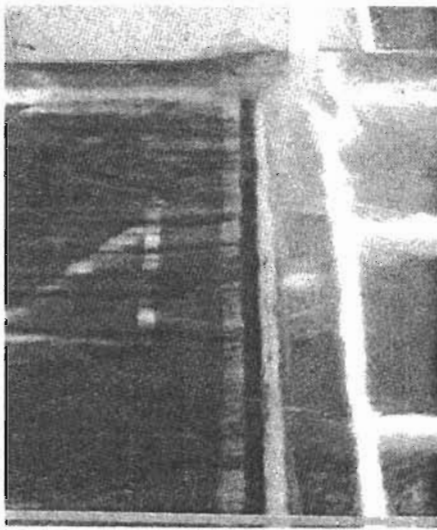
Fotografía B.16. Transporte de sedimentos en el canal (vista hacia aguas arriba)



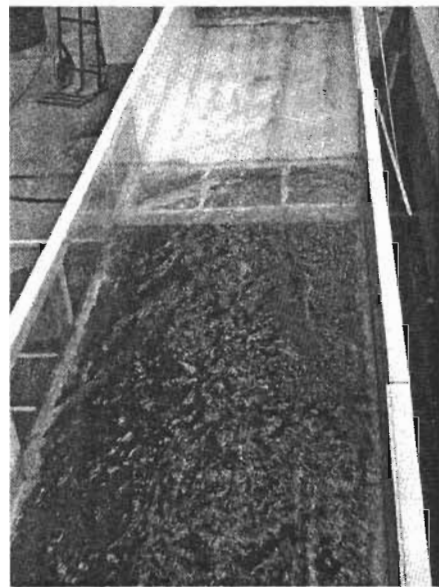
Fotografía B.17. Transporte de sedimentos en la zona cercana al tubo (vista hacia aguas arriba)



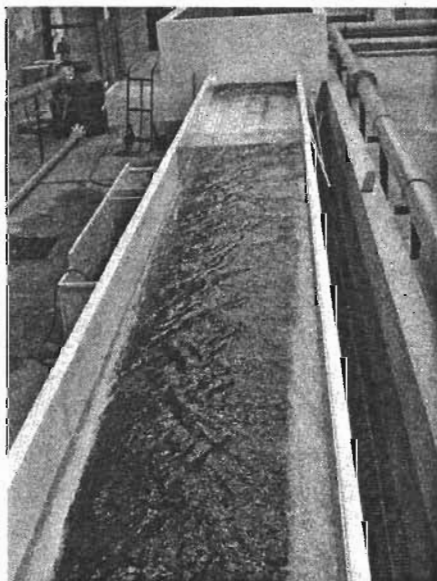
Fotografía B.18. Transporte de sedimentos en el canal (vista hacia aguas abajo)



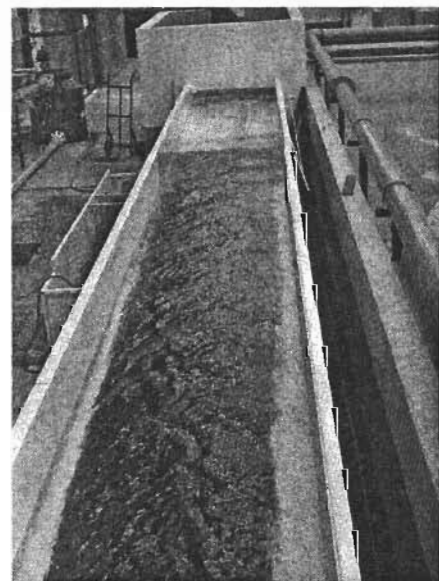
Fotografía B.19. Transporte de sedimentos en el canal  
(vista sobre el eje de la ranura)



Fotografía B.20. Transporte de sedimentos en el canal  
(vista hacia aguas abajo)



Fotografía B.21. Transporte de sedimentos en el canal  
(vista hacia aguas abajo)



Fotografía B.22. Transporte de sedimentos en el canal  
(vista hacia aguas abajo)



---

## **ANEXO C. CÁLCULO DE CURVA ELEVACIONES-GASTOS, REGISTRO DE GASTOS Y CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DE FONDO EN LA SECCIÓN CHACALTIANGUIS**

Para desarrollar el ejemplo de aplicación mostrado en el capítulo 6 fue necesario obtener algunos datos, los cuales se explican en este anexo como se obtuvieron.

En primer lugar se realizó una revisión de los gastos máximos anuales en la sección Chacaltianguis para conocer la avenida máxima que se ha presentado en dicha sección, pero como existen dos presas que controlan el flujo en la zona baja del río Papaloapan se investigó en que fechas entraron en operación encontrándose que la presa Temascal entro en operación en 1957 y la presa Cerro de Oro en 1988.

Posteriormente del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) se obtuvieron los gastos máximos anuales que se registraron en la sección Chacaltianguis los cuales se muestran en el cuadro C.1. Como puede observarse el comportamiento de los caudales es diferente una vez que entraron en funcionamiento las presas y se tiene que el gasto máximo anual en el periodo de 1989 a 1999 fue de 2155 m<sup>3</sup>/s y se presentó en el año 1996. Este dato se tomó para obtener la curva de registro de gastos en la sección.

Para la obtención de la curva elevaciones-gastos se extrajeron del BANDAS los datos de gastos máximos mensuales con sus respectivas escalas medidas en el periodo de 1988 a 1999, en el cuadro C.2 se muestran los datos obtenidos. Dicha información fue procesada y se utilizó una ecuación de la forma  $h = \alpha Q^\beta$  para obtener una curva de ajuste y el coeficiente de correlación obtenido es de 0.9935.

Como se menciona anteriormente se tomaron los datos de caudal del año 1996 para obtener la curva de registro de gastos, cabe mencionar que se obtuvieron los datos de gastos máximos y de gastos medios de todo el año 1996 y se graficaron para revisar si existía fuerte variación en los datos, pero se observa un comportamiento similar. En el cuadro C.3 se muestran los datos obtenidos del BANDAS para realizar el análisis.

Los datos de granulometría en la sección Chacaltianguis se obtuvieron del Análisis granulométrico del río Papaloapan, tramo Tuxtepec, Oax.-Alvarado, Veracruz realizado por la empresa Consultores y Proyectos del Sur, S.A. de C.V. en el año 2000. En el cuadro C.4 se muestran los datos obtenidos en la sección Chacaltianguis; a dicha información se le realizó un análisis de distribución granulométrica para determinar a que distribución de probabilidad se ajustan los datos y poder obtener una curva granulométrica representativa de la sección, en el cuadro C.5 se presenta el análisis realizado.

La experiencia obtenida del estudio de los sedimentos naturales ha llevado a la conclusión de que los tamaños de las partículas constituyentes del sedimento no se distribuyen de acuerdo con una ley teórica única. Sin embargo, también se ha podido comprobar que dependiendo de las condiciones en que se encuentren los sedimentos en el lecho de los ríos, existen una gran cantidad de casos que presentan una tendencia bastante definida hacia cierto tipo de distribución.

---

A continuación, se presenta el análisis para determinar la distribución de probabilidad teórica a la que mejor se ajusta el sedimento y las ecuaciones que definen a cada distribución.

Del cuadro C.4 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned}D_{sup84} &= 0.420, N_{sup84} = 92.918 \\D_{inf84} &= 0.250, N_{inf84} = 49.351 \\D_{sup16} &= 0.149, N_{sup16} = 28.797 \\D_{inf16} &= 0.074, N_{inf16} = 11.453\end{aligned}$$

Los cuales son utilizados para obtener los parámetros para cada distribución de probabilidad que a continuación se muestran.

### 1. Distribución normal

Se obtuvo un  $D_{50} = 0.2319501$  y  $\sigma = 0.13429243$  los cuales se aplican en la ecuación para esta distribución:

$$D_n = D_{50} + Z_n \sigma$$

### 2. Distribución log-normal

Se obtuvo un  $D_{50} = 0.18136599$  y  $\sigma = 1.96537783$  los cuales se aplican en la ecuación para esta distribución:

$$D_n = D_{50} \sigma^{\pm Z_n}$$

### 3. Distribución log-log

Se obtuvo un  $D_{50} = 0.24927545$  y  $\sigma = 1.55307463$  los cuales se aplican en la ecuación para esta distribución:

$$D_n = D_{50} \sigma^{qn}$$

$$qn = 4.43835 \log\left(\frac{n}{50}\right)$$

---

#### 4. Distribución logarítmica

Se obtuvo un  $D_{50} = 0.18290297$  y  $\sigma = 2.06814448$  los cuales se aplican en la ecuación para esta distribución:

$$D_n = D_{50} \sigma^{Pn}$$

$$Pn = \left( \frac{n-50}{34} \right)$$

$$\sigma = \frac{D_{84}}{D_{50}}$$

$$D_n = D_{50} \left( \frac{D_{84}}{D_{50}} \right)^{\left\{ \left( \frac{n-50}{34} \right) \right\}}$$

#### 5. Distribución circular

$$D_n = D_{\max} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{n}{100} \right)^2} \right]$$

Del análisis de la muestra de la sección central Chacaltianguis se observa que se obtuvo el mejor ajuste con la distribución de **PROBABILIDAD NORMAL**. Lo anterior se observa al comparar los errores al cuadrado ( $e^2$ ) mostrados en el cuadro C.6.

Cuadro C.1. Gastos máximos anuales en la sección Chacaltianguis

<b>COMISION NACIONAL DEL AGUA</b> <b>SUBDIRECCION GENERAL TECNICA</b> <b>GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS</b> <b>ESTACION: CHACALTIANGUIS</b> <b>CORRIENTE: RIO PAPALOAPAN</b> <b>CUENCA: RIO PAPALOAPAN</b>					
<b>CLAVE: 28135</b> <b>REGION: 28 PAPALOAPAN</b> <b>ESTADO: VERACRUZ</b>					
<b>GASTOS MAXIMOS ANUALES</b>					
Año	Mes	Día	Hora	Gasto máximo (m <sup>3</sup> /s)	Lectura de escala (m)
1973	DATOS INCOMPLETOS				
1974	-	-	-	3,879.00	-
1975	-	-	-	4,390.00	-
1976	-	-	-	2,333.00	-
1977	-	-	-	1,527.00	-
1978	-	-	-	2,223.00	-
1979	SIN DATOS				
1980	SIN DATOS				
1981	SIN DATOS				
1982	SEPTIEMBRE	24	12	2,192.93	7.38
1983	JULIO	25	17	3,376.92	8.22
1984	AGOSTO	6	5	2,529.72	7.69
1985	OCTUBRE	7	12	1,912.26	7.16
1986	SIN DATOS				
1987	AGOSTO	2	11	2,051.50	7.26
1988	AGOSTO	15	18	2,838.91	8.21
1989	SEPTIEMBRE	21	6	1,718.91	6.6
1990	SEPTIEMBRE	10	6	1,421.25	6.1
1991	OCTUBRE	10	2	1,852.51	7.11
1992	SEPTIEMBRE	13	18	1,935.35	7.29
1993	JULIO	6	18	2,041.80	7.57
1994	DATOS INCOMPLETOS				
1995	AGOSTO	31	17	1,695.40	6.87
1996	AGOSTO	30	10	2,155.00	7.61
1997	OCTUBRE	17	18	1,700.00	6.83
1998	OCTUBRE	28	12	2,026.50	7.63
1999	SEPTIEMBRE	15	19	2,001.30	7.25

Cuadro C.2. Resumen de gastos máximos mensuales y escalas en la sección Chacaltianguis en el periodo 1988-1999.

	RESUMEN DEL AÑO 1988			RESUMEN DEL AÑO 1989			RESUMEN DEL AÑO 1990		
MES	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA
ENERO	1	364.857	2.41	8	420.76	2.91	14	451.75	2.88
FEBRERO	14	345.49	2.52	12	492.337	3.21	24	545.499	3.15
MARZO	19	259.708	2.2	2	397.791	2.85	6	500.5	3.02
ABRIL	24	367.386	2.49	18	370.39	2.76	21	527.545	3.1
MAYO	18	370.281	2.5	3	434.916	2.92	22	449.657	2.88
JUNIO	23	1,827.07	7.1	21	392.215	2.63	25	870.113	4.34
JULIO	23	1,669.36	6.84	13	1,037.17	4.7	12	1,347.43	5.63
AGOSTO	15	2,838.92	8.21	30	920.002	4.53	20	1,202.64	5.43
SEPTIEMBRE	6	2,298.33	7.67	21	1,718.92	6.6	10	1,421.26	6.1
OCTUBRE	4	1,094.25	4.96	1	795.46	4.13	1	974.254	4.76
NOVIEMBRE	1	567.056	3.74	19	492.249	3.19	18	732.205	4.07
DICIEMBRE	20	1,176.97	5.11	9	505.286	3.23	10	613.908	3.69

	RESUMEN DEL AÑO 1991			RESUMEN DEL AÑO 1992			RESUMEN DEL AÑO 1993		
MES	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA
ENERO	14	586.91	3.43	19	547.348	3.29	11	422.531	3.06
FEBRERO	24	499.151	3.15	5	492.83	3.17	20	432.927	3.1
MARZO	3	494.365	3.13	1	413.804	2.91	15	432.927	3.1
ABRIL	7	449.154	2.98	4	395.206	2.83	4	427.729	3.08
MAYO	28	410.282	2.83	31	866.455	4.39	4	384.085	2.91
JUNIO	28	652.71	3.75	1	909.212	4.54	29	1,978.81	7.42
JULIO	6	1,328.37	5.62	28	1,164.49	5.43	6	2,041.81	7.57
AGOSTO	10	1,523.63	6.03	18	1,656.90	6.8	21	2,037.60	7.56
SEPTIEMBRE	27	1,303.97	5.83	13	1,935.36	7.29	1	1,794.57	6.98
OCTUBRE	10	1,852.52	7.11	1	1,757.05	7.04	1	1,598.43	6.5
NOVIEMBRE	10	918.823	4.78	18	734.403	4.41	19	785.244	4.24
DICIEMBRE	16	669.743	3.89	9	432.544	3.16	2	542.394	3.48

	RESUMEN DEL AÑO 1994			RESUMEN DEL AÑO 1995			RESUMEN DEL AÑO 1996		
MES	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA
ENERO		INCOMPLETO		31	406.8	2.86	19	375	2.8
FEBRERO		INCOMPLETO		7	442	2.84	22	324.6	2.61
MARZO		INCOMPLETO		20	253.8	2.14	7	340.6	2.63
ABRIL		INCOMPLETO		11	258	2.15	6	253	2.32
MAYO		INCOMPLETO		31	522	3.09	16	244.4	2.16
JUNIO		INCOMPLETO		22	707.5	3.79	30	844	4.5
JULIO		INCOMPLETO		14	1,435.00	5.85	31	1,393.89	6.03
AGOSTO		INCOMPLETO		31	1,695.40	6.87	30	2,155.00	7.61
SEPTIEMBRE		INCOMPLETO		1	1,685.67	6.85	1	2,045.91	7.53
OCTUBRE		INCOMPLETO		22	1,049.40	4.93	8	982	4.97
NOVIEMBRE	30	546.285	3.33	26	503	3.35	9	1,050.00	4.93
DICIEMBRE	2	644.032	3.67	1	360.6	2.89	4	344.8	2.87

	RESUMEN DEL AÑO 1997			RESUMEN DEL AÑO 1998			RESUMEN DEL AÑO 1999		
MES	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA	DIA	Q MAXIMO	ESCALA
ENERO	31	372	2.9	16	434.736	2.89	25	752.634	3.98
FEBRERO	8	354	2.78	27	421.028	2.85	11	820.339	4.2
MARZO	21	509.2	3.26	29	705.988	3.71	26	741.346	3.94
ABRIL	10	546	3.42	18	841.844	4.11	30	715.003	3.85
MAYO	18	542	3.37	1	776.82	3.92	1	735.074	3.92
JUNIO	30	476	3.16	6	273.394	2.25	26	840.767	4.27
JULIO	7	1,048.00	5.01	29	1,166.11	5.34	23	1,817.94	6.79
AGOSTO	1	1,082.00	5.11	3	1,178.58	5.37	31	1,171.68	5.19
SEPTIEMBRE	15	954	4.86	20	1,616.42	6.71	15	2,001.30	7.25
OCTUBRE	17	1,700.00	6.83	28	2,026.51	7.63	12	1,682.48	6.72
NOVIEMBRE	1	748.25	4.43	1	1,543.61	6.54	1	530.182	3.69
DICIEMBRE	1	428.2	3.28	1	870.769	4.78	28	651.629	3.64

Cuadro C.3. Registro de gastos máximos diarios en la sección Chacaltianguis en el año 1996

Día	ENERO Q máximo m <sup>3</sup> /s	FEBRERO Q máximo m <sup>3</sup> /s	MARZO Q máximo m <sup>3</sup> /s	ABRIL Q máximo m <sup>3</sup> /s	MAYO Q máximo m <sup>3</sup> /s	JUNIO Q máximo m <sup>3</sup> /s	JULIO Q máximo m <sup>3</sup> /s	AGOSTO Q máximo m <sup>3</sup> /s	SEPTIEMBRE Q máximo m <sup>3</sup> /s	OCTUBRE Q máximo m <sup>3</sup> /s	NOVIEMBRE Q máximo m <sup>3</sup> /s	DICIEMBRE Q máximo m <sup>3</sup> /s
1	304.72	103.50	325.00	246.00	227.00	168.00	756.71	1278.40	2045.91	731.90	467.20	260.20
2	311.20	106.00	331.00	246.00	224.10	179.20	703.10	1076.20	1931.40	798.00	463.50	298.70
3	282.00	121.00	287.00	235.00	218.30	206.70	760.28	931.96	1888.10	650.83	434.80	294.50
4	306.34	258.60	307.00	232.00	190.00	200.90	761.00	801.80	1798.50	665.80	636.60	344.80
5	337.60	258.60	275.40	230.00	198.00	198.00	722.48	646.97	1640.00	665.80	829.16	340.00
6	263.80	274.20	274.40	253.00	146.00	191.60	738.80	570.28	1320.80	847.14	958.20	340.00
7	274.20	305.80	340.60	244.00	154.80	213.95	751.40	611.00	1240.65	966.00	972.20	291.35
8	308.20	274.20	322.00	222.60	163.60	232.80	771.20	867.90	1247.95	982.00	978.40	307.30
9	327.20	260.46	313.00	228.00	159.20	253.10	791.60	1141.95	1328.00	902.13	1050.00	272.00
10	337.60	267.96	313.00	223.95	173.60	225.55	791.60	1472.20	1452.55	750.20	1050.00	278.00
11	348.00	300.40	287.56	225.48	173.60	247.30	738.80	1858.00	1611.67	634.89	1050.00	305.00
12	352.86	270.30	289.80	226.20	211.39	344.80	607.00	1954.00	1635.00	531.59	896.80	277.14
13	361.50	283.56	270.50	230.67	232.80	385.95	611.35	1939.60	1600.00	480.05	794.00	296.60
14	362.04	316.60	256.75	236.00	185.20	380.85	624.40	1894.00	1423.50	521.00	718.60	282.00
15	366.90	289.80	278.60	228.00	146.00	363.00	639.10	1982.80	1193.83	499.40	729.80	282.00
16	369.60	269.00	284.20	226.20	244.40	398.70	645.30	2002.00	1091.95	437.50	680.80	248.80
17	369.60	288.07	292.60	240.00	207.43	427.00	685.60	2002.00	1031.75	383.35	539.84	250.70
18	374.10	311.20	301.00	234.00	154.36	451.50	781.40	1992.40	986.25	354.00	438.20	300.80
19	375.00	300.40	314.71	220.08	198.00	449.00	876.36	1993.71	933.73	342.80	490.40	290.30
20	369.60	299.32	331.00	216.30	198.00	434.00	1144.44	2070.00	619.50	319.00	519.80	282.00
21	366.90	322.00	334.20	217.20	148.20	454.00	1151.00	2110.00	489.40	307.00	377.20	284.00
22	300.40	324.60	295.40	219.00	144.20	466.40	953.80	2130.00	427.20	437.20	428.00	248.80
23	222.20	322.00	241.60	222.60	131.60	444.00	974.20	2100.46	356.57	507.00	424.60	254.50
24	42.40	319.30	258.00	222.60	138.80	357.80	926.75	2100.46	353.50	527.00	411.00	256.40
25	44.50	319.30	256.93	204.76	161.40	421.50	829.86	2018.64	412.00	492.30	340.00	258.30
26	30.50	282.00	244.00	226.20	144.20	449.00	773.00	1846.60	444.20	507.00	319.95	225.40
27	56.20	295.00	248.00	234.57	159.20	500.00	755.40	1838.30	399.20	497.00	328.00	223.80
28	192.00	301.87	247.43	248.00	179.20	679.70	736.20	1894.33	578.00	344.40	328.00	223.80
29	263.80	316.60	265.50	224.40	198.00	811.70	862.00	2093.64	639.50	464.10	274.00	215.80
30	263.80		273.00	219.00	188.40	844.00	1365.62	2155.00	470.00	615.40	260.20	224.12
31	143.60		265.50		182.00		1393.89	2151.10		522.00		237.00

Cuadro C.4. Análisis granulométrico en la sección central Chacaltianguis (Tomado de informerealizado por empresa Consultores y Proyectos del Sur, S.A. de C.V. en el año 2000)

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS							
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO							
PROCEDENCIA: <b>CENTRO CHACALTIANGUIS</b>							
BANCO: _____		POZO: _____					
MUESTRA _____		ESTACIÓN: _____					
PROFUNDIDAD: _____ m							
V I A S E C A	MAILLA	ABERTURA mm	PESO RETENIDO kg	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO %	RETENIDO ACUMULADO %	PORCENTAJE QUE PASA %	OBSERVACIONES
	4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00	LA PRUEBA SE REALIZÓ CON 1.00 KG. DE MUESTRA SE PERDIÓ (%) 0.148
	8	2.380	0.00	0.00	0.00	100.00	
	14	1.190	0.00	0.00	0.00	100.00	
	20	0.800	1.35	0.14	0.14	99.87	
	40	0.420	69.47	6.95	7.08	92.92	
	60	0.250	435.67	43.57	50.65	49.35	
	100	0.149	205.54	20.55	71.20	28.80	
	200	0.074	173.44	17.34	88.55	11.45	
	< 200		113.05	11.31	99.85		
Suma =			998.52	99.85			

Cuadro C.5. Resultados obtenidos a partir de los datos de granulometría en la sección central Chacaltianguis

% N	Dist. Circular	Dist. Log-normal	Dist. Normal	Dist. Logaritmica	Dist. Log-log
5	0.0015	0.0597	0.0111	0.0699	0.0353
10	0.0060	0.0763	0.0598	0.0778	0.0636
15	0.0135	0.0900	0.0928	0.0866	0.0897
20	0.0240	0.1027	0.1189	0.0963	0.1146
25	0.0378	0.1150	0.1414	0.1072	0.1384
30	0.0548	0.1273	0.1615	0.1193	0.1616
35	0.0753	0.1398	0.1802	0.1327	0.1842
40	0.0993	0.1528	0.1979	0.1477	0.2063
45	0.1273	0.1666	0.2151	0.1644	0.2280
50	0.1594	0.1814	0.2320	0.1829	0.2493
55	0.1962	0.1974	0.2488	0.2035	0.2703
60	0.2380	0.2152	0.2660	0.2265	0.2910
65	0.2857	0.2353	0.2837	0.2520	0.3114
70	0.3402	0.2585	0.3024	0.2805	0.3317
75	0.4029	0.2861	0.3225	0.3121	0.3516
80	0.4760	0.3203	0.3450	0.3473	0.3714
85	0.5631	0.3653	0.3711	0.3864	0.3911
90	0.6713	0.4311	0.4041	0.4300	0.4105
95	0.8184	0.5511	0.4528	0.4785	0.4298
100	1.1900			0.5325	0.4489

*Cuadro C.6. Errores al cuadrado obtenidos para cada distribución de probabilidad analizada*

Datos		Circular		Log-normal		Normal	
Abertura	% que pasa	Diametro	EE <sup>2</sup>	Diametro	EE <sup>2</sup>	Diametro	EE <sup>2</sup>
1.190	100.000	1.190	0.00000				
0.800	99.865	1.128	0.10771	1.377	0.33281	0.635	0.02728
0.420	92.918	0.750	0.10899	0.490	0.00484	0.429	0.00009
0.250	49.351	0.155	0.00902	0.179	0.00499	0.230	0.00041
0.149	28.797	0.050	0.00972	0.124	0.00061	0.157	0.00006
0.074	11.453	0.008	0.00438	0.080	0.00004	0.070	0.00001
			<b>0.23982</b>		<b>0.34329</b>		<b>0.02785</b>

Datos		Logarítmica		Log-log	
Abertura	% que pasa	Diametro	EE <sup>2</sup>	Diametro	EE <sup>2</sup>
1.190	100.000	0.532	0.43232	0.449	0.54926
0.800	99.865	0.531	0.07239	0.448	0.12365
0.420	92.918	0.458	0.00142	0.422	0.00000
0.250	49.351	0.180	0.00485	0.247	0.00001
0.149	28.797	0.116	0.00107	0.156	0.00005
0.074	11.453	0.080	0.00004	0.071	0.00001
			<b>0.51209</b>		<b>0.67298</b>



---

## ANEXO D: CÁLCULOS DE CURVAS GRANULOMÉTRICAS

### D.1 Cálculo de la curva granulométrica en suspensión a partir de la curva granulométrica de fondo

Es considerablemente más fácil obtener una curva granulométrica de tamaños representativo para el material del fondo de un canal aluvial que para el material en transporte, (aquí referido al “material suspendido”, la distinción es leve debido al dominio usual de la carga de fondo en suspensión en canales de riego que transportan sedimento). El manual se preparo para donde sea posible solamente requerir calificar material del tamaño de la cama en los cálculos. Esta sección explica el calculo de la curva granulométrica de material en suspensión a partir de la curva granulométrica de material de fondo en un procedimiento paso a paso. Usuarios de DACSE podrían no necesitar el uso del procedimiento bajo circunstancias normales.

**El método se basa en la hipótesis que la relación relativa de transporte de una fracción de tamaño individual en el material del fondo es proporcional a su tamaño elevado a la potencia  $-2.18$ . Para mas detalles de la discusión del método, y un informe de su comparación con datos de campo, ver el apéndice de Atkinson (1987)**

El procedimiento es el siguiente:

1. Leer de la curva granulométrica del material de fondo los diámetros D1, D3, D5, D7, D9, D15, D25, D35, D45, D55, D65, D75, D85, D95.
2. Para cada tamaño de grano calcular la relación relativa de transporte  $R_{tr}$   
 $R_{tr1} = D_1^{-2.18}$ ,  $R_{tr3} = D_3^{-2.18}$ ,  $R_{tr5} = D_5^{-2.18}$ , etc.
3. Calcule la suma de las relaciones de transporte, ponderándolas de acuerdo a su proporción en el material del fondo, para obtener la relación de transporte real,  $T_{tr}$ :

$$T_{tr} = (R_{tr1} + R_{tr3} + \dots + R_{tr9}) \times 0.02 + (R_{tr15} + R_{tr25} + \dots + R_{tr95}) \times 0.10$$

4. Calcule la proporción de la carga de sedimento total en transporte que se compone de cada uno de los tamaños de grano.

Para el tamaño D1 es:  $P_{t1} = \frac{R_{tr1} \times 0.02}{T_{tr}}$

Para el tamaño D3 es:  $P_{t3} = \frac{R_{tr3} \times 0.02}{T_{tr}}$

Y de igual forma para los tamaños D5, D7 y D9

Para los tamaños D15, D25 hasta D95 es:

Para el tamaño D15 es:  $P_{t15} = \frac{R_{tr15} \times 0.10}{T_{tr}}$

---

Para el tamaño D25 es:  $P_{i25} = \frac{R_{ir25} \times 0.10}{T_r}$

etc.

5. Grafique la curva granulométrica del material en transporte como sigue (esto es tomado también como la curva granulométrica del sedimento en suspensión):
- $\frac{1}{2} \times P_{i1} \times 100\%$  del material transportado es mas fino que el tamaño D1 del material de fondo, por lo que el tamaño D1 en el fondo se convierte en el tamaño  $D_N$  en transporte en donde  $N = \frac{1}{2} \times P_{i1} \times 100$
  - $\left( P_{i1} + \frac{1}{2} \times P_{i3} \right) \times 100\%$  del material transportado es mas fino que el tamaño D3 del material de fondo, por lo que el tamaño D3 en el fondo se convierte en el tamaño  $D_N$  en transporte en donde  $N = \left( P_{i1} + \frac{1}{2} \times P_{i3} \right) \times 100$
  - y la secuencia se continua. Los otros puntos son:

El D5 se convierte en el tamaño  $D_N$  en transporte en donde

$$N = \left( P_{i1} + P_{i3} + \frac{1}{2} \times P_{i5} \right) \times 100$$

El D7 se convierte en el tamaño  $D_N$  en transporte en donde

$$N = \left( P_{i1} + P_{i3} + P_{i5} + \frac{1}{2} \times P_{i7} \right) \times 100$$

y se continua hasta

El D95 se convierte en el tamaño  $D_N$  en transporte en donde

$$N = \left( P_{i1} + P_{i3} + \dots + P_{i85} + \frac{1}{2} \times P_{i95} \right) \times 100$$

## **D.2 Cálculo de la curva granulométrica del material de fondo del canal a partir de la curva granulométrica del material de fondo del río**

El diseño de un extractor de sedimento para un canal que todavía no se ha construido requiere una predicción de la curva granulométrica del material del fondo en la localización propuesta del extractor. Desafortunadamente, esta predicción es extremadamente difícil, los tamaños del sedimento que son desviados dentro de un canal dependen mucho más que distribución de tamaños del material del fondo del río. La configuración y la operación de la toma también afecta los tamaños extraídos de sedimento, al igual que el diseño y la operación de cualquier dispositivo de control del sedimento relacionado. La predicción es

---

más difícil aún por el hecho que en un canal principal la mediana del tamaño del material del fondo puede reducirse sobre un orden de magnitud cerca de la toma a unos pocos kilómetros aguas abajo. Este tramo es la localización probable de un extractor de sedimento.

Es necesario hacer un número de asunciones algo arrebataadoras para proporcionar un método simple para determinar tamaños materiales del fondo del canal de condiciones en el río. Éstos son:

- Que la granulometría del material del fondo del canal se puede derivar de la granulometría del material del fondo del río, si se asume que todos los sedimentos más grandes que un cierto tamaño son excluidos en la toma. Si la toma tiene algunas características para excluir sedimento entonces se asume que el tamaño máximo del sedimento que entra en el canal es el tamaño del sedimento D90 en el fondo del río.
- Que el tamaño máximo del sedimento en el fondo del canal en la localización del extractor es más pequeño o igual al tamaño del sedimento que está en el umbral del movimiento.

Se utiliza el más pequeño de los tamaños pronosticados con las asunciones mencionadas arriba como representación del tamaño más grande del sedimento presente en el fondo del canal en la localización del extractor. Las proporciones relativas de los otros tamaños se asumen que son las mismas que el material en el fondo del río.

Las asunciones proporcionan la base para el siguiente procedimiento paso a paso para obtener la granulometría del material del fondo en la localización propuesta del extractor.

### **D.2.1 Cálculo del máximo tamaño de sedimento en el fondo que puede ser transportado para las condiciones de diseño del canal.**

(i) Suposición inicial  $\theta_{cr} = 0.055$

(ii) Calcular  $\alpha = 0.001 \left[ \frac{(S_g - 1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}}$

(iii) Calcular  $\beta = \frac{S \cdot h}{0.001(S_g - 1)}$

donde S y h son los valores de diseño para la pendiente y el tirante del canal respectivamente

(iv)  $D_{\max T} = \frac{\beta}{\theta_{cr}}$  ( $D_{\max T}$  esta en mm)

(v)  $D_{gr} = \alpha \cdot D_{\max T}$

---

---

$$(vi) \quad \theta_{cr} = 0.24(D_{gr})^{-1} \quad \text{for } D_{gr} \leq 4$$

$$\theta_{cr} = 0.14(D_{gr})^{-0.64} \quad \text{for } 4 < D_{gr} \leq 10$$

$$\theta_{cr} = 0.04(D_{gr})^{-0.10} \quad \text{for } 10 < D_{gr} \leq 20$$

$$\theta_{cr} = 0.013(D_{gr})^{0.29} \quad \text{for } 20 < D_{gr} \leq 150 \text{ y}$$

$$\theta_{cr} = 0.055 \quad \text{for } D_{gr} > 150$$

- (vii) Si  $\theta_{cr}$  es diferente de 0.055 repetir los pasos (iv) al (vi) hasta que el calculo converja a una respuesta. Tres o cuatro iteraciones deberían ser suficientes.

**D.2.2** Si un dispositivo eficaz en la exclusión del sedimento se incorpora en el diseño de la toma entonces el sedimento más grueso del transporte en el río será excluido. Los ejemplos de medidas de control eficaz del sedimento incluyen: localizando la toma en el exterior de una curva del río, un canal curvo o excluidor de sedimento tipo túnel o laguna de estabilización. El efecto depende también de muchos parámetros específicos del sitio para que un método de predicción simple sea utilizado. Aquí utilizamos la asunción que el control del sedimento en la toma limitará el tamaño máximo del sedimento que entra en el canal al tamaño D90 del sedimento en transporte en el río. Esta asunción es arbitraria pero se basa en algunas observaciones limitadas de granulometrías de sedimento en río y canal.

Si la exclusión del sedimento se incorpora en la toma entonces lea el tamaño D90 de la curva granulométrica del material en suspensión en el río obtenida usando la primera sección de este apéndice (el método se debe aplicar al material del fondo del río). El tamaño máximo del material que alcanza el extractor, Dmax, entonces se toma como el más pequeño del tamaño d90 calculado en esta sección y el valor de DmaxT calculado en la sección D.2.1

Si DmaxT es menor que el tamaño más grande de sedimento que se espera que entre al canal (por ejemplo D90 del material en transporte si hay exclusión del sedimento o D100 del material de la cama si ninguna El deposito ocurriría cerca de la toma y se requeriría retirarlo por medios mecánicos regularmente.

Si no se emplea ningún dispositivo eficaz de exclusión del sedimento y si Dmax es mayor que el tamaño D100 en el río, entonces las granulometrías del fondo del canal y del río son iguales. De otra manera proceda como se indica en la siguiente sección.

---

### D.2.3 Determinación de la granulometría de fondo del canal a partir de la curva granulométrica de fondo del río.

- (i) Lea el porcentaje del material del fondo del río el cual es mas fino que  $D_{max}$ . Llame a este porcentaje  $N\%$ .
- (ii) El tamaño  $D_0$  del material del fondo del canal es el tamaño  $D_0$  del material del fondo del río
- (iii) El tamaño  $D_{10}$  del material del fondo del canal es el tamaño  $D_M$  del material del fondo del río donde  $M = 0.1N$ .
- (iv) Asimismo el tamaño  $D_{20}$  es  $D_M$ ,  $M = 0.2N$ , el tamaño  $D_{30}$  es  $D_M$ ,  $M = 0.3N$  y así sucesivamente.

---

## ANEXO E.1 EXACTITUD DE MÉTODOS (FACTOR DE FRICCIÓN Y TRANSPORTE DE SEDIMENTOS)

### Exactitud de métodos

Se realizó una comparación en la cual los métodos fueron probados contra medidas de campo en canales y ríos con gastos y tamaños de sedimento típicos de canales de riego. Los detalles se dan en Meadowcroft (1988). La comparación se basa en la relación de la cantidad pronosticada y medida.

#### E.1.1 Factor de fricción

Los resultados de una comparación de valores pronosticados de  $f$  con 181 registros de datos se muestran abajo:

Método	% en $\frac{1}{2}$ a 2 veces el rango	Relación de discrepancia media ponderada
White et al (1980)	87	0.95
Brownlie (1983)	92	1.13
Engelund (1966)	97	0.88
Van Rijn (1984)	93	1.01

El método de Engelund tiene el número más alto de comparaciones dentro del rango de  $\frac{1}{2}$  a 2 veces, pero tiene la más baja relación de discrepancia media. El método de Van Rijn tiene una relación de discrepancia cercana a la unidad. Generalmente predicciones hechas con estos métodos pueden tener una exactitud de alrededor del 30%.

#### E.1.2 Transporte de sedimento

Una comparación similar se realizó para los predictores de transporte, donde concentraciones observadas y pronosticadas de sedimento de 292 conjuntos de datos se compararon. Las pendientes superficiales del agua fueron estimadas de parámetros medidos usando el predictor de fricción de van Rijn para realizar esta comparación.

Método	% en $\frac{1}{2}$ a 2 veces el rango	Relación de discrepancia media ponderada
Ackers & White (1973)	51	0.87
Brownlie (1981)	55	0.76
Engelund & Hansen (1967)	59	0.91
van Rijn (1984)	51	0.91
Yang (1979)	39	0.49

---

En esta estimación todos los métodos subestimaron las concentraciones medidas, y menos del 60% de las comparaciones estaban en el rango de  $\frac{1}{2}$  a 2 veces. La ecuación de Engelund y Hansen es la más sencilla de utilizar y también fue la más exacta en esta comparación.

### E.1.3 Selección de métodos

Los métodos para predecir fricción en canales de riego tienen funcionamiento similar, y cualquiera de los métodos listados en la sección E.1.1 podrían usarse. Si están disponibles datos de campo de canales similares entonces ellos pueden usarse para seleccionar el método que pronostique mejor las condiciones observadas.

La diferencia en funcionamiento de los predictores de transporte es más grande que la de los predictores de fricción. Si están disponibles datos de campo entonces ellos deberán usarse para seleccionar el mejor predictor para las condiciones locales.

En la ausencia de datos de campo, se recomienda el uso del predictor de fricción aluvial de van Rijn (1984) con la ecuación de transporte de Engelund and Hansen (1967).

### REFERENCIAS DEL ANEXO

- Ackers, P & White, W R, 1973. Sediment transport: a new approach analysis. Proc ASCE, Vol 99 HY 11.
- Brownlie, W R, 1981. Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. W M Keck Laboratory of hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology. Reporte KH-R-43
- Brownlie, W R, 1983. Flow depth in sand bed channels. ASCE Journal Hydraulics Engineering Vol 109 No. 7
- Engelund, F, 1966. Hydraulic resistance of alluvial streams. Proc ASCE Vol 92, HY 2.
- Gibbs, R J, Mathews, M D & Link, D A, 1971. The relation between sphere size and settling velocity. Journal of Sedimentary Petrology Vol 41 No 1, March 1971.
- Meadowcroft, I C, 1988. The applicability of sediment transport and alluvial friction prediction formulae to irrigation canals. Report OD TN 34, Hydraulics Research Limited, Wallingford, UK
- van Rijn, L C, 1984. Sediment transport. ASCE Journal Hydraulics Engineering Vol 110 Nos. 10, 11 y 12.
- Yang, C T, 1979. Unit stream power equations for total load. Journal of Hydrology 40 pp 123-138
- White, W R, Paris, E, and Bettess, R, 1979. A new general method for predicting the frictional characteristics of alluvial streams. Report IT 187, Hydraulics Research Limited, Wallingford, UK.

---

## ANEXO E.2 MÉTODO DE VAN RIJN Y ECUACIÓN DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE ENGELUND Y HANSEN

### ○ Cálculo de fricción usando el método de van Rijn (1984)

La pendiente y la velocidad cortante ( $u^*$ ) son calculadas a partir de:

$h$	tirante
$b_m$	ancho medio (m)
$\bar{u}$	velocidad media (m/s)
$D_{50}, D_{90}$	tamaño de granos (mm)
$S_g$	Gravedad específica de las partículas (puede tomarse como 2.65 para arenas)
$\nu$	Viscosidad cinemática (esta puede calcularse a partir de la temperatura)

1. Calcular parámetro adimensional de la partícula  $D_{gr}$

$$D_{gr} = 0.001 D_{50} \left[ \frac{(S_g - 1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

2. Calcular  $\theta_{cr}$  a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\theta_{cr} = 0.24(D_{gr})^{-1} \quad \text{for } D_{gr} \leq 4$$

$$\theta_{cr} = 0.14(D_{gr})^{-0.64} \quad \text{for } 4 < D_{gr} \leq 10$$

$$\theta_{cr} = 0.04(D_{gr})^{-0.10} \quad \text{for } 10 < D_{gr} \leq 20$$

$$\theta_{cr} = 0.013(D_{gr})^{0.29} \quad \text{for } 20 < D_{gr} \leq 150 \text{ y}$$

$$\theta_{cr} = 0.055 \quad \text{for } D_{gr} > 150$$

3. Obtener la velocidad cortante del fondo crítica  $u_{*,cr}$  de acuerdo a Shields a partir de la siguiente ecuación:

$$u_{*,cr} = \left[ 0.001 \theta_{cr} (S_g - 1) g D_{50} \right]^{\frac{1}{2}}$$

4. Determinar el coeficiente de Chezy  $C'$  relacionada a los granos. Se requiere el radio hidráulico,  $r$ , por ejemplo si el canal es de sección rectangular:



$$r = \frac{b_m h}{b_m + 2h}$$

$$C' = 18 \ln \left( \frac{4r}{D_{90}} \right) + 54$$

5. Determinar  $u_*'$ , la velocidad cortante del fondo efectiva a partir de la velocidad media del flujo y  $C'$

$$u_*' = \frac{\sqrt{g\bar{u}}}{C'}$$

6. Calcular el parámetro etapa de transporte,  $T_s$

$$T_s = \frac{(u_*')^2 - (u_{*cr})^2}{(u_{*cr})^2}$$

si  $T_s \geq 25$  o  $T_s \leq 0$  entonces  $u_* = u_*'$ , ir al paso 12

7. Determinar la altura de la forma de fondo relativa,  $\Delta$

$$\Delta = 0.01385h \left[ \frac{D_{50}}{h} \right]^{0.3} [1 - e^{-0.5T_s}] [25 - T_s]$$

8. Determinar inclinación de la forma de fondo,  $\Psi$

$$\Psi = 0.1364 \frac{\Delta}{h}$$

9. Calcular la rugosidad total,  $k_s$

$$k_s = 0.003D_{90} + 1.1\Delta(1 - e^{-25\Psi})$$

10. Calcular el coeficiente total de Chezy

$$C = 18 \ln \left( \frac{12r}{k_s} \right)$$

---

11. La velocidad al cortante  $u_*$  es

$$u_* = \frac{\sqrt{g\bar{u}}}{C}$$

12. La pendiente es

$$S = \frac{u_*^2}{gr}$$

- **Predicción de la carga total de fondo usando la fórmula de Engelund y Hansen (1967)**

La concentración de sedimento en partes por millón por peso se calcula a partir de:

h	tirante
S	pendiente
$\bar{u}$	velocidad media (m/s)
D <sub>50</sub>	tamaño de grano (mm) y
S <sub>g</sub>	Gravedad específica de las partículas (puede tomarse como 2.65 para arenas)

1. Calcular la velocidad al cortante

$$u_* = \sqrt{ghS}$$

2. Calcular la concentración de sedimento en partes por millón (ppm)

$$X_{eh} = \frac{50S_g \bar{u} u_*^3}{hg^2 D_{50} (S_g - 1)^2} 10^6$$

---

## ANEXO F. USO DE TÉCNICAS DE PREDICCIÓN DE TIRANTE, VELOCIDAD Y PENDIENTE DE LA SUPERFICIE DEL AGUA

Aguas arriba del desarenador, las concentraciones de sedimento son mas grandes que aquellas que pueden ser transportadas por el canal con su pendiente y tirante de diseño. (Si este no es el caso entonces no se requeriría un desarenador). El sedimento podría depositarse entre la toma y la ubicación del desarenador, hasta que la pendiente y el tirante del canal se ajusten lo suficiente para producir que sea capaz de transportar el sedimento para igualar la carga de sedimento que entra. Por consiguiente no es correcto usar los parámetros de diseño para predecir el funcionamiento del desarenador, pues este no representa condiciones actuales aguas arriba del desarenador.

Si el canal no se ha construido, o la actividad de desazolve ha evitado que las condiciones de “equilibrio” se alcancen, entonces el tirante aguas arriba del desarenador tiene que estimarse. Esto puede lograrse aplicando un predictor aluvial de fricción y una ecuación de transporte de sedimento para predecir el tirante a partir del gasto, la concentración de sedimento que entra, ancho del canal, y de los tamaños de sedimento del fondo. Se requiere un procedimiento de prueba y error: el tirante inicial se supone y se utiliza para predecir la pendiente y por lo tanto la capacidad de transporte, una nueva estimación para el tirante es entonces derivada comparando la capacidad de transporte pronosticada contra la concentración de sedimento entrante.

Sin embargo, el cálculo completo a mano es muy largo, y se basa generalmente en una estimación incierta para la concentración media de sedimento en el flujo que entra en el canal. Así la exactitud probable del cálculo completo a mano no justifica generalmente el esfuerzo que se requiere para llevarlo acabo. Un método más simple, basado en la combinación de la ecuación de Manning con la ecuación de transporte de sedimento de Engelund y Hansen (1967) se desarrollo para los usuarios de *Design Manual for Canal Sediment Extractors* que no tienen acceso al software DACSE.

---

El método se explica a continuación:

- Calcular la constante

$$C_{II} = \left( \frac{50Q^4 n^3 S_g \times 10^6}{x_c g^{0.5} (S_g - 1)^2 d_{50}} \right)^{0.1818}$$

donde

Q = Gasto del canal (m<sup>3</sup>/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (un valor de 0.024 puede tomarse)

S<sub>g</sub> = Gravedad específica del sedimento

X<sub>c</sub> = Concentración de sedimento que entra al canal (ppm)

g = Constante gravitacional (9.81 m/s<sup>2</sup>)

d<sub>50</sub> = Diámetro medio del material del fondo del canal (mm)

- Hacer una estimación inicial para el tirante y calcular los siguientes dos parámetros:

$$R_{hd} = \frac{\text{Radio hidraulico}}{\text{tirante}}$$

$$b_m = \frac{\text{Area de la sección transversal}}{\text{tirante}}$$

- Calcular un nuevo tirante estimado

$$\text{tirante} = C_{II} (b_m^2 R_{hd})^{-0.3636}$$

- Repetir pasos (ii) y (iii) con el nuevo estimado para el tirante. Continuar la iteración hasta que valores sucesivos del tirante difieran por menos de 0.01 m, usualmente tres iteraciones podrían ser necesarias.
- La velocidad media puede calcularse usando el gasto y el tirante, y entonces la pendiente superficial del agua a partir de la ecuación de Manning:

$$\text{pendiente} = \frac{(\text{velocidad media} \times n)^2}{(\text{Radio hidráulico})^{1.333}}$$

## ANEXO G. TABLAS DE HR WALLINGFORD UTILIZADAS PARA DESARROLLAR EL EJEMPLO DE APLICACIÓN

### G.1 Tabla para obtener eficiencia de atrapamiento



**Table 4.3(e) Predicted trapping efficiencies ( from bed material grading )**

		( Efficiencies tabulated as percentages )													
		D <sub>50</sub> bed sediment size = 0.15mm Sediment size ratio D <sub>50</sub> /D <sub>10</sub> = 2.5													
Froude Number	Extraction Ratio	Discharges per m width of canal (m <sup>2</sup> /s) :													
		0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0
0.10	R= 5%	19	17	16	15	15	14	13	13	12	12	12	11	11	
	R=10%	32	29	28	26	25	24	23	23	23	22	22	21	21	
	R=15%	42	39	37	35	34	33	32	32	31	30	30	29	29	
	R=20%	50	46	45	43	42	41	40	39	39	38	37	37	36	
	R=25%	57	53	52	50	49	47	46	46	45	44	44	43	43	
0.15	R= 5%	14	14	13	13	13	12	12	11	11	11	11	10	10	
	R=10%	25	24	24	23	23	22	21	21	21	20	20	19	19	
	R=15%	34	33	32	32	31	30	30	29	29	28	28	27	27	
	R=20%	41	41	40	39	39	38	37	37	36	36	35	35	34	
	R=25%	48	47	47	46	45	44	44	43	43	42	42	41	41	
0.20	R= 5%	13	12	12	12	12	11	11	11	11	10	10	10	10	
	R=10%	23	22	22	22	21	21	20	20	20	19	19	18	18	
	R=15%	31	31	31	30	29	29	28	28	28	27	27	26	26	
	R=20%	39	38	38	37	37	36	36	35	35	34	34	33	33	
	R=25%	45	45	44	44	43	43	42	42	41	41	40	40	39	
0.25	R= 5%	12	12	12	11	11	11	10	10	10	10	10	9	9	
	R=10%	22	21	21	21	20	20	19	19	19	18	18	18	17	
	R=15%	30	30	29	29	28	28	27	27	27	26	26	25	25	
	R=20%	37	37	37	36	36	35	34	34	34	33	33	33	32	
	R=25%	44	43	43	43	42	41	41	40	40	40	39	39	38	
0.30	R= 5%	11	11	11	11	11	10	10	10	10	9	9	9	9	
	R=10%	21	21	20	20	20	19	19	18	18	18	17	17	17	
	R=15%	29	29	28	28	28	27	26	26	26	25	25	24	24	
	R=20%	36	36	36	35	35	34	34	33	33	32	32	32	31	
	R=25%	43	42	42	42	41	40	40	40	39	39	38	38	37	
0.35	R= 5%	11	11	11	10	10	10	10	10	9	9	9	9	8	
	R=10%	20	20	20	19	19	19	18	18	18	17	17	17	16	
	R=15%	28	28	28	27	27	26	26	26	25	25	25	24	24	
	R=20%	36	35	35	34	34	33	33	32	32	32	31	31	30	
	R=25%	42	42	41	41	40	40	39	39	39	38	38	37	36	
0.40	R= 5%	11	11	10	10	10	10	9	9	9	9	9	8	8	
	R=10%	20	20	19	19	19	18	18	18	17	17	17	16	16	
	R=15%	28	27	27	27	26	26	25	25	25	24	24	24	23	
	R=20%	35	35	34	34	33	33	32	32	32	31	31	30	29	
	R=25%	41	41	41	40	40	39	39	38	38	38	37	37	36	
0.45	R= 5%	10	10	10	10	10	9	9	9	9	9	8	8	8	
	R=10%	19	19	19	18	18	18	17	17	17	17	16	16	15	
	R=15%	27	27	27	26	26	25	25	25	24	24	23	23	22	
	R=20%	34	34	34	33	33	32	32	31	31	31	30	30	29	
	R=25%	41	40	40	40	39	39	36	38	37	37	36	36	35	
0.50	R= 5%	10	10	10	10	9	9	9	9	9	8	8	8	8	
	R=10%	19	19	18	18	18	17	17	17	17	16	16	15	15	
	R=15%	27	26	26	26	25	25	25	24	24	23	23	22	21	
	R=20%	34	33	33	33	32	32	31	31	31	30	29	29	28	
	R=25%	40	40	40	39	39	38	38	37	37	36	35	35	34	
0.55	R= 5%	10	10	10	9	9	9	9	9	8	8	8	8	7	
	R=10%	19	18	18	18	18	17	17	17	16	16	15	15	14	
	R=15%	26	26	26	25	25	25	24	24	23	23	22	22	21	
	R=20%	33	33	33	32	32	31	31	30	30	29	29	28	27	
	R=25%	40	39	39	39	38	38	37	37	36	35	35	34	33	

## G.2 Tabla para obtener longitud de adaptación



**Table 5.1 Predicted adaption lengths (predicted adaption lengths in meters )**

Discharge per m width (m <sup>2</sup> /s)	Froude Number	D <sub>50</sub> sediment sizes (In suspension) (mm) :													
		0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.15	0.17	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
0.4	Fr=0.1	303	216	180	121	99	83	71	55	46	31	22	17	13	11
	Fr=0.2	344	258	200	160	130	109	92	68	53	39	26	20	14	12
	Fr=0.3	354	267	208	167	137	115	97	73	57	42	28	21	17	14
	Fr=0.4	360	272	213	171	141	118	101	76	60	44	30	22	17	14
0.6	Fr=0.1	478	351	266	205	163	131	109	84	68	47	33	25	20	17
	Fr=0.2	522	393	306	244	200	167	141	106	83	61	41	30	24	21
	Fr=0.3	536	405	316	254	209	175	149	112	88	65	44	32	25	21
	Fr=0.4	544	412	323	260	214	180	153	116	91	67	46	34	27	22
0.8	Fr=0.1	653	482	369	289	232	189	157	113	91	72	44	34	27	23
	Fr=0.2	701	528	412	330	270	226	191	143	112	83	56	41	32	27
	Fr=0.3	718	544	426	342	281	236	200	151	119	88	59	44	35	28
	Fr=0.4	729	553	434	350	288	242	206	156	123	91	62	46	36	30
1.0	Fr=0.1	828	614	471	372	300	247	206	149	115	89	56	43	34	29
	Fr=0.2	881	665	519	416	341	285	242	182	142	105	71	52	41	34
	Fr=0.3	902	683	535	431	354	297	253	191	150	111	75	56	44	36
	Fr=0.4	915	695	545	440	362	304	259	196	155	115	78	58	46	37
1.2	Fr=0.1	1003	747	575	454	368	304	255	186	143	106	67	52	41	35
	Fr=0.2	1062	802	626	502	412	344	293	220	173	127	86	63	50	41
	Fr=0.3	1086	823	645	519	428	358	305	230	181	134	91	68	53	44
	Fr=0.4	1102	837	657	530	437	367	313	237	187	139	94	70	55	45
1.5	Fr=0.1	1266	946	731	580	470	389	327	242	186	135	85	65	52	44
	Fr=0.2	1334	1008	788	632	519	435	369	278	218	161	109	81	63	52
	Fr=0.3	1363	1034	811	653	538	452	385	291	229	170	115	85	67	55
	Fr=0.4	1383	1051	826	666	550	462	394	299	236	175	119	88	70	57
2.0	Fr=0.1	1707	1278	991	789	643	533	450	333	259	189	128	88	70	59
	Fr=0.2	1791	1354	1059	851	699	586	498	376	295	218	147	109	86	71
	Fr=0.3	1828	1387	1089	878	723	607	518	392	309	229	155	115	91	75
	Fr=0.4	1853	1409	1108	895	739	621	531	402	318	236	161	119	94	77
2.5	Fr=0.1	2150	1613	1251	998	815	678	573	426	331	242	162	126	89	74
	Fr=0.2	2249	1703	1333	1071	881	738	628	474	373	276	187	138	109	90
	Fr=0.3	2294	1742	1368	1104	910	764	652	494	390	289	196	146	115	95
	Fr=0.4	2325	1770	1392	1125	929	782	668	507	400	298	203	151	119	98
3.0	Fr=0.1	2596	1950	1515	1209	988	823	697	520	405	296	199	149	109	90
	Fr=0.2	2708	2051	1607	1293	1064	891	759	573	451	334	226	168	132	109
	Fr=0.3	2762	2099	1649	1331	1098	922	787	596	471	350	237	176	139	115
	Fr=0.4	2798	2131	1678	1356	1121	943	806	612	483	360	245	182	144	118
4.0	Fr=0.1	3489	2626	2044	1635	1338	1115	946	708	554	406	273	203	163	125
	Fr=0.2	3631	2753	2158	1738	1432	1201	1023	773	609	451	306	227	179	147
	Fr=0.3	3702	2816	2214	1787	1475	1240	1059	803	634	471	321	238	188	155
	Fr=0.4	3748	2857	2251	1821	1506	1268	1084	823	651	485	330	246	194	160
5.0	Fr=0.1	4387	3306	2577	2064	1690	1411	1197	897	703	518	347	258	205	173
	Fr=0.2	4558	3458	2713	2186	1801	1512	1290	975	768	570	387	287	227	186
	Fr=0.3	4645	3536	2781	2247	1856	1561	1333	1011	799	594	405	301	238	195
	Fr=0.4	4702	3586	2827	2288	1893	1595	1364	1037	820	611	416	310	245	202
6.0	Fr=0.1	5289	3989	3112	2494	2045	1709	1451	1088	853	629	424	313	248	207
	Fr=0.2	5489	4166	3270	2636	2173	1825	1557	1178	928	689	466	348	274	228
	Fr=0.3	5591	4258	3352	2709	2238	1883	1609	1221	965	718	489	364	287	236
	Fr=0.4	5659	4318	3405	2757	2282	1923	1646	1251	991	738	503	375	296	244
8.0	Fr=0.1	7100	5361	4187	3361	2759	2307	1981	1475	1157	854	577	427	337	279
	Fr=0.2	7358	5590	4390	3542	2921	2454	2094	1586	1252	930	632	470	371	305
	Fr=0.3	7490	5708	4497	3638	3007	2532	2165	1644	1300	968	659	491	388	319
	Fr=0.4	7596	5788	4568	3701	3065	2584	2212	1684	1334	995	679	506	399	329
10.0	Fr=0.1	8922	6741	5270	4233	3477	2910	2476	1864	1464	1082	731	543	428	353
	Fr=0.2	9235	7021	5517	4454	3675	3089	2637	1998	1578	1174	797	593	468	386
	Fr=0.3	9397	7166	5648	4571	3781	3185	2724	2070	1638	1220	831	619	489	403
	Fr=0.4	9554	7285	5737	4650	3852	3249	2783	2119	1680	1254	856	638	504	415

### G.3 Tablas para diseño del tubo de vórtice



**Table 7.2 Design table for vortex tubes. Tube length = 3m**

		Total head loss across tube ( In m ), $H_{loss}$ , and maximum allowable $D_{90}$ sediment size ( In mm ), $D_{90max}$										
Discharge through tube ( $m^3/s$ )	Tube diameters (m)											
		0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.4
0.10	$H_{loss} =$	0.30	0.10	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	$D_{90max} =$	1.72	1.83	1.71	1.54	1.37	1.23	1.11	1.01	0.93	0.85	0.74
0.12	$H_{loss} =$	0.44	0.15	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00
	$D_{90max} =$	2.17	2.32	2.16	1.93	1.71	1.53	1.37	1.24	1.13	1.04	0.90
0.14	$H_{loss} =$	0.60	0.20	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	$D_{90max} =$	2.68	2.87	2.66	2.36	2.09	1.85	1.65	1.49	1.35	1.24	1.06
0.16	$H_{loss} =$	0.78	0.26	0.11	0.06	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
	$D_{90max} =$	3.23	3.47	3.21	2.84	2.49	2.20	1.95	1.75	1.59	1.45	1.23
0.18	$H_{loss} =$	0.99	0.33	0.15	0.08	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	$D_{90max} =$	3.85	4.14	3.82	3.37	2.94	2.58	2.28	2.04	1.84	1.67	1.41
0.20	$H_{loss} =$	1.22	0.41	0.18	0.10	0.06	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01
	$D_{90max} =$	4.5	4.9	4.5	3.9	3.4	3.0	2.6	2.3	2.1	1.9	1.6
0.22	$H_{loss} =$	1.47	0.49	0.22	0.12	0.07	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01
	$D_{90max} =$	5.2	5.7	5.2	4.6	3.9	3.4	3.0	2.7	2.4	2.2	1.8
0.24	$H_{loss} =$	1.75	0.58	0.26	0.14	0.08	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01
	$D_{90max} =$	6.0	6.5	6.0	5.2	4.5	3.9	3.4	3.0	2.7	2.4	2.0
0.26	$H_{loss} =$	2.06	0.68	0.30	0.16	0.10	0.06	0.05	0.03	0.03	0.02	0.01
	$D_{90max} =$	6.9	7.5	6.8	5.9	5.1	4.4	3.8	3.4	3.0	2.7	2.2
0.28	$H_{loss} =$	2.39	0.79	0.35	0.19	0.11	0.07	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02
	$D_{90max} =$	7.8	8.5	7.7	6.7	5.7	4.9	4.3	3.8	3.4	3.0	2.5
0.30	$H_{loss} =$	2.74	0.91	0.40	0.21	0.13	0.09	0.06	0.04	0.03	0.03	0.02
	$D_{90max} =$	8.8	9.5	8.7	7.5	6.4	5.5	4.8	4.2	3.7	3.3	2.7
0.35	$H_{loss} =$	3.73	1.24	0.55	0.29	0.18	0.12	0.08	0.06	0.05	0.04	0.02
	$D_{90max} =$	11.4	12.5	11.4	9.8	8.3	7.1	6.1	5.3	4.7	4.2	3.4
0.40	$H_{loss} =$	4.87	1.62	0.72	0.38	0.23	0.15	0.11	0.08	0.06	0.05	0.03
	$D_{90max} =$	14.5	15.9	14.4	12.4	10.5	8.9	7.6	6.6	5.8	5.1	4.1
0.45	$H_{loss} =$	6.17	2.05	0.91	0.48	0.29	0.19	0.14	0.10	0.08	0.06	0.04
	$D_{90max} =$	18.0	19.7	17.9	15.3	12.9	10.9	9.3	8.1	7.0	6.2	5.0
0.50	$H_{loss} =$	7.61	2.53	1.12	0.60	0.36	0.24	0.17	0.12	0.10	0.08	0.05
	$D_{90max} =$	21.9	24.0	21.7	18.5	15.6	13.2	11.2	9.6	8.4	7.4	5.9
0.60	$H_{loss} =$	10.96	3.65	1.62	0.86	0.52	0.34	0.24	0.18	0.14	0.11	0.07
	$D_{90max} =$	30.9	33.9	30.7	26.1	21.8	18.3	15.5	13.3	11.5	10.1	8.0
0.70	$H_{loss} =$	14.92	4.96	2.20	1.17	0.71	0.47	0.33	0.24	0.19	0.15	0.10
	$D_{90max} =$	41	45	41	34	29	24	20	17	15	13	10
0.80	$H_{loss} =$	19.49	6.48	2.87	1.53	0.92	0.61	0.43	0.32	0.24	0.19	0.13
	$D_{90max} =$	45	59	53	45	37	31	26	22	19	16	13
0.90	$H_{loss} =$	24.67	8.21	3.64	1.93	1.17	0.77	0.54	0.40	0.31	0.24	0.16
	$D_{90max} =$	45	60	67	56	47	39	33	28	24	21	16
1.00	$H_{loss} =$	30.45	10.13	4.49	2.39	1.44	0.95	0.67	0.49	0.38	0.30	0.20
	$D_{90max} =$	45	60	75	69	57	48	40	34	29	25	19
1.20	$H_{loss} =$	43.85	14.59	6.46	3.44	2.07	1.37	0.96	0.71	0.55	0.43	0.29
	$D_{90max} =$	45	60	75	90	82	68	57	48	41	36	27
1.40	$H_{loss} =$	59.69	19.85	8.80	4.68	2.82	1.86	1.31	0.97	0.75	0.59	0.40
	$D_{90max} =$	45	60	75	90	105	93	78	66	56	48	37
1.60	$H_{loss} =$	77.96	25.93	11.49	6.11	3.69	2.43	1.71	1.27	0.97	0.77	0.52
	$D_{90max} =$	45	60	75	90	105	120	101	85	73	63	48
1.80	$H_{loss} =$	98.67	32.82	14.54	7.74	4.67	3.08	2.17	1.60	1.23	0.98	0.66
	$D_{90max} =$	45	60	75	90	105	120	128	108	92	79	60



**Table 7.3 Design table for vortex tubes. Tube length = 4m**

		Total head loss across tube ( in m ), $H_{loss}$ , and maximum allowable $D_{90}$ sediment size ( in mm ), $D_{90max}$										
Discharge through tube ( $m^3/s$ )	Tube diameters (m)											
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	
0.12	$H_{loss}$	0.14	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	$D_{90max}$	1.08	1.14	1.12	1.05	0.98	0.91	0.84	0.78	0.73	0.65	0.58
0.14	$H_{loss}$	0.19	0.08	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
	$D_{90max}$	1.29	1.37	1.33	1.25	1.16	1.07	0.99	0.92	0.86	0.75	0.67
0.16	$H_{loss}$	0.25	0.10	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00
	$D_{90max}$	1.51	1.61	1.56	1.47	1.35	1.25	1.15	1.06	0.99	0.86	0.77
0.18	$H_{loss}$	0.31	0.13	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00
	$D_{90max}$	1.74	1.86	1.81	1.69	1.56	1.43	1.32	1.22	1.13	0.98	0.87
0.20	$H_{loss}$	0.39	0.16	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	$D_{90max}$	2.00	2.13	2.07	1.93	1.78	1.63	1.49	1.37	1.27	1.10	0.97
0.22	$H_{loss}$	0.47	0.20	0.10	0.06	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00
	$D_{90max}$	2.26	2.42	2.35	2.19	2.01	1.83	1.68	1.54	1.42	1.23	1.08
0.24	$H_{loss}$	0.56	0.24	0.12	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	$D_{90max}$	2.55	2.73	2.65	2.46	2.25	2.05	1.87	1.71	1.58	1.36	1.19
0.26	$H_{loss}$	0.65	0.28	0.14	0.08	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	$D_{90max}$	2.84	3.06	2.96	2.75	2.51	2.28	2.08	1.90	1.74	1.49	1.30
0.28	$H_{loss}$	0.76	0.32	0.16	0.09	0.06	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01
	$D_{90max}$	3.16	3.40	3.30	3.05	2.78	2.52	2.29	2.09	1.91	1.63	1.42
0.30	$H_{loss}$	0.87	0.37	0.19	0.11	0.07	0.05	0.03	0.02	0.02	0.01	0.01
	$D_{90max}$	3.49	3.77	3.65	3.37	3.07	2.77	2.52	2.29	2.09	1.78	1.54
0.35	$H_{loss}$	1.18	0.50	0.25	0.15	0.09	0.06	0.04	0.03	0.03	0.02	0.01
	$D_{90max}$	4.4	4.8	4.6	4.2	3.8	3.5	3.1	2.8	2.6	2.2	1.9
0.40	$H_{loss}$	1.54	0.65	0.33	0.19	0.12	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.02
	$D_{90max}$	5.4	5.9	5.7	5.2	4.7	4.2	3.8	3.4	3.1	2.6	2.2
0.45	$H_{loss}$	1.95	0.83	0.42	0.24	0.15	0.10	0.07	0.06	0.04	0.03	0.02
	$D_{90max}$	6.6	7.2	6.9	6.3	5.7	5.1	4.5	4.1	3.7	3.1	2.6
0.50	$H_{loss}$	2.41	1.02	0.52	0.30	0.19	0.13	0.09	0.07	0.05	0.03	0.02
	$D_{90max}$	7.8	8.6	8.2	7.5	6.7	6.0	5.4	4.8	4.3	3.6	3.0
0.60	$H_{loss}$	3.47	1.47	0.75	0.43	0.27	0.18	0.13	0.10	0.08	0.05	0.03
	$D_{90max}$	10.7	11.7	11.3	10.3	9.2	8.1	7.2	6.4	5.8	4.7	4.0
0.70	$H_{loss}$	4.72	2.00	1.02	0.59	0.37	0.25	0.18	0.13	0.10	0.07	0.05
	$D_{90max}$	14.1	15.5	14.9	13.5	12.0	10.6	9.4	8.3	7.4	6.0	5.0
0.80	$H_{loss}$	6.17	2.61	1.33	0.77	0.48	0.33	0.23	0.18	0.14	0.09	0.06
	$D_{90max}$	18.0	19.8	19.0	17.2	15.3	13.5	11.8	10.5	9.3	7.5	6.2
0.90	$H_{loss}$	7.80	3.31	1.68	0.97	0.61	0.41	0.30	0.22	0.17	0.11	0.08
	$D_{90max}$	22.4	24.7	23.7	21.4	19.0	16.7	14.6	12.9	11.5	9.2	7.5
1.00	$H_{loss}$	9.64	4.09	2.07	1.20	0.76	0.51	0.37	0.27	0.21	0.14	0.10
	$D_{90max}$	27.4	30.1	28.9	26.1	23.1	20.2	17.7	15.6	13.8	11.0	9.0
1.20	$H_{loss}$	13.88	5.88	2.99	1.72	1.09	0.74	0.53	0.39	0.30	0.20	0.14
	$D_{90max}$	38.7	42.7	40.9	37.0	32.6	28.5	24.9	21.9	19.3	15.3	12.4
1.40	$H_{loss}$	18.89	8.01	4.07	2.34	1.48	1.00	0.72	0.54	0.41	0.27	0.19
	$D_{90max}$	52	57	55	49	43	38	33	29	25	20	16
1.60	$H_{loss}$	24.67	10.46	5.31	3.06	1.93	1.31	0.94	0.70	0.54	0.35	0.24
	$D_{90max}$	60	74	71	64	56	49	43	37	33	26	21
1.80	$H_{loss}$	31.22	13.24	6.72	3.87	2.45	1.66	1.19	0.89	0.69	0.44	0.31
	$D_{90max}$	60	75	90	81	71	62	54	47	41	32	26
2.00	$H_{loss}$	38.54	16.34	8.30	4.78	3.02	2.05	1.47	1.10	0.85	0.55	0.38
	$D_{90max}$	60	75	90	99	87	76	66	58	50	39	32



## G.4 Tabla para diseño del canal de escape



**Table 9.6 Escape channel design. Sediment size = 0.18mm**

Sediment Concentration (ppm)		Discharge (m <sup>3</sup> /s) :												Slope : m per km		
		0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0	15.0	20.0	30.0	Depth : m	Bed width : m
300	Slope =	0.68	0.63	0.60	0.54	0.51	0.46	0.43	0.39	0.36	0.35	0.31	0.29	0.27	1.29	12.6
	Depth =	0.45	0.50	0.54	0.63	0.70	0.82	0.91	1.06	1.18	1.29	1.50	1.68	1.96		
	Width =	2.5	2.8	3.2	3.9	4.6	5.6	6.5	8.0	9.2	10.3	12.6	14.6	17.9		
400	Slope =	0.80	0.74	0.70	0.64	0.60	0.54	0.51	0.46	0.43	0.41	0.37	0.35	0.32	1.41	13.0
	Depth =	0.42	0.46	0.50	0.59	0.65	0.76	0.85	0.99	1.11	1.21	1.41	1.57	1.83		
	Width =	2.6	3.0	3.3	4.1	4.7	5.8	6.7	8.2	9.5	10.6	13.0	15.0	18.4		
600	Slope =	1.00	0.93	0.89	0.81	0.75	0.68	0.64	0.58	0.54	0.52	0.47	0.44	0.40	1.10	13.5
	Depth =	0.38	0.42	0.46	0.53	0.60	0.69	0.78	0.90	1.01	1.10	1.28	1.43	1.68		
	Width =	2.7	3.1	3.5	4.3	4.9	6.0	7.0	8.6	9.9	11.0	13.5	15.6	19.0		
800	Slope =	1.18	1.10	1.05	0.95	0.89	0.81	0.76	0.69	0.64	0.60	0.55	0.51	0.46	1.00	13.9
	Depth =	0.35	0.39	0.43	0.50	0.56	0.65	0.73	0.84	0.93	1.00	1.15	1.27	1.46		
	Width =	2.8	3.2	3.6	4.4	5.1	6.2	7.2	8.8	10.2	11.4	13.9	16.0	19.6		
1000	Slope =	1.34	1.25	1.19	1.08	1.00	0.91	0.84	0.76	0.71	0.67	0.61	0.56	0.51	0.90	14.2
	Depth =	0.34	0.37	0.41	0.47	0.52	0.60	0.66	0.76	0.83	0.90	1.04	1.14	1.29		
	Width =	2.8	3.3	3.7	4.5	5.2	6.4	7.4	9.0	10.4	11.6	14.2	16.4	20.5		
1500	Slope =	1.64	1.52	1.44	1.30	1.21	1.09	1.02	0.92	0.86	0.81	0.74	0.69	0.65	0.74	14.8
	Depth =	0.28	0.31	0.34	0.39	0.43	0.49	0.54	0.62	0.69	0.74	0.85	0.92	0.95		
	Width =	3.0	3.4	3.9	4.7	5.4	6.7	7.7	9.4	10.8	12.1	14.8	17.4	24.6		
2000	Slope =	1.87	1.74	1.65	1.49	1.39	1.26	1.17	1.06	0.99	0.93	0.86	0.83	0.79	0.65	16.2
	Depth =	0.25	0.27	0.29	0.34	0.37	0.43	0.47	0.54	0.60	0.65	0.71	0.72	0.73		
	Width =	3.1	3.6	4.0	4.9	5.6	6.8	7.9	9.6	11.0	12.3	16.2	21.0	30.3		
3000	Slope =	2.27	2.12	2.00	1.81	1.69	1.53	1.42	1.28	1.22	1.19	1.14	1.12	1.08	0.47	21.7
	Depth =	0.20	0.23	0.24	0.28	0.31	0.35	0.39	0.46	0.47	0.47	0.48	0.49	0.50		
	Width =	3.2	3.7	4.1	5.0	5.8	7.1	8.1	9.6	12.2	14.9	21.7	28.3	41.1		
4000	Slope =	2.61	2.43	2.30	2.09	1.95	1.76	1.66	1.59	1.54	1.51	1.47	1.44	1.41	0.37	27.6
	Depth =	0.18	0.20	0.21	0.24	0.27	0.33	0.36	0.37	0.37	0.38	0.38	0.39	0.40		
	Width =	3.3	3.8	4.2	5.1	5.9	6.9	8.2	11.9	15.5	19.0	27.6	36.0	52.2		
6000	Slope =	3.27	3.07	2.92	2.60	2.49	2.38	2.32	2.25	2.20	2.17	2.09	1.97	1.81	0.27	37.4
	Depth =	0.16	0.17	0.19	0.24	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.29	0.32	0.37		
	Width =	3.4	3.9	4.3	4.8	6.0	8.8	11.5	16.7	21.8	26.7	37.4	43.2	52.9		
8000	Slope =	3.89	3.56	3.40	3.24	3.15	3.05	2.98	2.91	2.85	2.72	2.49	2.34	2.15	0.21	37.4
	Depth =	0.15	0.18	0.19	0.19	0.20	0.20	0.20	0.21	0.21	0.23	0.27	0.30	0.35		
	Width =	3.4	3.6	4.1	5.9	7.7	11.2	14.7	21.3	27.3	30.5	37.4	43.2	52.9		
10000	Slope =	4.33	4.17	4.07	3.91	3.82	3.72	3.65	3.46	3.26	3.11	2.85	2.68	2.46	0.19	37.4
	Depth =	0.15	0.16	0.16	0.16	0.16	0.17	0.17	0.19	0.21	0.22	0.26	0.29	0.34		
	Width =	3.1	4.0	4.9	7.2	9.3	13.6	17.7	23.7	27.3	30.5	37.4	43.2	52.9		
15000	Slope =	6.00	5.85	5.75	5.60	5.50	5.13	4.82	4.43	4.16	3.97	3.64	3.43	3.15	0.19	37.4
	Depth =	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.15	0.17	0.19	0.21	0.24	0.27	0.31		
	Width =	4.3	5.6	6.9	10.1	13.1	16.7	19.3	23.7	27.3	30.5	37.4	43.2	52.9		
20000	Slope =	7.70	7.55	7.45	7.07	6.65	6.10	5.74	5.27	4.95	4.73	4.34	4.08	3.75	0.18	37.4
	Depth =	0.09	0.09	0.09	0.10	0.11	0.13	0.14	0.16	0.18	0.20	0.23	0.26	0.30		
	Width =	5.5	7.2	8.8	11.8	13.7	16.7	19.3	23.7	27.3	30.5	37.4	43.2	52.9		
30000	Slope =	11.0	10.3	9.84	9.03	8.49	7.79	7.33	6.73	6.33	6.04	5.54	5.22	4.79	0.17	37.4
	Depth =	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24	0.28		
	Width =	7.5	8.6	9.7	11.8	13.7	16.7	19.3	23.7	27.3	30.5	37.4	43.2	52.9		

T150