



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA

“ESTUDIO EN MINI-MODELO DE LA
SOCAVACIÓN AL PIE DE UNA CUBETA DE
LANZAMIENTO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA (HIDRÁULICA)

P R E S E N T A :

FERNANDO AVILA GALINDO

DIRECTOR DE TESIS: Dr. Gabriel Echávez Aldape

MÉXICO, D. F.

2011



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **Dr. Domínguez Mora Ramón**
Secretario: **Dr. Escalante Sandoval Carlos**
Vocal: **Dr. Echávez Aldape Gabriel**
1er. Suplente: **M.I. Franco Víctor**
2do. Suplente: **Dr. Mendoza Baldwin Edgar G.**

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Posgrado de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:
Dr. Gabriel Echávez Aldape



FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial al Posgrado de Ingeniería, por darme la oportunidad de pertenecer a esa selecta comunidad universitaria y por haberme formado como profesionista.

Al Dr. Gabriel Echávez Aldape por ser quien dirigió la tesis.

A mi jurado:

Dr. Domínguez Mora Ramón

Dr. Escalante Sandoval Carlos

M.I. Franco Víctor

Dr. Mendoza Baldwin Edgar G.

Por el tiempo dedicado a la revisión de la tesis.

Al Ing. Gerardo Ruiz Solorio, por los consejos en la realización de este trabajo.

Al personal del Laboratorio de Hidráulica del Posgrado de Ingeniería; a Joel, y en especial a José Fernando Gonzalez Cruz, por ser quien instalaba el dispositivo experimental para la realización de los ensayos.

DEDICATORIA

A mis padres por el apoyo que siempre me han brindado a lo largo de mi vida, ya que sin su ayuda nada de esto hubiera sido posible.

A mis hermanos por el cariño que he encontrado en ellos.

Al Ing. Juan Orozco por ser mi amigo y porque siempre he recibido su ayuda incondicional.

Al M. I. Alejandro Alemán por haber compartido esta maravillosa etapa de la vida, única e irrepetible que es la de estudiante; y por ser mi amigo.

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABLAS	VII
RESUMEN	VIII
ABSTRACT	VIII
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y SU IMPORTANCIA	3
1.4 OBJETIVOS DEL TRABAJO	4
1.5 METODOLOGÍA.....	4
1.6 CONTENIDO DEL DOCUMENTO.....	5
CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	6
2.1 OBRA DE EXCEDENCIAS	6
2.2 FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA TERMINAL.....	6
2.3 FUNCIONAMIENTO DE CUBETAS DEFLECTORAS	7
2.4 LONGITUD DE LANZAMIENTO.....	9
2.4.1 Antecedentes	9
2.4.2 Alcance máximo	10
2.4.3 Criterio Vizgo	11
2.4.4 Criterio Kiseliov	11
2.4.5 Criterio Eliasberk	11
2.4.6 Criterio USBR.....	12
2.5 ANCHO MÁXIMO DE LANZAMIENTO DEL CHORRO	12
2.6 ÁNGULO DE ENTRADA DEL CHORRO EN LA SUPERFICIE DEL AGUA.....	12
2.7 VELOCIDAD DE ENTRADA DEL CHORRO EN LA SUPERFICIE DEL AGUA	12
2.8 SOCAVACIÓN EN EL CAUCE.....	14
2.8.1 Grupo I: Método de Veronese	14
2.8.2 Grupo II: Método de Jaeger y Martins	14
2.8.3 Grupo III: Método de Cola, Davis y Sorensen.....	15
2.8.4 Grupo IV: Método de Mirtsjuslava.....	15

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DIMENSIONAL Y TEORÍA DE MODELOS	17
3.1 ANÁLISIS DIMENSIONAL.....	17
Modelos a superficie libre de fondo móvil no distorsionados.....	17
3.2 OBTENCIÓN DE LOS NÚMEROS ADIMENSIONALES PARA EL EXPERIMENTO	18
CAPÍTULO 4 FASE EXPERIMENTAL	19
4.1 DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN EXPERIMENTAL	19
4.2 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.....	20
CAPÍTULO 5 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	24
5.1 GRÁFICAS DEL PERFIL SOCAVADO.....	24
CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	30
CONCLUSIONES	38
BIBLIOGRAFÍA	39
APÉNDICES.....	40
A. DESCRIPCIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA	40
Datos históricos.....	40
Descripción de la presa	40
Coordenadas	41
Ruta de acceso	41
GEOLOGÍA DEL EMBALSE.....	41
Estratigrafía	41
Geología de la Boquilla.....	41
DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.....	43
Cortina.....	43
Obra de generación.....	43
Obra de control y excedencias.....	43
B. VALORES MEDIDOS EN EL MINI-MODELO Y NÚMEROS ADIMENSIONALES EMPLEADOS	47

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Tipos de estructuras terminales con cubeta deflectora.....	7
Figura 2.2 Cubeta de lanzamiento	8
Figura 2.3 Cubeta de lanzamiento con remolino inferior.....	8
Figura 2.4 Cubeta ahogada, con remolinos inferior y superficial	8
Figura 2.5 Variables que intervienen en el cálculo de la trayectoria del chorro que sale de una cubeta de lanzamiento.....	10
Figura 2.6 Geometría del chorro en las cubetas de lanzamiento.....	13
Figura 2.7 Ángulo de divergencia del chorro	13
Figura 2.8 Esquema de dispersión del chorro en el foso de socavación	15
Figura 3.1 Esquema del cimacio y cubeta de lanzamiento.....	18
Figura 4.1 Fotografía longitudinal de la instalación experimental.....	19
Figura 4.2 Fotografía frontal de la instalación experimental, obsérvese el material no cohesivo (blanco) en su cajón.....	20
Figura 4.3 Curvas granulométricas del material utilizado en los ensayos	21
Figura 4.4 Socavación provocada por el gasto máximo.....	22
Figura 4.5 Socavación provocada por el gasto medio.....	23
Figura 4.6 Socavación provocada por el gasto mínimo	23
Figura 5.1 Configuración del foso socavado en los siete materiales para el gasto máximo	24
Figura 5.2 Configuración del foso socavado en los siete materiales para el gasto medio ..	24
Figura 5.3 Configuración del foso socavado en los siete materiales para el gasto mínimo	25
Figura 5.4 Configuración del foso socavado del promedio de los siete materiales para el gasto máximo.....	25
Figura 5.5 Configuración del foso socavado del promedio de los siete materiales para el gasto medio.....	26
Figura 5.6 Configuración del foso socavado del promedio de los siete materiales para el gasto mínimo	26
Figura 5.7 Datos experimentales ajustados mediante el modelo.....	27
Figura 5.8 Curvas correspondientes a los tres gastos utilizados	28
Figura 5.9 Límites superior e inferior del experimento.....	29
Figura 5.10 Curvas que representan la tendencia del diámetro de las partículas	29
Figura 6.1 Comparación entre el mini-modelo, modelo escala 1:100 y prototipo	31
Figura 6.2 Fotografía del vertedor de Peñitas y socavación en la zona de impacto del chorro.....	37
Figura A.1 Localización de la Central Hidroeléctrica.....	40
Figura A.2 Vista longitudinal de la estructura de control	43
Figura A.3 Estructura de control en planta, que muestra los ocho vanos, las nueve pilas y la cámara de almacenamiento de agujas.....	44

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Valores de K_D , a_D , b_D , C_D	14
Tabla 4.1 Principales relaciones de escala en mini-modelo y prototipo	20
Tabla 4.2 Diámetro de los materiales utilizados como lecho del río en el mini-modelo	22
Tabla 4.3 Peso específico de los materiales utilizados en los ensayos.....	22
Tabla 5.1 Características geométricas del foso socavado, medidas en el mini-modelo.....	26
Tabla 6.1 Datos del mini-modelo, prototipo y modelo escala 1:100.....	30
Tabla 6.2 Valores calculados de t_s , para el prototipo y el modelo escala 1:100	30
Tabla 6.3 Valores de Z_0 y Y_b , calculados con datos del prototipo	31
Tabla 6.4 Valores de Z_0 y Y_b , calculados con datos del mini-modelo	31
Tabla 6.5 Resultados de la máxima profundidad de socavación, calculados con los datos del prototipo.....	32
Tabla 6.6 Resultados de la máxima profundidad de socavación, calculados con los datos del mini-modelo.....	32
Tabla 6.7 Resultados de la máxima profundidad de socavación, calculados con los datos del mini-modelo escalados	33
Tabla 6.8 Cálculo de la longitud de vuelo, con los datos del prototipo	33
Tabla 6.9 Cálculo de la longitud de vuelo, con los datos del mini-modelo	34
Tabla 6.10 Cálculo de la longitud de vuelo, con los datos del mini-modelo escalados	34
Tabla 6.11 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua en el prototipo	35
Tabla 6.12 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua en el mini-modelo	35
Tabla 6.13 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua en el mini-modelo (escalados)	35
Tabla 6.14 Error en el cálculo del socavón para el mini-modelo y prototipo	36
Tabla 6.15 Error en el cálculo de L_v para el mini-modelo y prototipo	36
Tabla 6.16 Error en el cálculo de a_0 , θ_0 y V_0 para el mini-modelo y prototipo.....	36
Tabla 6.17 Comparación entre el mini-modelo y el prototipo	37
Tabla A.1 Datos principales de la Central Hidroeléctrica	42
Tabla A.2 Datos principales	45
Tabla A.3 Resultados de la máxima profundidad de socavación	45
Tabla A.4 Longitud de vuelo del chorro	46
Tabla A.5 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua	46
Tabla B.1 Valores medidos en los ensayos	47
Tabla B.2 Números adimensionales empleados	48

RESUMEN

El conocimiento del proceso de erosión y máxima profundidad de socavación cerca de estructuras hidráulicas es de fundamental importancia para la aplicación de criterios de diseño que permitan protegerlas o alejar la zona erosiva de la obra lo más posible. En este trabajo se propone estudiar, por medio de mini-modelos, la erosión en las estructuras terminales de las obras de excedencias del tipo de cubeta deflectora.

El estudio se realizó en un mini-modelo, a escala, no-distorsionado, de fondo móvil con material homogéneo no cohesivo. Se llevaron a cabo veintiún series de ensayos, con siete materiales diferentes para tres gastos cada uno, con el objetivo de evaluar la capacidad predictiva y el funcionamiento del mini-modelo para reproducir experimentalmente las condiciones geométricas e hidráulicas en el foso de socavación al pie de la cubeta del diseño original. Como una aplicación de estos resultados se utilizó la información de la Presa Peñitas, con una escala de longitudes de **1:759**, para determinar la geometría y profundidad de socavación esperadas.

De acuerdo a los resultados experimentales, se comprueba la factibilidad de hacer este tipo de estudios en un mini-modelo, por ejemplo: a escala entre **500** y **1000**, y con pruebas de una duración de alrededor de media hora, en sustitución de las usuales de varias horas de duración y mucho más caras.

ABSTRACT

The knowledge of the scouring processes downstream the flip bucket of a spillway is very important in the design of a spillway. In this work the scouring of the bed material downstream the flip bucket, by means of a mini-model, is presented.

The study was realized in a non-distorted, movable bed, mini-model, for three different discharges and seven different materials. The essays were realized to evaluate the predictive capacity of the mini-model and to propose and calibrate a formula to predict the geometry and maximum scour produced by the water. As an application of the results found the Peñitas Dam was used, with a lengths scale of **1:759**, to estimate the geometry and scour depth downstream the flip bucket.

With base in the experimental results found, the feasibility of this kind of models appears to be justified. It is proposed a **1:500** to **1:1000** scale, with half hour tests duration, in substitution of the rather expensive and long duration tests usually made in the present.

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que acarrea material del lecho y de las márgenes de un río hacia aguas abajo, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en estructuras hidráulicas. Dicho fenómeno también está relacionado con la formación y migración de las barras que se forman con el material socavado. Lo anterior hace importante que se realicen investigaciones, experimentales y teóricas, acerca de los procesos involucrados que permitan encontrar la geometría de la socavación, su localización y su máxima profundidad al pie de las estructuras hidráulicas.

Para estudiar el problema usualmente se hacen pruebas en modelos físicos que utilizan rangos de escalas de **1:40** a **1:100**, cuyos ensayos requieren de varias horas de duración con gastos apreciables y que son imprecisas, pues la información geológica en la zona de impacto del chorro es, casi siempre, insuficiente. Además, en el modelo, muchas veces es necesario usar cementantes artificiales, como cal o yeso -pues la topografía original del sitio en varios casos es muy inclinada, por lo que no es estable a escalas reducidas- y, finalmente, el resultado que se obtiene de estas pruebas no requiere de mayor precisión pues, a menudo, es suficiente un resultado cualitativo que permita comparar diferentes opciones

Un buen diseño de Ingeniería implica un balance entre las diferentes componentes del problema, como son: la naturaleza del fenómeno, el estado del arte, la información disponible, el costo y, finalmente, el riesgo de su falla. En este trabajo se propone estudiar la socavación en un mini-modelo, o sea un modelo de dimensiones reducidas, por ejemplo a escalas entre **1:500** a **1:1,000**, que en tiempos mucho menores den información útil.

1.2 ANTECEDENTES

Al inicio de la década de los 90s, mientras se hacían los ensayos de socavación para el vertedor de la Presa Aguamilpa en un modelo de fondo móvil escala **1:50**, ensayos que requerían alrededor de 5 horas para que se estabilizara el fondo del cauce, y cuyo material no cohesivo había requerido de un ligero cementante para poder reproducir las escarpadas laderas del cañón; el Dr. Gabriel Echávez propuso la idea de estudiar esta socavación en un modelo a una escala mucho menor, que se estabilizara en poco tiempo y fuera más económico, proponiendo el nombre de mini-modelos, para escalas entre **500** y **1,000** o, en su caso, micro-modelos para escalas mayores de **1,000**.

Posteriormente, en una estancia de seis semanas en la Universidad de Iowa, en Sep.- Ago. 2004 el mismo Dr. encontró que en un Congreso en Colorado realizado en 1999 ya se habían utilizado modelos de tamaño muy reducido, aunque para un propósito totalmente diferente, usando, lógicamente, el mismo nombre de micro-modelos.

A continuación, y por considerarse que es un tema interesante poco conocido, se presentará el panorama de los micro-modelos, con sus pros y contras, que se encontró en la literatura.

Un micro-modelo, es físicamente un modelo de flujo a pequeña escala con fondo fijo o móvil y descarga variable. El micro-modelo es una herramienta que se ha utilizado primordialmente en ríos, la principal ventaja de usar micro-modelos en este tipo de pruebas, es que reducen el área del sitio de diseño (un río de muchos km de longitud) a un tamaño conveniente (**Davinroy 1994**).

Para evaluar las capacidades y limitaciones del micro-modelo se toma como parámetro de evaluación la tendencia de la configuración del flujo, y se verifica si este es capaz de predecir aproximadamente lo que sucede realmente en el prototipo, además de sugerir la construcción de las estructuras hidráulicas necesarias.

Algunos observadores de la tecnología del micro-modelo han criticado su uso. **Falvey (1999)** declaró "La Ingeniería Civil está siendo dañada, debido a que se piensa que un micro-modelo es una herramienta que puede usarse para investigaciones serias de la ingeniería". **Yalin**, un experto en modelos de fondo móvil, declaró en una carta, "pienso que semejante modelo no puede usarse para propósitos predictivos." Debido a la escala tan pequeña y la falta de apego a las leyes de similitud usados en modelos de fondo móvil.

Las diferencias del micro-modelo y el prototipo probablemente resulten, en parte, de la incertidumbre de la información del prototipo. Basado en la evidente falta de predicción, los micro-modelos deben limitarse a la demostración, como una valiosa herramienta para la profesión apropiada para, transmitir y proporcionar los conocimientos a los diseñadores.

R. Ettema y M. Muste (2002), presentan los efectos de escala en modelos hidráulicos pequeños o reducidos, revelando, que la simulación del flujo alrededor de un dique en cauces de fondo plano, utilizando varios modelos a diferente escala, difieren bastante con la reducción de las dimensiones del modelo.

Los efectos de escala en modelos reducidos son complejos, sobre todo con material fino, ya que el principal obstáculo que presentan es que a la hora de transmitir la escala natural de los sedimentos finos a la escala reducida del modelo, esta sería muy pequeña, por lo tanto el material presenta una característica cohesiva y un movimiento completamente diferente a la realidad.

Las escalas de longitud, sugieren rápidamente una pregunta con respecto a la capacidad de modelos hidráulicos pequeños para simular flujo y transporte de sedimento. ¿Los modelos hidráulicos pequeños son realmente semejantes a los modelos hidráulicos? La respuesta es sí; pero para que un micro-modelo tenga una respuesta predictiva aceptable, debe apegarse lo más posible a las leyes de similitud y que la relación de escala entre modelo y prototipo no sea tan pequeña, además de que la distorsión de la escala vertical con relación a la escala horizontal igualmente no sea demasiado reducida.

R. Ettema y S. Maynard (2002), discuten la evaluación de la capacidad de los modelos hidráulicos a muy pequeña escala, incluyendo los micro-modelos, como ayuda en trabajos de diseño de canales de control que involucran estructuras como diques. Se consideran aspectos, tales como, leyes de similitud, disminución, compensación de los efectos de escala, y los experimentos necesarios para determinar los límites para el uso eficaz del modelo.

Su estudio sugiere que los modelos pequeños pueden ser usados como ayuda de diseño en situaciones donde, si se tiene un canal con paredes y fondo fijos, (la pendiente es conocida) y se hace pasar por él un gasto líquido Q , éste fluirá con un tirante Y . Se dice que esta corriente sólo puede variar el tirante para hacer pasar el gasto dado; por lo tanto se trata de un escurrimiento con un grado de libertad, y sus características se definen con una sola ecuación.

Si en el canal además de tener el gasto Q se añade un gasto sólido qs , se tendrá un ajuste en la pendiente y el tirante para que estos dos gastos pasen en forma continua por todas las secciones del canal. Se dice entonces que se trata de un escurrimiento con dos grados de libertad y se requieren de dos ecuaciones para obtener sus condiciones de equilibrio.

Si ahora el canal se construye en un material que sea capaz de ser arrastrado, de tal manera que las orillas puedan erosionarse, y se hacen pasar los dos gastos mencionados, se producirá un ajuste en la pendiente, tirante y ancho del canal, con lo que se tiene una corriente con tres grados de libertad, y se requieren tres ecuaciones para definir su equilibrio. Si, por último el canal se deja operando por un largo tiempo, se permitirá que las orillas sean erosionadas formando meandros. La formación de meandros establece un cuarto grado de libertad y para ello se requiere tiempo. Sin embargo, la utilidad del micro-modelo disminuye rápidamente en situaciones donde los cauces aluviales tienen un mayor grado de libertad de traslado; notablemente, cuando ellos pueden desplazarse lateralmente en las márgenes del cauce.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y SU IMPORTANCIA

La complejidad resultante del flujo tridimensional y la característica anisotrópica (propiedad de algunas sustancias, especialmente las cristalinas, por la cual determinadas propiedades físicas varían según la dirección en que se consideren) y no homogénea de la turbulencia inducida en el foso disipador de energía, no permite estudiar el flujo por desarrollos analíticos; por lo tanto, los estudios en modelos hidráulicos a escala pequeña (mini-modelos) son una alternativa viable.

El conocimiento del proceso de erosión y máxima profundidad de socavación cerca de estructuras hidráulicas es de fundamental importancia para el diseño de presas, especialmente aquellas de alta caída y/o que están localizadas en ríos que presentan caudales importantes; teniendo especial consideración en la correcta definición de la estructura terminal de la obra de excedencias (“vertedor –tanque disipador de energía–”o “vertedor –cubeta deflectora-foso disipador de energía”, que permitan restituir al cauce natural el agua excedente del almacenamiento).

Se debe contar con un buen diseño para obtener el mínimo valor de energía cinética (transformación de la energía potencial producida por el embalse) y así reducir la socavación aguas abajo de la estructura terminal (foso disipador de energía), pues en obras de protección este aspecto es de gran relevancia, ya que una falla sería de juicio en esta cuestión conlleva a la destrucción total de la estructura, o la adopción de cimentaciones profundas que resultan antieconómicas y excesivas, complicando seriamente los procedimientos constructivos.

La evaluación de las acciones sobre las paredes del foso disipador de energía es significativa en el análisis de su estabilidad y diseño, debido al campo de presiones inducido por la macro turbulencia del flujo.

El foso disipador de energía está sometido a una fuerte acción erosiva, consecuencia de las altas velocidades producidas por la estructura terminal; además de estas acciones, se producen presiones hidrodinámicas elevadas como resultado del fuerte impacto del chorro de agua sobre el fondo, de esta manera la disposición de material granular (el diámetro medio se obtiene con la ecuación de la velocidad crítica) resistente a la erosión en el lecho es de interés para tratar de reducir al mínimo el problema de la socavación en el foso disipador.

Parámetros como el gasto máximo esperado, tirante, características del lecho, forma de la estructura terminal, entre otros se vuelven representativos. Los mini-modelos son una herramienta relativamente nueva, y atractiva ya que mediante su uso es posible experimentar a costos bajos, y en un menor tiempo que si los experimentos se llevaran a cabo en un modelo tradicional.

1.4 OBJETIVOS DEL TRABAJO

Los objetivos del trabajo son los siguientes:

- Evaluar el funcionamiento del mini-modelo para reproducir experimentalmente las condiciones geométricas e hidráulicas de la forma del foso de socavación al pie de la estructura terminal del diseño original.
- Medir las características del perfil socavado provocado por diferentes condiciones de gasto.
- Describir los principales parámetros para la caracterización de la socavación producida para diferentes condiciones de gasto.

1.5 METODOLOGÍA

Para cumplir el desarrollo de los objetivos planteados en este trabajo, se realizó la construcción de un modelo físico a escala (mini-modelo); el cual fue operado para tres condiciones de gasto diferente, teniendo siete tipos de arena que se ocuparon como material de fondo para simular la máxima profundidad de socavación que se produce debido al salto de esquí.

Las pruebas se realizaron en el Laboratorio de Hidráulica del Posgrado de Ingeniería, de la UNAM, el cual cuenta con una bomba y un canal para simular el cauce del río. El experimento se realizó para las siguientes condiciones:

- El lecho al pie de la estructura hidráulica (cubeta de lanzamiento) está constituido por material casi uniforme no cohesivo.
- El flujo aguas arriba de la estructura terminal (cubeta de lanzamiento) es supercrítico.
- Las características geométricas del foso de socavación se miden al equilibrio.

1.6 CONTENIDO DEL DOCUMENTO

La tesis consta de seis capítulos. En el capítulo uno se proporciona una breve descripción del tema relacionado con la socavación al pie de estructuras hidráulicas, además de presentar el problema y su importancia, se plantean los objetivos, y la metodología seguida para desarrollar el trabajo. En el capítulo dos se describen las estructuras de las obras de excedencias, como son las estructuras componentes, funcionamiento de la estructura terminal, así como los criterios para determinar la longitud y ancho máximo de lanzamiento, ángulo y velocidad de entrada del chorro de agua, además de los métodos utilizados para calcular la socavación en el cauce. En el capítulo tres se aborda el tema de análisis dimensional y teoría de modelos. En el capítulo cuatro se presenta la fase experimental. En el capítulo cinco está destinado a la presentación y discusión de los resultados. Finalmente en el capítulo seis es la comparación de resultados. En el apéndice se describe lo relacionado con la Central Hidroeléctrica “Peñitas”, así como una tabla con los resultados medidos.

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

2.1 OBRA DE EXCEDENCIAS

La función de la obra de excedencias, también llamado vertedor, es permitir descargar los volúmenes de agua que exceden la capacidad útil o de control del almacenamiento, para ser conducidos fuera del vaso y descargados nuevamente al río.

La capacidad de una obra de excedencias la determina la avenida de diseño, cuyas características se obtienen de los estudios hidrológicos en el río y del tránsito de avenidas a través del vaso almacenador. Dichos estudios permiten conocer la carga y gasto máximo, así como las políticas de operación con la que debe manejarse la obra de excedencias. Las obras de excedencias pueden ser edificadas como estructuras separadas de la cortina o si el tipo de cortina lo permite pueden construirse integrada a ésta.

El vertedor debe cumplir con una serie de características entre las que destacan, capacidad suficiente de desalojo, construcción hidráulica y estructuralmente adecuados; además, debe de localizarse en un sitio donde las descargas de agua, al pie de su estructura terminal al final del vertedor, no erosionen ni socaven el pie de la cortina u otros lugares no adecuados.

En ocasiones, es necesario distribuir los volúmenes excedentes en dos obras: una llamada vertedor de servicio, que descarga con mayor frecuencia y exige mayor seguridad en su operación, y la otra denominada vertedor auxiliar, que descarga eventualmente o de manera simultánea a fin de permitir la reparación de la de servicio en caso dado y lograr mayor economía y seguridad en el conjunto.

2.2 FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

Esta se ubica al final del conducto de descarga y permite la restitución de las descargas del vertedor al río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río, aguas abajo de la propia estructura.

El problema principal que se presenta al pie de la estructura terminal de la obra de excedencias es cómo disipar la energía, de manera que al descargar el agua directamente al río no se presente erosión el pie de la cortina o de la misma estructura terminal. Una forma de lograr esto es, si el gasto no es muy grande o la geometría lo permite, es por medio de tanques amortiguadores.

Una solución más económica, frecuentemente, es utilizar cubetas de lanzamiento, cuyo objetivo es lanzar el chorro lejos de la obra y dejar que la misma agua, en parte acumulada en el foso socavado por ella misma, se encargue de disipar la energía y así confinar la erosión en una zona donde no cause problemas.

En la Figura 2.1 se presentan diferentes tipos de estructuras terminales.

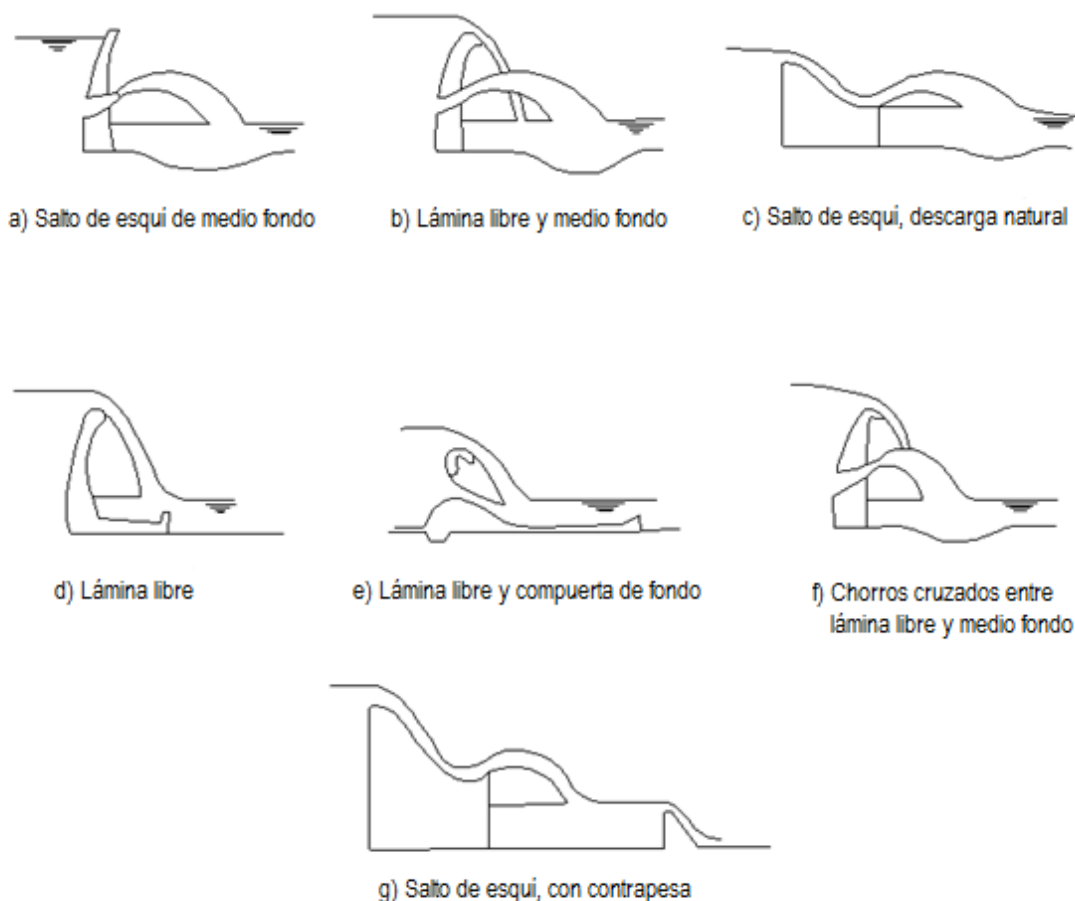


Figura 2.1 Tipos de estructuras terminales con cubeta deflectora

2.3 FUNCIONAMIENTO DE CUBETAS DEFLECTORAS

Su objetivo principal es eliminar gran parte de la energía del flujo de alta velocidad y limitar la erosión en el punto de restitución al cauce aguas abajo del foso disipador de energía, proporcionando un régimen de circulación lo más estable posible aguas abajo.

Lo que se consigue de dos maneras: lanzando el chorro lejos de los lugares en que puede ser peligrosa una socavación, o produciendo un remolino bajo la corriente principal para evitar que el material suelto que constituye el fondo del cauce sea arrastrado aguas abajo, manteniéndolo en circulación cerca de la salida de la cubeta de lanzamiento.

El foso disipador de energía está sometido a una fuerte acción erosiva como consecuencia de las altas velocidades que resultan de la transformación de la energía potencial a cinética creada por la obra de excedencias. El impacto del chorro sobre el lecho y las márgenes del río, producen presiones hidrodinámicas elevadas y sus fluctuaciones están estrechamente relacionadas con la altura de la cortina de la presa, el gasto descargado, la posición relativa del chorro, etc.

De acuerdo con esto, el funcionamiento de una cubeta de lanzamiento puede ser de tres tipos, como se explica a continuación.

1 - Cubeta de lanzamiento:

En este caso el agua es lanzada lejos del vertedor aprovechando la energía cinética. El chorro es completamente libre y sigue aproximadamente una trayectoria parabólica, Figura 2.2.

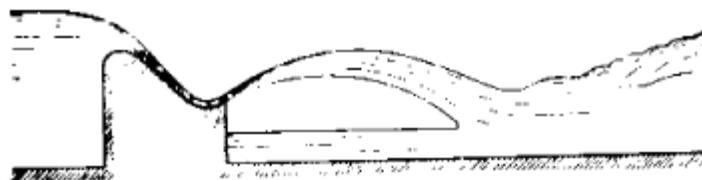


Figura 2.2 Cubeta de lanzamiento

2 - Cubeta de lanzamiento con remolino inferior:

El chorro al ser lanzado de la cubeta, la parte inferior está en contacto con el agua que trae el cauce, de tal forma que lo hace girar formando un remolino de eje horizontal. La parte superior del chorro es libre. Tenemos en este caso un funcionamiento mixto, pues al mismo tiempo que la corriente principal se lanza lejos del pie de la estructura terminal, se produce un remolino inferior que disipa energía y evita que el material suelto del cauce se desplace y se deposite aguas abajo, Figura 2.3.

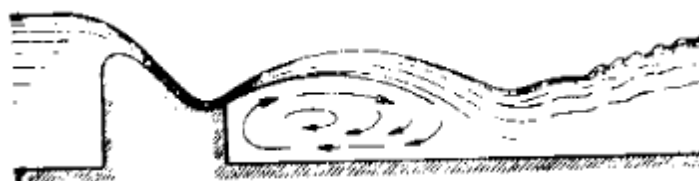


Figura 2.3 Cubeta de lanzamiento con remolino inferior

3 - Cubeta ahogada, con remolinos inferior y superficial:

En este caso la corriente principal está en contacto por arriba y por abajo con agua muerta formando con ella dos remolinos, el inferior bajo el chorro, saliendo de la cubeta, y el superior, sobre la cubeta, Figura 2.4



Figura 2.4 Cubeta ahogada, con remolinos inferior y superficial

Para una mejor visualización del problema, imaginemos un determinado vertedor descargando siempre un mismo gasto. Si el tirante aguas abajo es muy pequeño, el deflector funcionará como en el caso 1, o sea como una cubeta de lanzamiento.

Si crece progresivamente el tirante aguas abajo, la lámina de agua bajo el chorro irá aumentando su grueso hasta el momento en que se pegue a la superficie inferior del chorro: de ahí en adelante el aumento del tirante aguas abajo se traduce en un levantamiento del chorro, debido a que recibe una sustentación por debajo de él. Este funcionamiento correspondería al caso 2 mencionado. Al seguir aumentando el tirante aguas abajo, llega el instante en que parte del chorro se "voltea" y el deflector se ahoga, creando un funcionamiento como el del caso 3.

Hay que observar la existencia de dos puntos críticos que separan los tres tipos de funcionamiento anteriores: El primero, da la condición límite entre los casos 1 y 2, se alcanza en el momento en que la lamina bajo el chorro entra en contacto con él y permite la formación de un remolino inferior con velocidades relativamente bajas de circulación y el segundo punto crítico, que separa los casos 2 y 3, es aquel para el cual empieza a presentarse el ahogamiento de la cubeta, con la aparición de un segundo remolino, ahora superficial.

2.4 LONGITUD DE LANZAMIENTO

2.4.1 Antecedentes

Entre los antecedentes encontrados en la literatura, se presentarán cuatro, que están relacionados con las características del chorro y, el de mayor interés, el de la profundidad máxima de socavación:

- Longitud de lanzamiento
- Ancho máximo el chorro
- Ángulo de entrada del chorro
- Velocidad de entrada del chorro, v
- Profundidad máxima de socavación en el cauce

Esto servirá para más adelante, poder hacer comparaciones con los resultados obtenidos por varios investigadores y los encontrados en esta tesis.

La longitud teórica correspondiente al perfil inferior de la vena líquida, se determina a partir de utilizar la ecuación de un tiro parabólico que describe el chorro lanzado con velocidad inicial V , y con un ángulo de salida θ , medido respecto a la horizontal, en la cubeta de lanzamiento. El **USBR** determina la trayectoria del chorro, (ver Figura 2.5) tomando como origen de coordenadas el labio e la cubeta, con la siguiente ecuación.

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{K[4(d + h_v)\cos^2\theta]} \quad 2.1$$

h_v se define con la expresión siguiente.

$$h_v = \frac{V^2}{2g} \quad 2.2$$

donde

d tirante del flujo en la salida de la cubeta de lanzamiento (m)
 x, y sistema coordenado

- K factor para compensar la reducción de la velocidad del chorro por la resistencia del aire, turbulencias internas y desintegración
- h_v carga de velocidad (m)
- g aceleración debido a la gravedad (m/s^2)

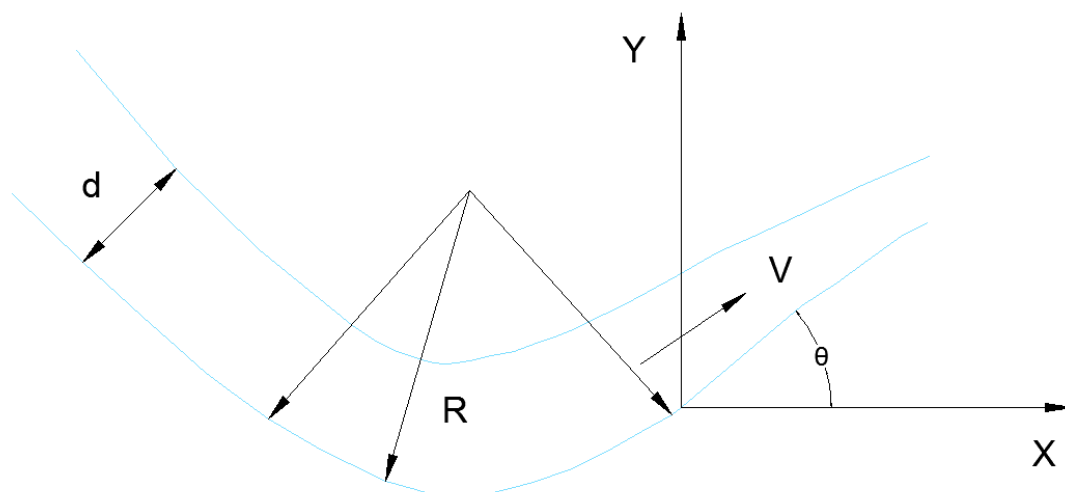


Figura 2.5 Variables que intervienen en el cálculo de la trayectoria del chorro que sale de una cubeta de lanzamiento

Para tomar en cuenta la reducción de la velocidad del chorro de agua producida por la resistencia del aire, turbulencias internas y su propia desintegración, se usa una constante **K**, cuyo valor teórico es igual a uno, que se reduce a 0.9.

2.4.2 Alcance máximo

Igualando a cero la ecuación 2.1 se obtiene el máximo alcance horizontal del chorro.

$$x \tan \theta - \frac{x^2}{K[4(d + h_v)\cos^2\theta]} = 0 \quad 2.3$$

Dividiendo la ecuación 2.3 entre x, obtenemos la ecuación siguiente.

$$x = K[4(d + h_v)\cos^2\theta](\tan \theta) \quad 2.4$$

Utilizando identidades trigonométricas, simplificamos la expresión anterior.

$$x = K[4(d + h_v)\cos^2\theta] \left(\frac{\sin \theta}{\cos \theta} \right) \quad 2.5$$

Finalmente queda de la manera siguiente.

$$x = K[4(d + h_v) \cos \theta](\sin \theta) \quad 2.6$$

Se conoce.

$$\sin 2\theta = 2 \sin \theta \cos \theta \quad 2.7$$

La ecuación 2.7 la sustituimos en la ecuación 2.6, para que finalmente quede la expresión que se está buscando.

$$x = 2K[(d + h_v) \sin 2\theta] \quad 2.8$$

Cuando el ángulo θ es igual a 45° se presenta el alcance máximo.

$$x = 2K(d + h_v) \quad 2.9$$

2.4.3 Criterio Vizgo

Vizgo propone la expresión siguiente para calcular teóricamente la distancia relativa, λ_0 .

$$\lambda_0 = \frac{L_v}{Z_0} = 2 \cos \theta \left[m_v \sin \theta + \sqrt{m_v \left(1 - m_v \cos^2 \theta + \frac{d}{2Z_0} \cos \theta \right)} \right] \quad 2.10$$

$$m_v = \frac{h_v}{Z_0} \quad 2.11$$

donde

λ_0 distancia relativa de vuelo

m_v parámetro utilizado por Vizgo

Z_0 distancia vertical entre el N. A. M. E. y la superficie del agua al pie de la estructura terminal (m)

En esta expresión no se consideran las pérdidas de energía, ni el comportamiento del lanzamiento real del chorro en el aire respecto de la trayectoria ideal supuesta.

2.4.4 Criterio Kiseliov

Este autor propone la siguiente expresión, para calcular la longitud de vuelo del chorro.

$$L_v = 2\psi_1^2 n_K Z \cos \theta \left[\sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{d \cos \theta + 2Z(1 - n_K)^2}{2\psi_1^2 n_K Z}} \right] \quad 2.12$$

n_K se define como.

$$n_K = \frac{H_0}{Z} \quad 2.13$$

donde

ψ_1 coeficiente de velocidad; considera las pérdidas de energía desde la cresta vertedora hasta la cubeta de lanzamiento

n_K parámetro utilizado por Kiseliov

Z distancia vertical entre el N. A. M. E. y el labio de la cubeta de lanzamiento (m)

H_0 energía total del embalse. Distancia vertical entre el N. A. M. E. y la elevación del cauce (m)

2.4.5 Criterio Eliasberk

Eliasberk propone la fórmula siguiente que utiliza la velocidad al final de la cubeta de lanzamiento.

$$L_v = \frac{V^2 \sin \theta \cos \theta}{g} + V \cos \theta \sqrt{\frac{V^2 \sin^2 \theta}{g^2} + \frac{2Z'}{g}} \quad 2.14$$

donde

Z' distancia vertical entre el labio de la cubeta y la superficie libre del agua al pie de la estructura terminal (m)

2.4.6 Criterio USBR

El criterio **USBR** toma en cuenta el comportamiento real de la trayectoria del chorro, que obviamente difiere de la trayectoria teórica, se pueden relacionar ambas trayectorias mediante un coeficiente K_1 .

$$L_{v(real)} = K_1 L_{v(teórico)} \quad 2.15$$

2.5 ANCHO MÁXIMO DE LANZAMIENTO DEL CHORRO

El ancho máximo de lanzamiento del chorro a_0 (Figura 2.6), se produce cuando éste penetra en el cuerpo de agua, el cual se forma aguas abajo de la estructura terminal. **Vizgo** propone la siguiente expresión, para calcular el ancho máximo de lanzamiento.

$$a_0 = B + 2L_v \tan \epsilon \quad 2.16$$

donde

B ancho de plantilla del canal de descarga (m)

ϵ ángulo de divergencia del chorro ($^\circ$)

En cubetas de lanzamiento prismáticas de fondo plano, el ángulo de divergencia está comprendido entre 2° y 5° , para números de Froude entre 6 y 12; para cubetas de tipo **USBR**, el ángulo es mayor y varía, entre 3° y 14° , para números de Froude entre 6 y 11. El ángulo de divergencia del chorro ϵ ha sido calculado por **Rhone y Peterka**, en función del número de Froude en la sección de salida de la cubeta de lanzamiento y la geometría de la misma. (Figura 2.7)

2.6 ÁNGULO DE ENTRADA DEL CHORRO EN LA SUPERFICIE DEL AGUA

El ángulo de entrada teórico (θ_0) del chorro en la superficie del tirante aguas debajo de la estructura terminal (Figura 2.6) se determina con la expresión.

$$\theta_0 = \text{ang } \tan \left[\sqrt{\tan^2 \theta + \frac{2gZ'}{V^2 \cos^2 \theta}} \right] \quad 2.17$$

Debe procurarse que el ángulo θ no sea muy grande para disminuir la componente vertical de la velocidad que cae sobre la masa de agua y con ello también la socavación en el cauce; se recomienda que el ángulo no sea inferior a 40° .

2.7 VELOCIDAD DE ENTRADA DEL CHORRO EN LA SUPERFICIE DEL AGUA

La velocidad teórica (V_0) del chorro al entrar en la superficie del agua después de la cubeta de lanzamiento, se puede determinar a través de la siguiente ecuación.

$$V_0 = \sqrt{V^2 + 2gZ'} \quad 2.18$$

Tanto para el ángulo como para la velocidad de entrada del chorro en la superficie del agua, parte superior y media, se hacen las mismas consideraciones que se mencionaron anteriormente para Z' .

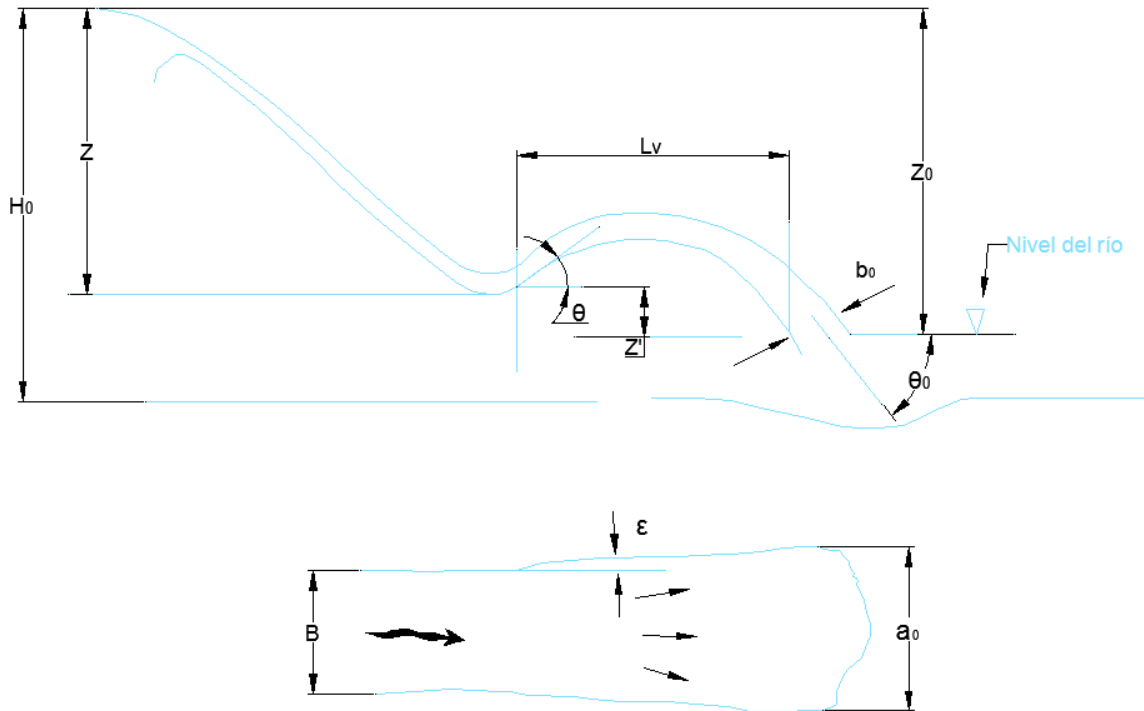


Figura 2.6 Geometría del chorro en las cubetas de lanzamiento

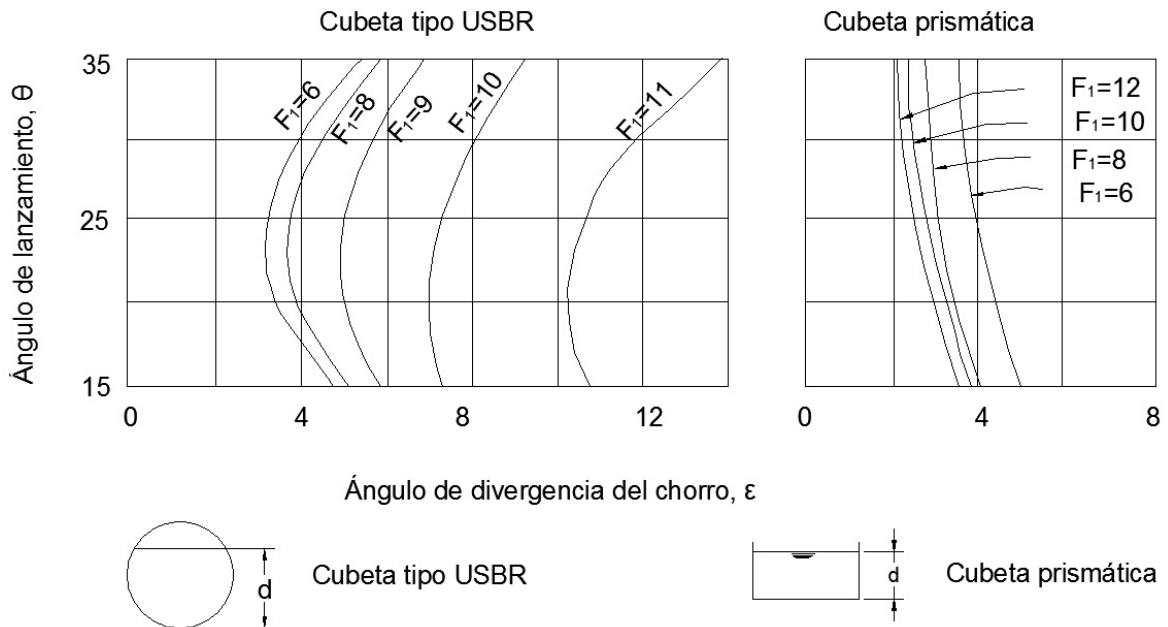


Figura 2.7 Ángulo de divergencia del chorro

2.8 SOCAVACIÓN EN EL CAUCE

El chorro al penetrar en la superficie libre del agua del cauce, se producen pérdidas por el choque de las masas de agua y por la compresión de las burbujas de aire contenidas en el colchón líquido.

Fuera de esta zona las burbujas de aire se expanden y se mueven hacia la superficie, perpendicularmente al flujo, incrementando la turbulencia de éste, lo que contribuye a mejorar la disipación de energía del cuerpo de agua. **Mason** y **Kanapathypilly**, después de estudiar toda la información disponible en la literatura técnica, para el cálculo de la profundidad máxima de socavación, han agrupado las expresiones propuestas por diferentes investigadores en cuatro grupos.

2.8.1 Grupo I: Método de Veronese

Se considera la profundidad máxima de socavación, t_s , en función de la caída Z_0 (diferencia entre el NAME y el nivel de la superficie libre del colchón de agua), el gasto unitario q , y el tamaño del material D .

$$t_s = \frac{K_D q^{a_D} Z_0^{b_D}}{D^{c_D}} \quad 2.19$$

Los valores propuestos por varios investigadores para los coeficientes K_D , a_D , b_D , C_D y el tamaño real del material representativo, se indican en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valores de K_D , a_D , b_D , C_D

AUTOR	K_D	a_D	b_D	C_D	D
Schoklitsch	0.521	0.57	0.200	0.320	D_{90}
Veronece	0.202	0.54	0.225	0.420	D_m
Eggenburger	1.440	0.60	0.500	0.400	D_{90}
Hartung	1.400	0.64	0.360	0.320	D_{85}
Franke	1.130	0.67	0.500	0.500	D_{90}
Chee y Padiyar	2.126	0.67	0.180	0.063	D_m
Chee y Kung	1.663	0.60	0.200	0.100	D_m
Machado	1.350	0.50	0.314	0.64	D_{90}

2.8.2 Grupo II: Método de Jaeger y Martins

Además de los datos requeridos en el **GRUPO I** (Z_0 , q , D) se considera el tirante Y_b (tirante aguas debajo de la cubeta de lanzamiento, Figura 2.8); tomando en cuenta lo mencionado, **Jaeger** propone utilizar la siguiente expresión.

$$t_s = 0.6q^{0.5} Z^{0.25} \left(\frac{Y_b}{D} \right)^{0.33} \quad 2.20$$

En forma análoga, **Martins** propone usar la expresión siguiente.

$$t_s = 0.14N_m - 0.73 \frac{Y_b^2}{N_m} + 1.7Y_b \quad 2.21$$

N_m parámetro utilizado por **Martins**

El cual, se define de la manera siguiente.

$$N_m = \sqrt[7]{\frac{Q^3 Z_0^{1.5}}{D^2}} \quad 2.22$$

donde

t_s profundidad de socavación (m)

Q se define con la siguiente expresión.

$$Q = qB \quad 2.23$$

2.8.3 Grupo III: Método de Cola, Davis y Sorensen

En este caso la profundidad máxima de socavación fue estimada en forma empírica por: **Cola**.

$$t_s = 4B \quad 2.24$$

Davis y **Sorensen**; proponen la siguiente expresión para calcular la máxima profundidad de socavación.

$$t_s = \frac{2}{3}Z_0 \quad 2.25$$

2.8.4 Grupo IV: Método de Mirtsjuslava

Los criterios conocidos y que actualmente se utilizan para predecir la erosión que produce el chorro al penetrar en el tirante de agua, han sido desarrollados por investigadores soviéticos. El método de **Mirtsjuslava** toma en cuenta la dispersión del chorro de un medio líquido ver (Figura 2.8), considerando que la longitud del chorro $X_{1M} + X_{2M}$, hasta el fondo del foso de socavación, es igual a la distancia Z_M , medida entre la zona de la barra que se forma aguas abajo del mismo y el fondo del cauce.

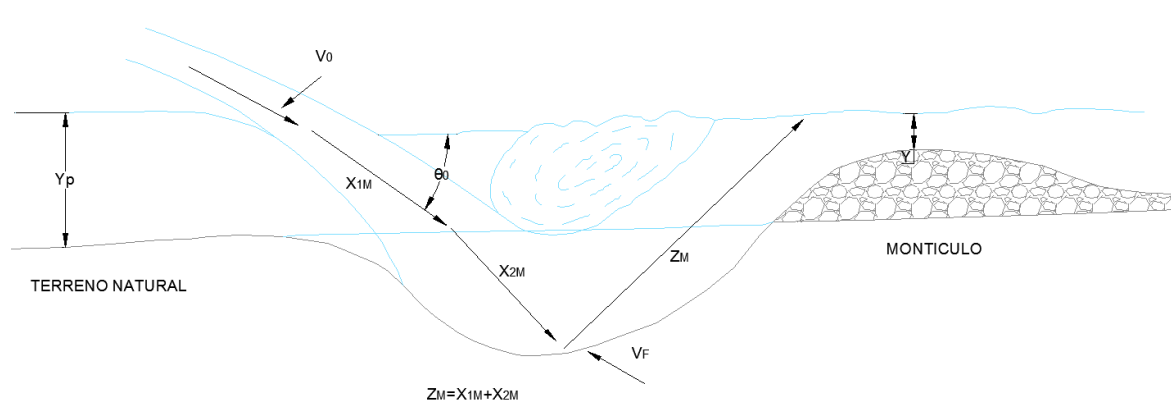


Figura 2.8 Esquema de dispersión del chorro en el foso de socavación

La profundidad del foso de socavación se determina en función del tipo de suelo.

Para suelos granulares

$$t_s = \left[\frac{3\mu_0 V_0 b_0}{\omega} - 7.5b_0 \right] \frac{\sin \theta_0}{1 - 0.175 \cot \theta_0} + 0.25Y_b \quad 2.26$$

b_0 y ω se define de la manera siguiente.

$$b_0 = 0.8 \frac{q}{V_0} \quad 2.27$$

$$\omega = \sqrt{\frac{2g(\gamma_s - \gamma_0)}{0.75\gamma_0}} D_p \quad 2.28$$

donde

b_0 ancho de plantilla del canal de descarga (m)

ω velocidad de caída del material (m/s)

γ_0 peso específico del agua con aireación (kg/m^3)

γ_s peso específico del material de fondo (kg/m^3)

Y γ_0 lo expresamos de la siguiente forma.

$$\gamma_0 = (\% \text{ aire})\gamma \quad 2.29$$

Si el material del cauce es suelto (arenas y gravas), el diámetro medio de la partícula se calcula con la expresión.

$$D_p = \frac{D_1 n_1 + D_2 n_2 + \dots + D_i n_i}{100} \quad 2.30$$

donde

n_i porcentaje del contenido de las diferentes fracciones

Si no se cuenta con suficiente información, en una primera aproximación se considera $D_p = D_{90}$.

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DIMENSIONAL Y TEORÍA DE MODELOS

3.1 ANÁLISIS DIMENSIONAL

El análisis dimensional es un método que se utiliza para verificar ecuaciones y para reducir las variables que intervienen en un problema. A partir del análisis dimensional se obtienen una serie de grupos adimensionales, que permiten utilizar los resultados experimentales obtenidos en condiciones limitadas, a situaciones en que se tengan diferentes condiciones geométricas, cinemáticas y dinámicas; y aun en casos cuando las propiedades del fluido y del flujo sean distintas de las que se tuvieron durante los experimentos.

El análisis dimensional tiene una restricción. En él solamente pueden intervenir cantidades físicas que tengan un significado cuantitativo, o sea que tenga sentido decir “dos veces más rápido”, etc. **Echávez G (1996)**

Es importante considerar que si un experimento se realiza en un modelo (escala geométrica del prototipo), se pueden obtener las escalas cinemáticas (relaciones de velocidades) y las escalas dinámicas (relaciones de fuerzas), y los resultados adimensionales que se obtengan para el modelo serán también válidos para el prototipo.

Modelos a superficie libre de fondo móvil no distorsionados

En este caso el criterio de semejanza lo impone el número de Froude, este debe ser igual en el modelo y en prototipo.

O sea

$$F_r = \frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1 \quad 3.1$$

Pues $g_e = 1$, lo que lleva a

Escala de velocidades

$$V_e = \sqrt{L_e} \quad 3.2$$

Escala de gastos

$$Q_e = V_e (L_e)^2 \quad 3.3$$

$$Q_e = (L_e)^{5/2} \quad 3.4$$

Para considerar las características y el peso específico del material sumergido se puede usar la velocidad crítica de corte dada por.

$$V_{C*} = \sqrt{0.06 g D \left(\frac{\gamma_s - \gamma_0}{\gamma_0} \right)} \quad 3.5$$

3.2 OBTENCIÓN DE LOS NÚMEROS ADIMENSIONALES PARA EL EXPERIMENTO

En nuestro caso, para poder estimar la profundidad de socavación, t_s , y omitiendo efectos menos importantes, el problema se puede plantear como. Ver Figura 3.1.

$$t_s = f_1(q, \gamma_0, s, n, b, Z_0, Y_b, D, \gamma_s, g) \quad 3.6$$

donde

- q gasto unitario (m^2/s)
- γ_0 peso específico del agua con aireación (kg/m^3)
- s pendiente del canal (Adimensional)
- n rugosidad del canal ($s/m^{1/3}$)
- b ancho del canal (m)
- Z_0 desnivel (m)
- Y_b tirante aguas abajo de la cubeta de lanzamiento (m)
- D diámetro del material (m)
- γ_s peso específico del material de fondo (kg/m^3)
- g aceleración debido a la gravedad (m/s^2)

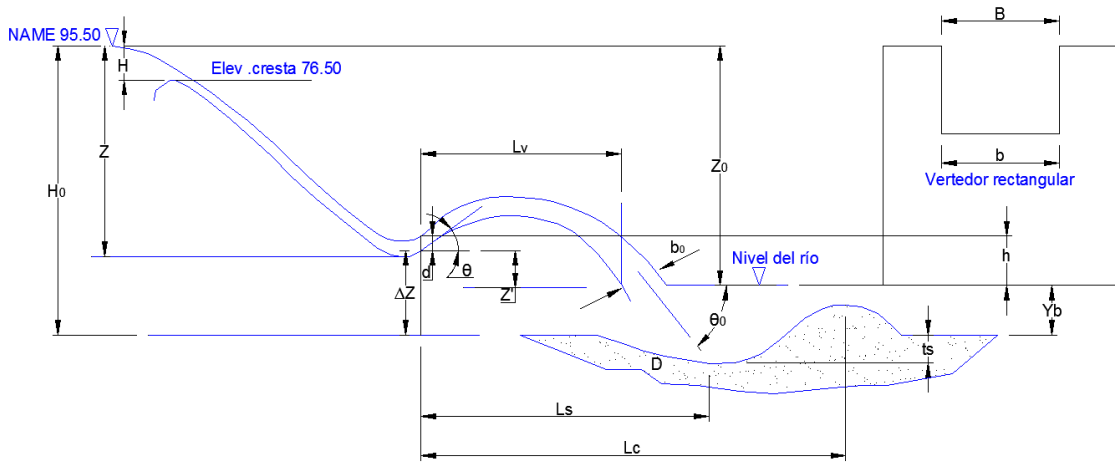


Figura 3.1 Esquema del cimacio y cubeta de lanzamiento

Lo que se puede agrupar en forma adimensional como.

$$\frac{t_s}{Z_0} = G_1 \left(\frac{q}{V_{c^*} Z_0}, \frac{Y_b}{Z_0} \right) \quad 3.7$$

Expresión que, utilizando una parecida a la propuesta por **Aguirre Pe (1978)**, y a reserva de comprobarla experimentalmente, quedaría.

$$\left(\frac{t_s}{Z_0} \right) = c \left(\frac{q}{V_{c^*} Z_0} \right)^d \left(\frac{Y_b}{Z_0} \right)^e \quad 3.8$$

Donde la velocidad crítica de corte V_{c^*} está dada por.

$$V_{c^*} = \sqrt{0.06gD \left(\frac{\gamma_s - \gamma_0}{\gamma_0} \right)} \quad 3.9$$

CAPÍTULO 4 FASE EXPERIMENTAL

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

La instalación experimental consiste de un canal rectangular de 0.61 m de ancho, que termina en un vertedor rectangular de 9.2 cm de ancho, en el cual se inicia una rápida de 0.23 m de longitud y con una pendiente de 0.095, que termina con un pequeño salto de esquí. Aguas abajo del salto de esquí está un cajón de 0.206 m de ancho y 0.54 m de longitud donde se colocó el material no cohesivo. Ver Figuras 4.1 y 4.2.

El gasto se aforaba en el vertedor rectangular con contracciones laterales mencionado, utilizando la “Fórmula SIAS” de la Asociación de Ingenieros y Arquitectos Suizos (1924) y midiendo la carga “**H**” con un limnómetro instalado aguas arriba del vertedor.

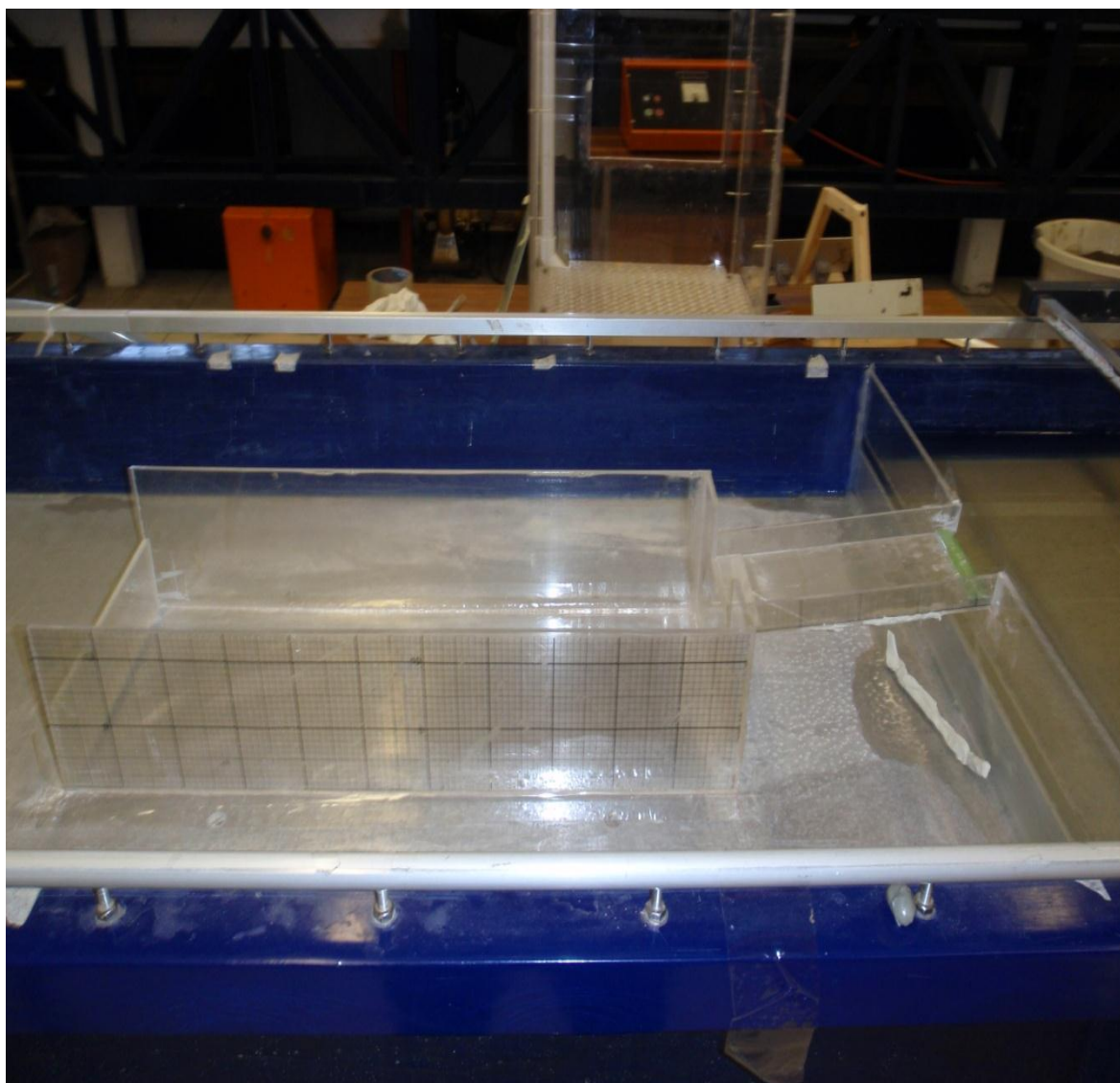


Figura 4.1 Fotografía longitudinal de la instalación experimental



Figura 4.2 Fotografía frontal de la instalación experimental, obsérvese el material no cohesivo (blanco) en su cajón

4.2 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Los ensayos se realizaron con siete tipos de arena, variando el diámetro de las partículas, así como el gasto en el modelo. En cada ensayo, después de colocar el material no-cohesivo, se mantenía el gasto un tiempo suficiente para que se estabilizara la socavación -alrededor de 30 minutos-, con lo anterior se conseguía un foso de socavación bastante estable, aunque con movimiento de partículas en la parte superior, es decir en la cresta del foso. Una vez transcurrido este tiempo, se interrumpía el gasto y se procedía a medir con un limnómetro las características geométricas del perfil socavado relacionándolas con las características hidráulicas que causaron la erosión.

Tabla 4.1 Principales relaciones de escala en mini-modelo y prototipo

Le	Qe	Ve	Ae	ne
(Adimensional)	(Adimensional)	(Adimensional)	(Adimensional)	(Adimensional)
759.78	15911949	27.56	577269.61	3.020
	Qp (m³/s)	Qm (l/s)		
Qmáx	10212.5207	0.00064181		
Qmed	8281.06489	0.00052043	Lp (m)	Lm (m)
Qmín	6489.5499	0.00040784	69.9	0.092

donde

- L_e escala de longitudes
- Q_e escala de gastos
- Q_p gasto en el prototipo
- Q_m gasto en el mini-modelo
- L_p longitud del prototipo
- L_m longitud del modelo

Se realizaron veintiún series de ensayos, con siete materiales diferentes para tres gastos, (máximo, medio y mínimo) mostrados en la Tabla 4.1. En donde se supuso una escala de longitudes de 759.78 para aproximarse a una obra real y así, posteriormente, poder comparar estos resultados con los medidos en un prototipo semejante. La obra real seleccionada fue la Central Hidroeléctrica de la CFE, Peñitas, localizada sobre el Río Grijalva en el Estado de Chiapas, mostrada en el Apéndice I.

Con el propósito de establecer con mayor precisión los diámetros de cada material empleados en los ensayos, fue necesario llevar a cabo pruebas granulométricas de los diferentes materiales que simulan el lecho del río en la zona de descarga de la cubeta de lanzamiento.

La curva granulométrica para cada material, indica que se trata de una arena mal graduada, es decir, casi uniforme. En la Figura 4.3 se muestran las curvas granulométricas de los materiales utilizados.

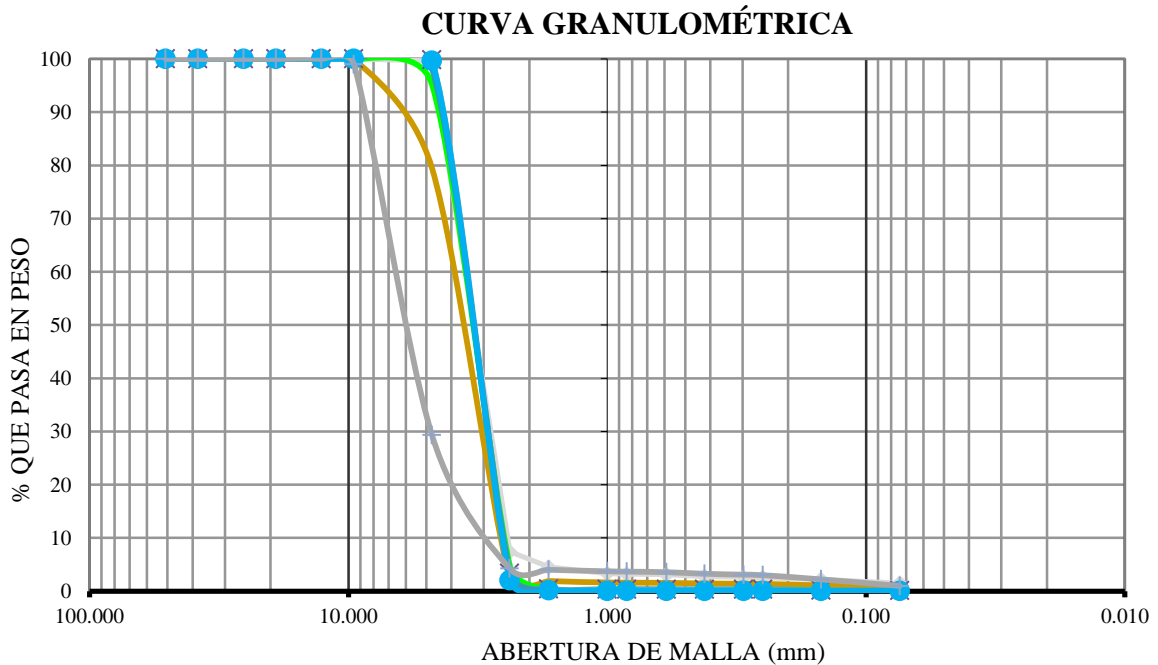


Figura 4.3 Curvas granulométricas del material utilizado en los ensayos

Los diámetros con los que se trabajó en el experimento, se muestran en la Tabla 4.2. El diámetro representativo de los siete materiales utilizados fue el D₉₀. Se utilizó material casi uniforme para que en la descarga se pudiera observar el socavón.

Tabla 4.2 Diámetro de los materiales utilizados como lecho del río en el mini-modelo

D ₉₀ (m)						
Gris chico	Café	Verde	Blanco	Rojo	Azul	Gris
0.0043	0.0068	0.0046	0.0044	0.0045	0.0044	0.0088

De la Tabla 4.2, se nota que los diámetros de las arenas: gris chica, verde, blanco, rojo y azul son prácticamente los mismos, y solo hay variación con los diámetros de las arenas café y gris. Los pesos específicos de los materiales utilizados en los ensayos, se presentan en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Peso específico de los materiales utilizados en los ensayos

Material	γ_s (g/cm ³)	γ_s (kg/m ³)
Gris (Grano chico)	1.18	1182
Café	1.48	1479
Verde	1.56	1565
Blanco	1.51	1510
Rojo	1.54	1543
Azul	1.47	1474
Gris (Grano grande)	1.14	1141

En las fotografías de las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6 se observa la socavación final una vez estabilizada ésta para tres gastos diferentes.



Figura 4.4 Socavación provocada por el gasto máximo



Figura 4.5 Socavación provocada por el gasto medio



Figura 4.6 Socavación provocada por el gasto mínimo

CAPÍTULO 5 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 GRÁFICAS DEL PERFIL SOCAVADO

El perfil de la socavación, se midió con un limnómetro a lo largo de la línea media del canal, para los tres gastos y los siete materiales utilizados en el experimento, se muestran en las Figuras 5.1, 5.2, y 5.3.

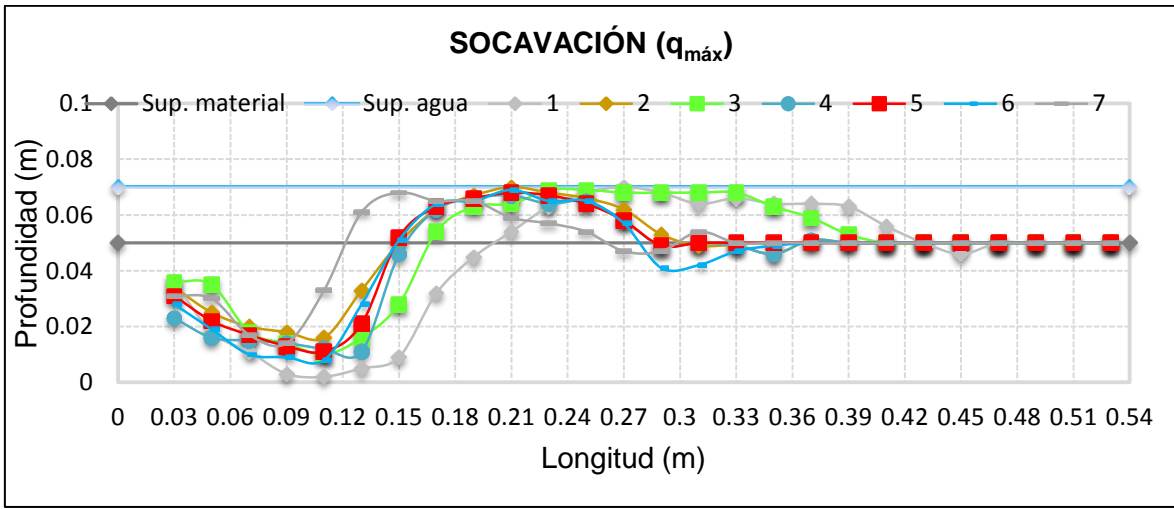


Figura 5.1 Configuración del foso socavado en los siete materiales para el gasto máximo

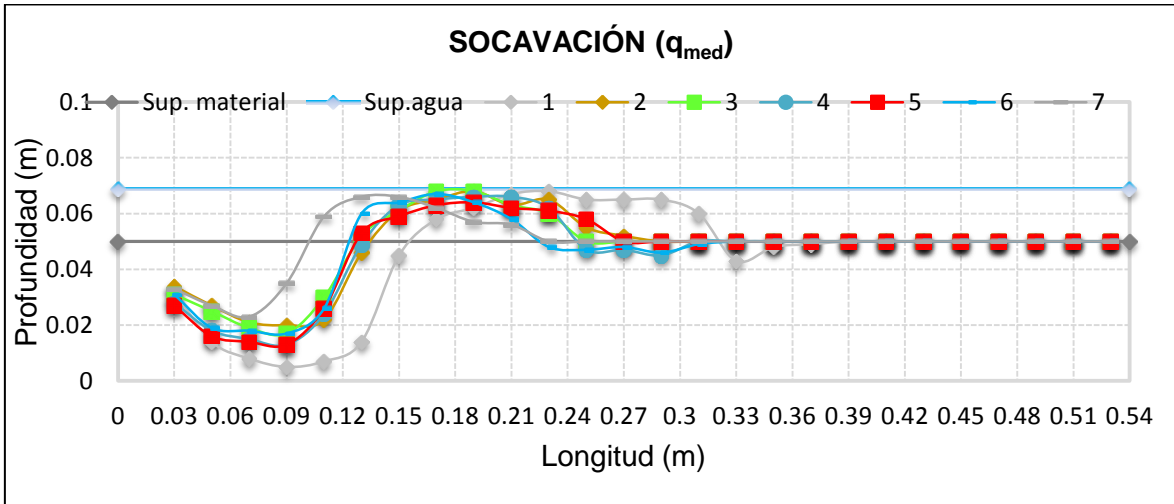


Figura 5.2 Configuración del foso socavado en los siete materiales para el gasto medio

En la Figura 5.1, que corresponde al gasto máximo, se puede ver que hay tres perfiles de socavación diferentes: uno para el material más grueso usado, otro para los cinco materiales intermedios y uno para el más pequeño. Como era de esperarse, la socavación es menor para el primer caso y mayor para los otros dos.

En el caso del gasto intermedio el comportamiento es similar al anterior pero con una socavación un poco menor, Figura 5.2. Finalmente, para el caso del gasto menor, Figura 5.3, como el chorro tiene menos energía para desplazar al material los perfiles se parecen más, solo notándose una diferencia para el material más pesado, ya que es cuando hay menos acarreo del material.

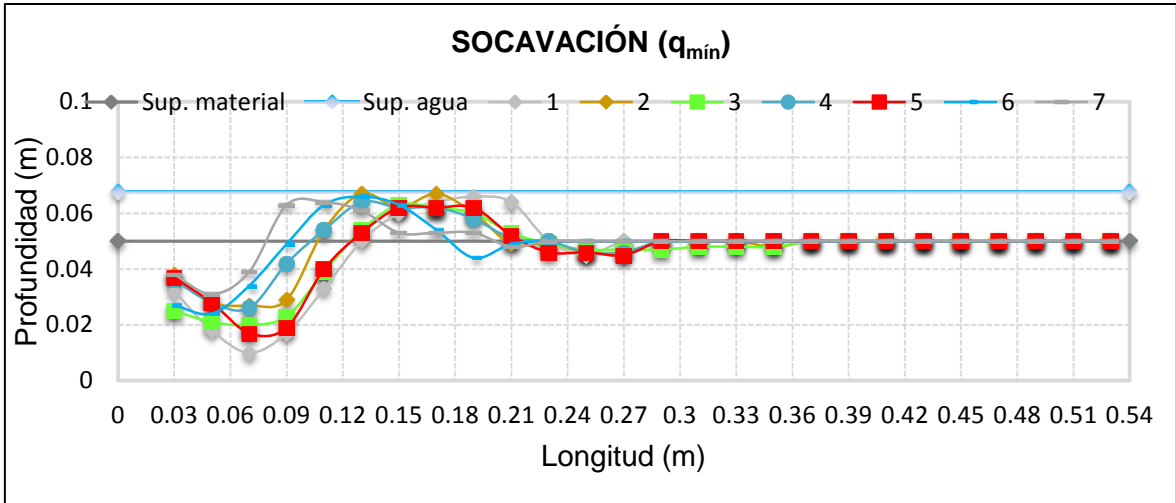


Figura 5.3 Configuración del foso socavado en los siete materiales para el gasto mínimo

Para generalizar los resultados, en las Figuras 5.4, 5.5, y 5.6 se muestran los perfiles de socavación promedio de los siete materiales, para cada uno de los tres gastos utilizados.

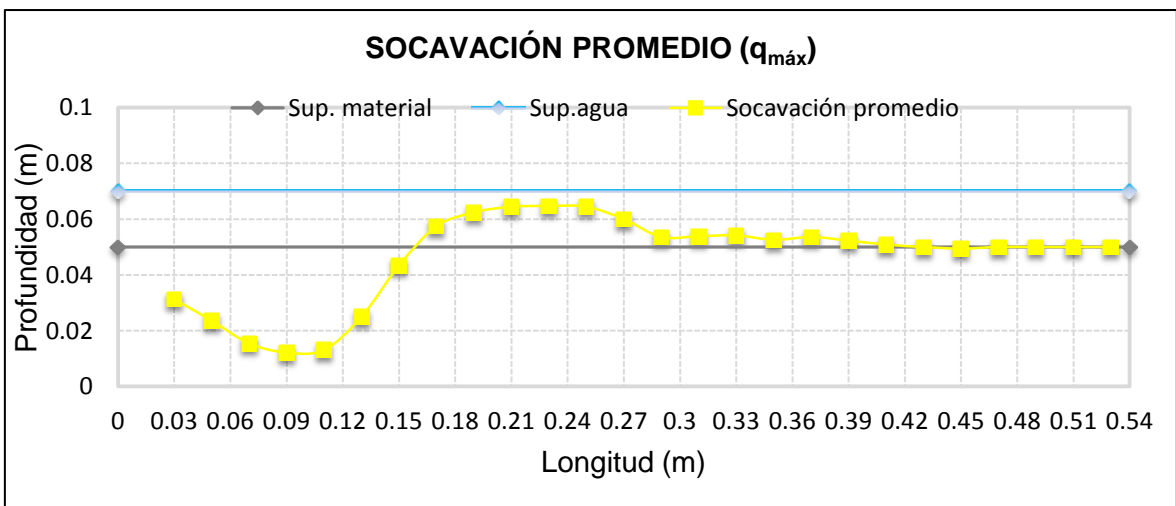


Figura 5.4 Configuración del foso socavado del promedio de los siete materiales para el gasto máximo

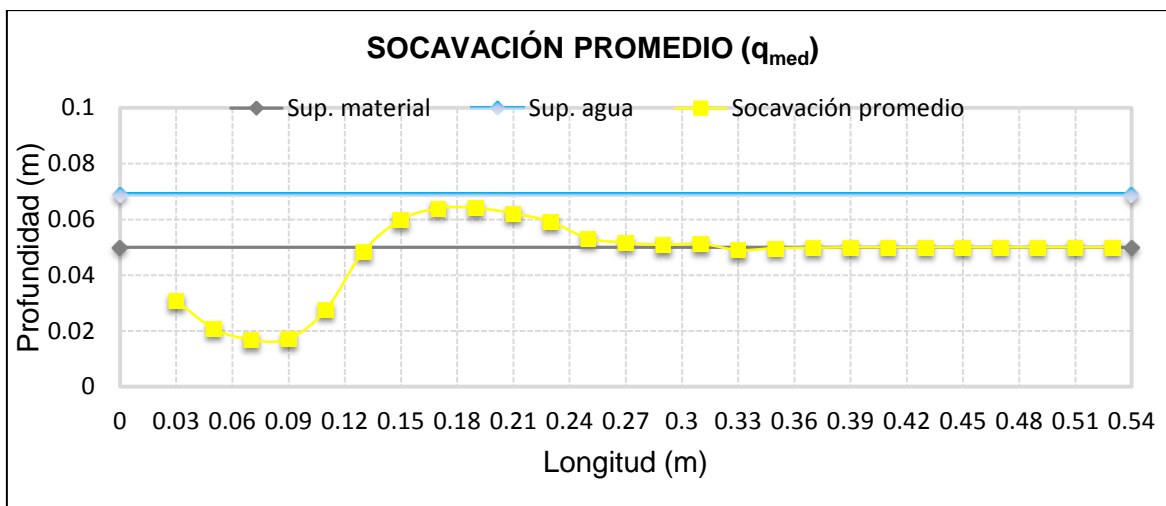


Figura 5.5 Configuración del foso socavado del promedio de los siete materiales para el gasto medio

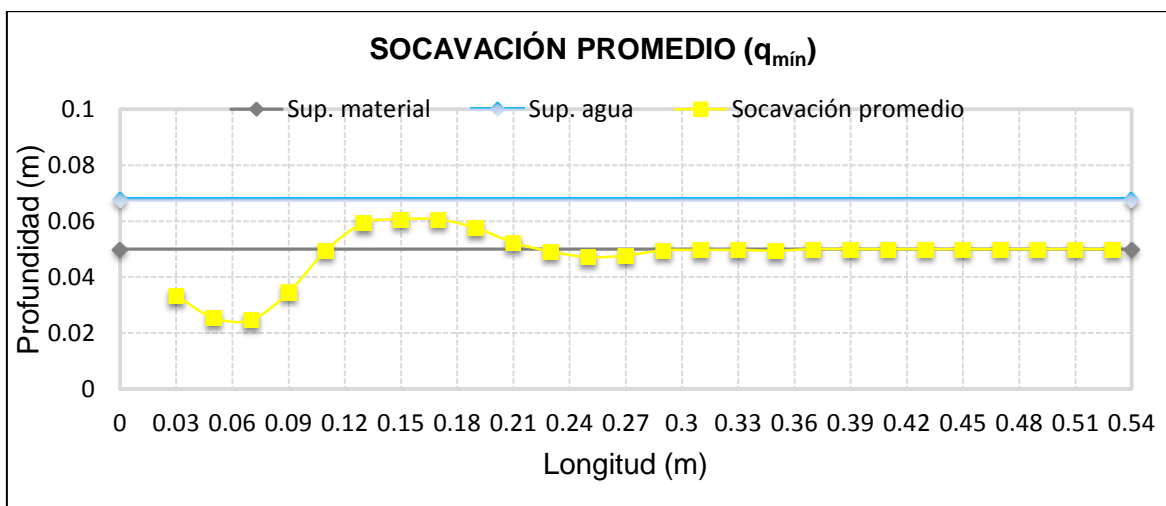


Figura 5.6 Configuración del foso socavado del promedio de los siete materiales para el gasto mínimo

En las Figuras 5.1 a la 5.6 es evidente que la socavación depende del diámetro de las partículas y el gasto.

En la Tabla 5.1 se presentan las características del foso socavado, que corresponden a cada gasto utilizado en los ensayos.

Tabla 5.1 Características geométricas del foso socavado, medidas en el mini-modelo

Qm (L/s)	Ls (m)	Lc (m)	hp (m)	ts (m)
Q máx: 0.64	0.11	0.18	0.019	0.39
Q med: 0.52	0.086	0.16	0.017	0.35
Q mín: 0.41	0.062	0.12	0.014	0.28

donde

$Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo en el mini-modelo (L/s)

Q_{med} gasto medio en el mini-modelo (L/s)

$Q_{m\acute{i}n}$ gasto mínimo en el mini-modelo (L/s)

L_S distancia mitad desde el labio de la cubeta a la cual se presenta la máxima profundidad de socavación (m)

L_C distancia media desde el labio de la cubeta a la cual se presenta la cresta (m)

h_p altura de la cresta (m)

t_s profundidad de socavación (m)

Para presentar esta información en forma más general y poder comparar estos resultados con otros, se usarán los números adimensionales encontrados en el Capítulo 3, que como se recordar son: (t_s/Z_0) como variable dependiente, $(q/Vc*Z_0)$ en el eje horizontal y la tercera variable (Y_b/Z_0) en el plano.

En la Figura 5.7 están los puntos que corresponden a los siete materiales para los tres gastos utilizados en el experimento. Se observa que las curvas guardan cierta relación entre sí, es decir que no se cruzan en ningún punto, esto se debe a que si graficamos (t_s/Z_0) Vs $(q/Vc*Z_0)$ se genera una sola curva que corresponde a cada material, y a su vez está asociada a un gasto y a cada una de ellas le corresponde un solo valor de (Y_b/Z_0) .

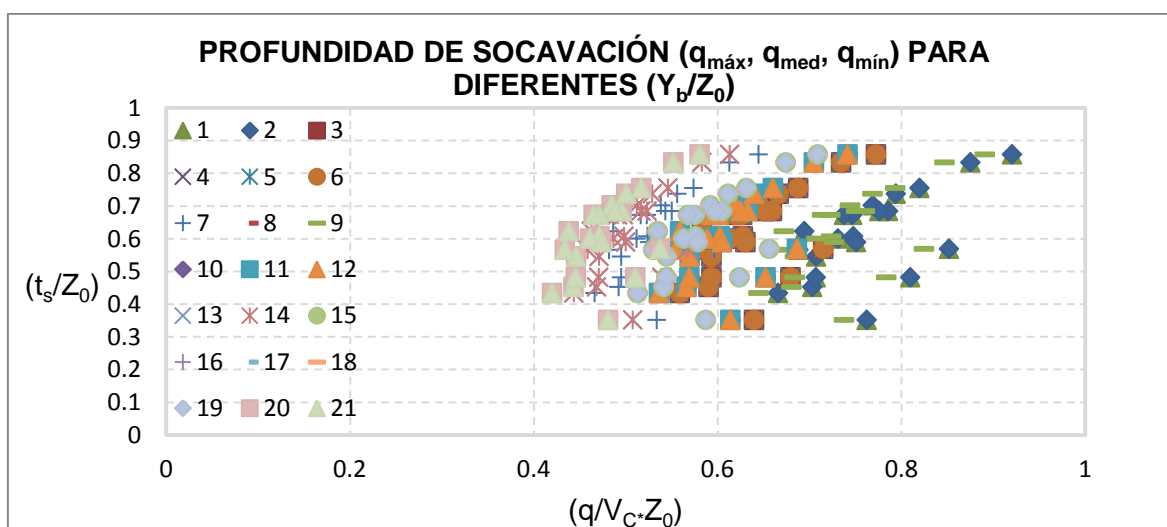


Figura 5.7 Datos experimentales ajustados mediante el modelo

Para mostrar lo anterior con más claridad, en la Figura 5.8 se muestran estos mismos datos desglosados para cada uno de los gastos, de esta manera se aprecia con mayor nitidez las siete curvas que corresponden a cada uno de los materiales utilizados.

donde

$q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo en el mini-modelo (m^2/s)

q_{med} gasto medio en el mini-modelo (m^2/s)

$q_{m\acute{i}n}$ gasto mínimo en el mini-modelo (m^2/s)

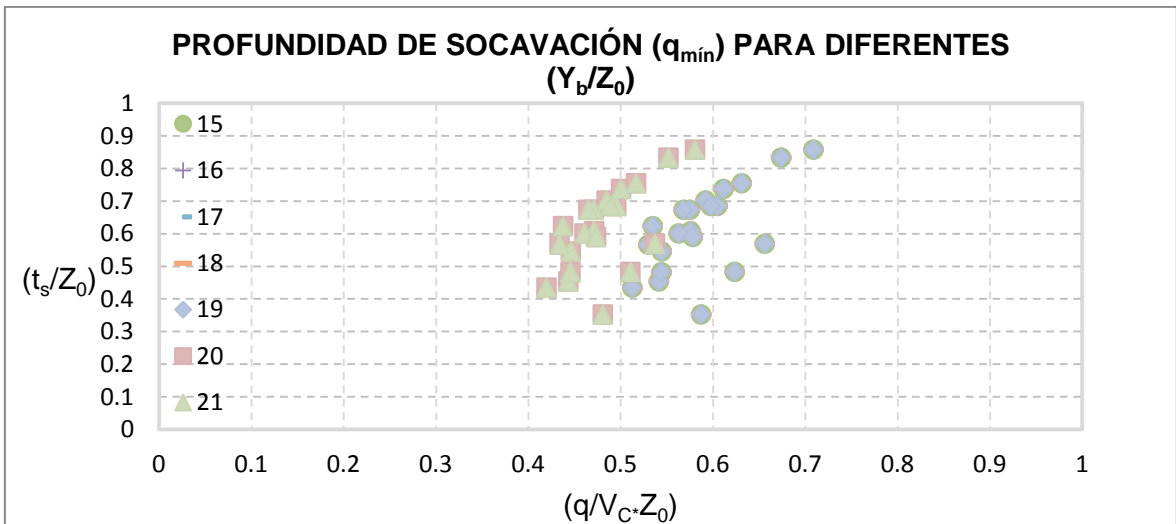
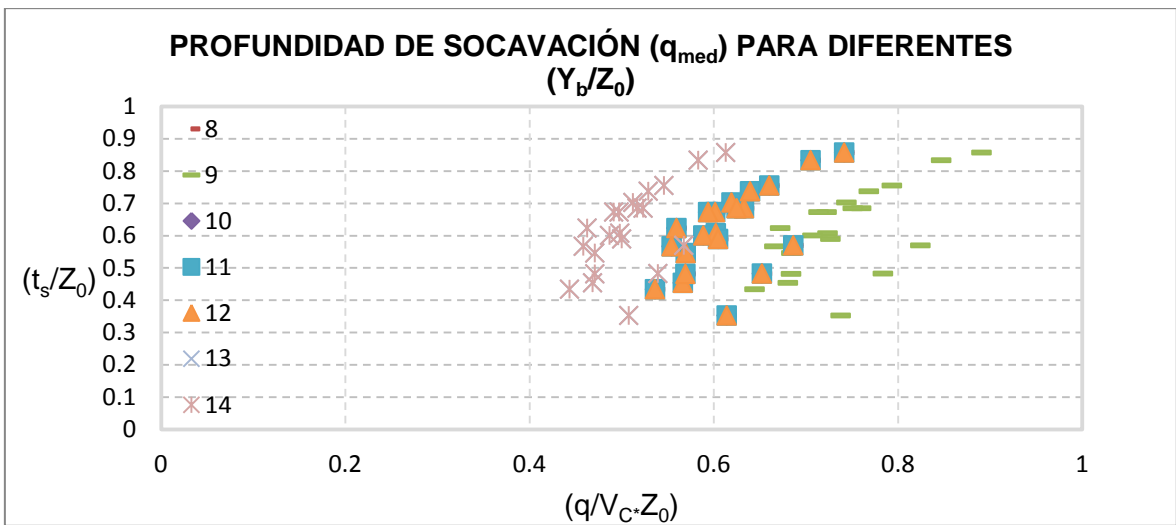
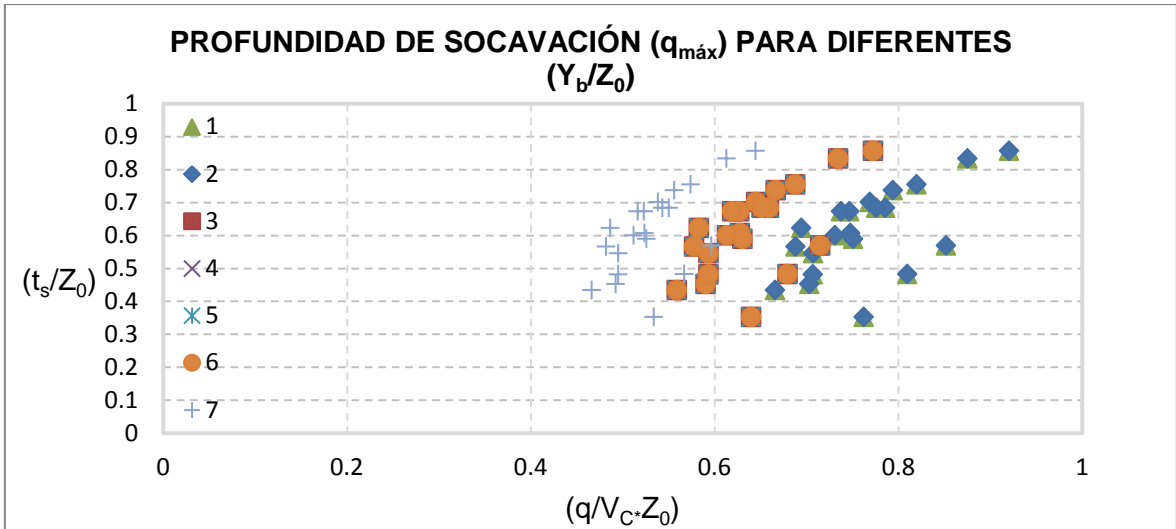


Figura 5.8 Curvas correspondientes a los tres gastos utilizados

Y en la Figura 5.9 se muestran los límites experimentales, al graficar los mayores y menores valores medidos

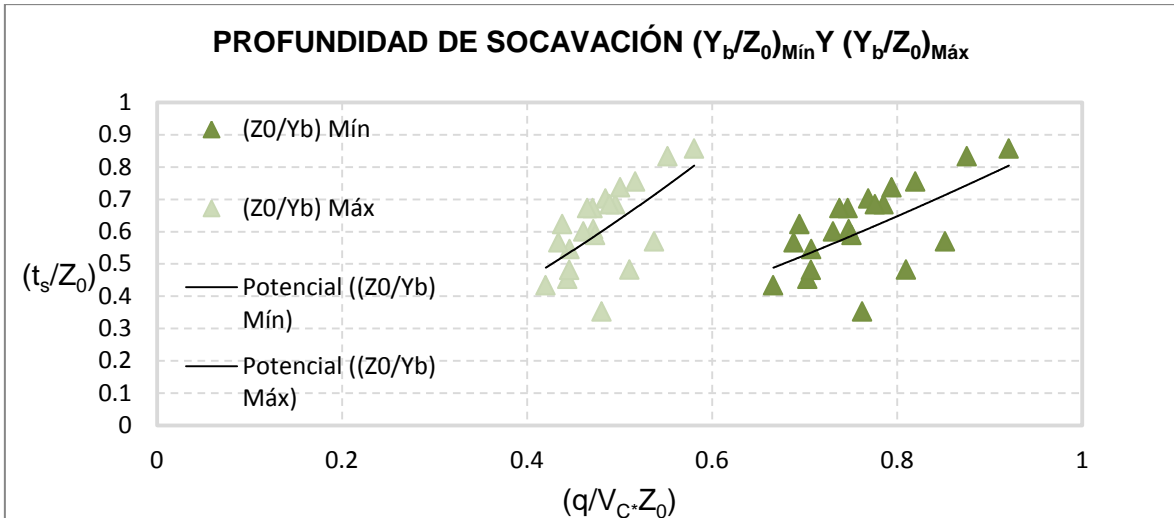


Figura 5.9 Límites superior e inferior del experimento

Finalmente, en la Figura 5.10 se muestra la profundidad de socavación separando los tres diámetros (arena gruesa, media y fina)

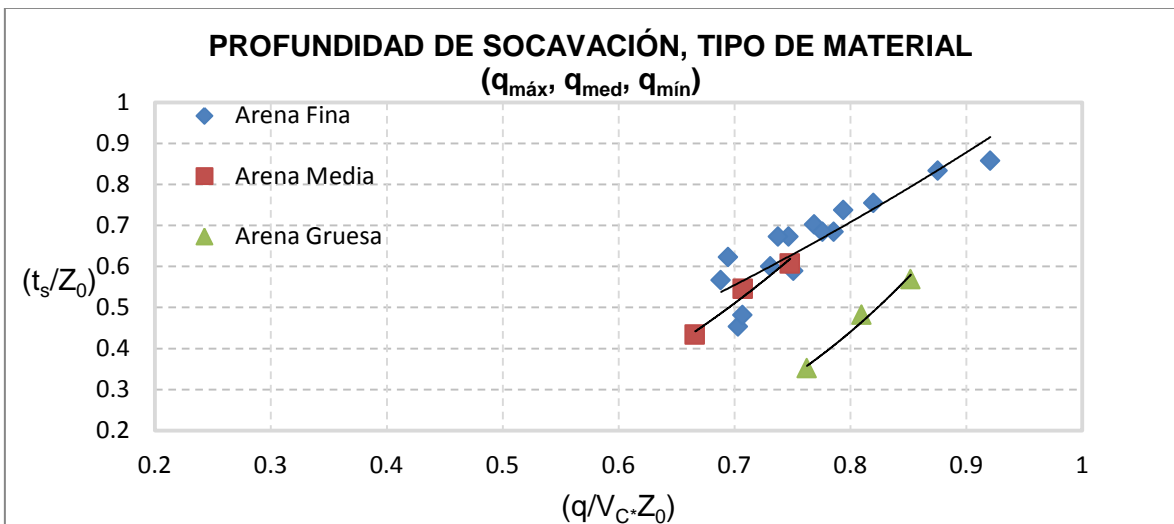


Figura 5.10 Curvas que representan la tendencia del diámetro de las partículas

Ahí se observa que los diámetros finos y medio tienen casi el mismo comportamiento, posiblemente debido a la semejanza de tamaños entre ellos, en tanto que la arena gruesa es la que cae fuera de la tendencia de las otras dos.

Por otro lado, y para tener una expresión práctica que resuma los resultados obtenidos, por medio de mínimos cuadrados, se obtuvo el valor del coeficiente y de los exponentes que mejor se ajustan a los datos experimentales, utilizando la ecuación adimensional desarrollada en el Capítulo 3, quedando.

$$\left(\frac{t_s}{Z_0}\right) = 7.31 \left(\frac{q}{V_c \cdot Z_0}\right)^{0.29} \left(\frac{Y_b}{Z_0}\right)^{2.63} \quad 5.1$$

Con un coeficiente de correlación $r = 0.80$

CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Los datos de la Tabla 6.1, están calculados para obtener valores del prototipo y modelo escala 1:100 a partir de las mediciones hechas en el mini-modelo.

Tabla 6.1 Datos del mini-modelo, prototipo y modelo escala 1:100

Mini-modelo		Prototipo		Modelo escala 1:100	
q (m ² /s)	ts (m)	q (m ² /s)	ts (m)	q (m ² /s)	ts (m)
q_{máx}=0.0069	0.039	q_{máx}=146.10	29.84	q_{máx}=0.1461	0.2984
q_{med}=0.0056	0.034	q_{med}=118.47	26.26	q_{med}=0.1187	0.2626
q_{mín}=0.0044	0.027	q_{mín}=92.840	21.16	q_{mín}=0.0928	0.2116

Trabajando primero con el mini-modelo y el prototipo, como se tienen las relaciones de escala, se obtienen los valores de **ts** para el prototipo, correspondiente a cada gasto, esto no es de mucha ayuda, ya que se aplicó la escala únicamente para obtenerlos, eso nos da la referencia de qué valor se debe obtener aplicando los datos reales del prototipo.

A continuación se hace la comparación de los resultados que se obtuvieron a partir de las ecuaciones del capítulo 2 para obtener la máxima profundidad de socavación **ts** con los datos del prototipo, los valores medidos se muestran en la Tabla A.3 del Apéndice.

Enseguida se escoge un valor cercano al valor escalado del mini-modelo y se compara con los valores de alguno de los métodos utilizados, el método **Doddiah** es el que presenta valores cercanos a los escalados, los resultados se presentan en la Tabla 6.2

Trabajando ahora con el prototipo y modelo escala 1:100, se escalan los datos del prototipo, para tener información de un modelo 1:100, pero en lugar de trabajar con el diámetro escalado se cambia el diámetro en el modelo (D=0.014 m), de modo que caiga dentro del rango de valores del mini-modelo y prototipo calculado. El método **Studenichnikov** es el que arroja valores cercanos a los del mini-modelo y prototipo calculado. Los resultados se presentan en la Tabla 6.2 y se muestra la comparación de los valores obtenidos para los tres casos.

Tabla 6.2 Valores calculados de ts, para el prototipo y el modelo escala 1:100

Prototipo calculado (Calculado con el micro-modelo)		Prototipo (Método Doddiah)		Modelo escala 1:100 (Método Studenichnikov)	
q (m ² /s)	ts (m)	q (m ² /s)	ts (m)	q (m ² /s)	ts (m)
q_{máx}=146.10	29.84	q_{máx}=146.10	27.16	q_{máx}=0.1461	0.29
q_{med}=118.47	26.26	q_{med}=118.47	22.06	q_{med}=0.1187	0.24
q_{mín}=92.840	21.16	q_{mín}=92.840	17.50	q_{mín}=0.0928	0.19

En la Figura 6.1 se muestra el comportamiento del mini-modelo, prototipo y modelo escala 1:100.

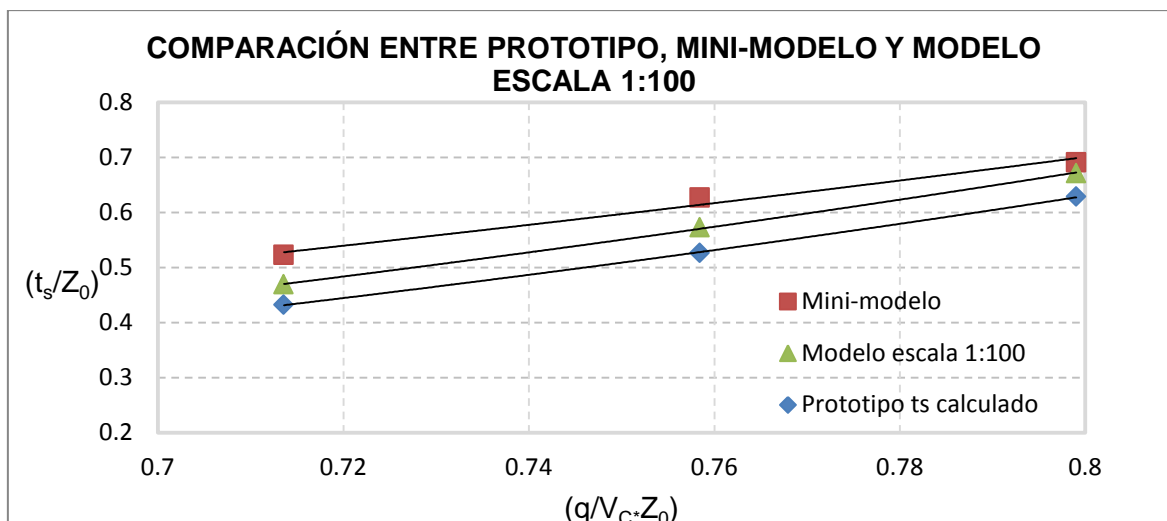


Figura 6.1 Comparación entre el mini-modelo, modelo escala 1:100 y prototipo

En la Tabla 6.3 se muestran los valores de Z_0 y Y_b del prototipo; por ejemplo para el primer caso de $Z_0=34.44$ m del prototipo, en el mini-modelo representa una $Z_0=4.5$ cm; para el caso de $Y_b=9.06$ m del prototipo, en el mini-modelo representa una $Y_b=1.19$ cm.

Tabla 6.3 Valores de Z_0 y Y_b , calculados con datos del prototipo

q_p (m^2/s)	Z_0 (Prototipo) (m)	Z_0 (Mini) (m)	Y_b (Prototipo) (m)	Y_b (Mini) (m)
$q_{m\acute{a}x}=146.10$	34.44	0.045	9.06	0.0119
$q_{med}=118.47$	33.05	0.043	8.45	0.0111
$q_{m\acute{i}n}=92.840$	31.80	0.041	7.7	0.0101

En la Tabla 6.4 se muestran los valores de Z_0 y Y_b del mini-modelo, así para el primer caso de $Z_0=5.6$ cm del mini-modelo, en el prototipo representa una $Z_0=43.19$ m; para el caso de $Y_b=2.01$ cm del mini-modelo, en el prototipo representa una $Y_b=15.34$ m. Lo cual presenta una buena aproximación si se estuviera aplicando estos resultados a un problema real.

Tabla 6.4 Valores de Z_0 y Y_b , calculados con datos del mini-modelo

q_m (m^2/s)	Z_0 (Prototipo) (m)	Z_0 (Mini) (m)	Y_b (Prototipo) (m)	Y_b (Mini) (m)
$q_{m\acute{a}x}=0.006976$	43.19	0.056	15.34	0.0201
$q_{med}=0.005656$	41.89	0.055	14.32	0.0188
$q_{m\acute{i}n}=0.004433$	40.48	0.053	13.45	0.0177

La Tabla 6.5 los resultados obtenidos al aplicar los métodos para calcular la máxima profundidad de socavación que se presenta al pie de la estructura terminal con los datos del prototipo.

Tabla 6.5 Resultados de la máxima profundidad de socavación, calculados con los datos del prototipo

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=6.16 m V=15.06 m/s	Q=8281 m ³ /s d=7.39 m V=16.01 m/s	Q=10212 m ³ /s d=8.69 m V=16.79 m/s
	t _s (m)	t _s (m)	t _s (m)
Veronese A	8.42	9.69	10.95
Veronese B	47.79	54.99	62.15
Jaeger	40.05	47.11	54.09
Martins	30.58	33.96	37.05
Mirtsjuslava	125.76	156.03	187.97
Vizgo	45.52	52.89	60.28
Studenichnikov	91.76	112.63	134.95
Doddiah	17.50	22.06	27.16
Mason y Kanapathypilly	42.99	49.45	55.67

En la Tabla 6.6 se presentan los resultados obtenidos al aplicar los diversos criterios para calcular la máxima profundidad de socavación t_s , obtenidos a partir de las mediciones realizadas en el mini-modelo. Para el gasto mínimo en el prototipo el tirante a la salida de la cubeta de lanzamiento es $d=6.16$ m, mientras en el mini-modelo es $d=0.0072$ m, lo cual representa un tirante $d=5.51$ m, que resulta una buena aproximación para diseño.

Tabla 6.6 Resultados de la máxima profundidad de socavación, calculados con los datos del mini-modelo

CRITERIO	Q=0.00040 m ³ /s d=0.0072 m V=0.61 m/s	Q=0.00052 m ³ /s d=0.0079 m V=0.71 m/s	Q=0.00064 m ³ /s d=0.0087 m V=0.79 m/s
	t _s (m)	t _s (m)	t _s (m)
Veronese A	0.031	0.036	0.041
Veronese B	0.049	0.057	0.064
Jaeger	0.016	0.019	0.021
Martins	0.024	0.027	0.029
Mirtsjuslava	0.0054	0.0094	0.0135
Vizgo	0.058	0.066	0.074
Studenichnikov	0.0093	0.011	0.0136
Doddiah	0.012	0.014	0.015
Mason y Kanapathypilly	0.038	0.045	0.052

La Tabla 6.7 presenta los resultados de la máxima profundidad de socavación obtenida de las mediciones de los ensayos en el mini-modelo.

Dichos valores están escalados para poderlos comparar con los resultados de la Tabla 6.5, que corresponden a los resultados obtenidos con los datos del prototipo.

Tabla 6.7 Resultados de la máxima profundidad de socavación, calculados con los datos del mini-modelo escalados

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=5.51 m V=16.83 m/s	Q=8281 m ³ /s d=6.02 m V=19.66 m/s	Q=10212 m ³ /s d=6.67 m V=21.88 m/s
	t _s (m)	t _s (m)	t _s (m)
Veronese A	24.19	27.84	31.47
Veronese B	37.89	43.60	49.28
Jaeger	12.34	14.51	16.66
Martins	18.58	20.55	22.29
Mirtsjuslava	4.17	7.21	10.32
Vizgo	44.57	50.64	56.77
Studenichnikov	7.11	8.67	10.34
Doddiah	9.59	10.86	12.01
Mason y Kanapathypilly	29.52	34.78	40.01

En la Tabla 6.8 se presentan los métodos empleados para calcular la longitud de vuelo del chorro al salir de la cubeta de lanzamiento, con los datos del prototipo; y en la Tabla 6.9 se presentan los resultados para calcular la longitud de vuelo del chorro L_v a la salida de la cubeta de lanzamiento, obtenidos a partir de las mediciones realizadas en el mini-modelo, aplicando los criterios correspondientes.

Para el primer caso $L_v=20.52$ m en el prototipo, y en el mini-modelo $L_v=0.030$ m lo que representa una longitud de vuelo $L_v=23.09$ m, que es una buena aproximación al calculado con los datos del prototipo.

Tabla 6.8 Cálculo de la longitud de vuelo, con los datos del prototipo

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=6.16 m V=15.06 m/s	Q=8281 m ³ /s d=7.39 m V=16.01 m/s	Q=10212 m ³ /s d=8.69 m V=16.79 m/s
	L _v (m)	L _v (m)	L _v (m)
U.S.B.R. (1)	20.52	23.70	26.72
U.S.B.R. (2)	25.65	29.63	33.40
Vizgo	39.07	42.39	45.49
Kiseliov	57.80	59.78	61.92
Eliasberk	26.27	27.78	28.98

Tabla 6.9 Cálculo de la longitud de vuelo, con los datos del mini-modelo

CRITERIO	Q=0.00040 m ³ /s d=0.0072 m V=0.61 m/s	Q=0.00052 m ³ /s d=0.0079 m V=0.71 m/s	Q=0.00064 m ³ /s d=0.0087 m V=0.79 m/s
	Lv(m)	Lv (m)	Lv (m)
U.S.B.R. (1)	0.030	0.039	0.047
U.S.B.R. (2)	0.038	0.048	0.059
Vizgo	0.055	0.063	0.069
Kiseliov	0.075	0.077	0.079
Eliasberk	0.040	0.049	0.056

La Tabla 6.10 se presentan los resultados del cálculo de la longitud de vuelo a la salida de la cubeta de lanzamiento, obtenidos a partir de los datos medidos en el mini-modelo, estos datos están escalados para poderlos comparar con los resultados de la Tabla 6.8, que pertenecen a los calculados con los datos del prototipo.

Tabla 6.10 Cálculo de la longitud de vuelo, con los datos del mini-modelo escalados

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=5.51 m V=16.83 m/s	Q=8281 m ³ /s d=6.02 m V=19.66 m/s	Q=10212 m ³ /s d=6.67 m V=21.88 m/s
	Lv(m)	Lv (m)	Lv (m)
U.S.B.R. (1)	23.09	29.77	35.97
U.S.B.R. (2)	28.87	37.22	44.96
Vizgo	42.51	48.53	52.85
Kiseliov	57.41	58.94	60.64
Eliasberk	30.73	37.53	43.26

Para el cálculo del ancho, ángulo y velocidad del chorro se emplearon las ecuaciones 2.16, 2.17 y 2.18. En la Tabla 6.11 se presenta un resumen de resultados calculados con los datos del prototipo, y la Tabla 6.12 presenta los resultados para calcular el ancho, ángulo y velocidad de entrada en la masa de agua; obtenidos a partir de las mediciones realizadas en el mini-modelo.

Para el primer caso $a_0=77.83$ m en el prototipo y en el mini-modelo $a_0=0.103$ m, que representa un ancho de entrada $a_0=78.53$ m, que es muy cercano al valor del prototipo. $\theta_0=42.6^\circ$ en prototipo y en el mini-modelo $\theta_0=40.04^\circ$, y $V_0=19.25$ m/s en prototipo y en el mini-modelo $V_0=0.74$ que representa una velocidad de entrada $V_0=20.66$ m/s, que es muy cercano al valor del prototipo.

Tabla 6.11 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua en el prototipo

CRITERIO VIZGO	Q=6489 m ³ /s d=6.16 m V=15.06 m/s Lv=39.07 m	Q=8281 m ³ /s d=7.39 m V=16.01 m/s Lv=42.39 m	Q=10212 m ³ /s d=8.69 m V=16.79 m/s Lv=45.49 m
a ₀ (m)	77.83	78.81	79.46
θ ₀ (°)	42.65	39.92	37.78
V ₀ (m/s)	19.25	19.64	19.98

Tabla 6.12 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua en el mini-modelo

CRITERIO VIZGO	Q=0.00040 m ³ /s d=0.0072 m V=0.61 m/s Lv=0.055 m	Q=0.00052 m ³ /s d=0.0079 m V=0.71 m/s Lv=0.063 m	Q=0.00064 m ³ /s d=0.0087 m V=0.79 m/s Lv=0.069 m
a ₀ (m)	0.103	0.105	0.106
θ ₀ (°)	40.04	35.52	32.59
V ₀ (m/s)	0.74	0.82	0.885

Finalmente, en la Tabla 6.13 se presentan los resultados del ancho, ángulo y velocidad de entrada calculados con los valores medidos en el mini-modelo, estos resultados están escalados para poder hacer la comparación con los resultados de la Tabla 6.11 que pertenecen a los calculados en prototipo.

Tabla 6.13 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua en el mini-modelo (escalados)

CRITERIO VIZGO	Q=6489 m ³ /s d=5.51 m V=16.83 m/s Lv=42.51 m	Q=8281 m ³ /s d=6.02 m V=19.66 m/s Lv=48.53 m	Q=10212 m ³ /s d=6.67 m V=21.88 m/s Lv=52.85 m
a ₀ (m)	78.53	80.10	81.01
θ ₀ (°)	40.04	35.52	32.59
V ₀ (m/s)	20.66	22.70	24.41

El porcentaje de error para los diversos criterios utilizados se muestra en las Tablas 6.14, 6.15 y 6.16. Calculados con la expresión siguiente.

$$e = \left| \frac{V_P - V_m}{V_P} \right| * 100$$

donde

V_p valor en el prototipo

V_m valor en el mini-modelo

Tabla 6.14 Error en el cálculo del socavón para el mini-modelo y prototipo

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=10.55 % V=11.75 %	Q=8281 m ³ /s d=18.53 % V=22.79 %	Q=10212 m ³ /s d=23.24 % V=30.31 %
	t_s (%)	t_s (%)	t_s (%)

Veronese A	187.29	187.30	187.39
Veronese B	20.71	20.71	20.70
Jaeger	69.18	69.19	69.19
Martins	39.24	39.48	39.83
Mirtsjuslava	96.68	95.37	94.50
Vizgo	2.08	4.25	5.82
Studenichnikov	92.25	92.30	92.33
Doddiah	45.20	50.77	55.78
Mason y Kanapathypilly	31.33	29.66	28.13

Tabla 6.15 Error en el cálculo de L_v para el mini-modelo y prototipo

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=10.55 % V=11.75 %	Q=8281 m ³ /s d=18.53 % V=22.79 %	Q=10212 m ³ /s d=23.24 % V=30.31 %
	L_v (%)	L_v (%)	L_v (%)

U.S.B.R. (1)	12.52	25.61	34.61
U.S.B.R. (2)	12.55	25.61	34.61
Vizgo	8.80	14.48	16.17
Kiseliov	0.67	1.40	2.06
Eliasberk	16.97	35.09	49.27

Tabla 6.16 Error en el cálculo de a_0 , θ_0 y V_0 para el mini-modelo y prototipo

CRITERIO VIZGO	Q=6489 m ³ /s d=10.55 % V=11.75 %	Q=8281 m ³ /s d=18.53 % V=22.79 %	Q=10212 m ³ /s d=23.24 % V=30.31 %
a_0 (m)	0.89	1.63	1.95
θ_0 (°)	6.11	11.02	13.73
V_0 (m/s)	7.32	15.58	22.17

Finalmente, en la Figura 6.2 se muestra una fotografía tomada de Google Heart en planta del vertedor de Peñitas, y la socavación en la zona de impacto del chorro que se ha presentado durante la operación de la obra.



Figura 6.2 Fotografía del vertedor de Peñitas y socavación en la zona de impacto del chorro

Y en la Tabla 6.17 se hace una comparación entre los valores medidos en la fotografía y los encontrados en el mini-modelo.

Tabla 6.17 Comparación entre el mini-modelo y el prototipo

Longitud medida en Google Heart	Longitud escalada en el mini-modelo
$L_{p1}=70.32$ m	$L_{m1}=9.25$ cm
$L_{p2}=98.25$ m	$L_{m2}=12.93$ cm

Como se puede observar en la fotografía hay una diferencia importante en la configuración de la socavación, lo que prueba la gran importancia que tiene la geología en detalle del lugar en el fenómeno. Sin embargo, como se puede ver en la primera columna de la Tabla 5.1 y en la Tabla 6.17, los resultados del mini-modelo son comparables a los valores en el prototipo, cuando menos tan precisos como los obtenidos en un modelo tradicional, y obviamente mucho más económicos y prácticos, por lo que se justifica la idea inicial propuesta en este trabajo de usar mini-modelos para este tipo de problemas.

CONCLUSIONES

La pregunta que se planteó originalmente para este trabajo, fue el determinar el grado de confianza que se puede esperar de un mini-modelo para predecir la configuración de socavación del prototipo. Tomando como base los resultados de este trabajo, se establece la ecuación 5.1 que permite determinar la máxima profundidad de socavación para un material homogéneo no cohesivo (arena). Las condiciones en que se llevó a cabo el experimento fue utilizar diferentes materiales, con diámetro diferente, para determinar si esta variable tiene influencia en la máxima profundidad de socavación t_s ; así como el efecto del colchón de agua Y_b y la altura Z_0 (distancia medida desde la entrada del agua sobre el cimacio, hasta la descarga sobre el río). En efecto, las variables antes mencionadas tienen influencia en la máxima profundidad de socavación.

La desventaja que presenta el mini-modelo y en general los micro-modelos, es que en ellos no se puede escalar la densidad del material ni tampoco la porosidad, eso quizá represente un cierto error y se pierda precisión, pero si se analiza desde otra perspectiva encontramos ventajas, debido a la gran versatilidad que se tiene en el mini-modelo por su tamaño, podemos hacer cambios en su geometría y de esta manera podemos ensayar diferentes casos, encontrando una amplia abanico de conocimientos que pueden ser encaminados como una valiosa herramienta de diseño. En cambio, si realizamos los ensayos en un modelo tradicional, ganamos en precisión, pero no se podría hacer cambios en la geometría para modelar diferentes fenómenos, debido a su tamaño, lo que implica construir un nuevo modelo, es decir, el conocimiento en este tipo de modelos está más restringido, y por supuesto a un costo más elevado en comparación con un mini-modelo. Otra ventaja que se puede tener en el mini-modelo, es que, al hacer los ensayos una sola persona los puede llevar a cabo, además de que estos se pueden hacer en un tiempo considerablemente más corto y a un bajo costo; en cambio para hacer las mismas pruebas en un modelo tradicional se necesita de más personas, más tiempo y a un costo más elevado.

En términos generales se puede decir que los resultados obtenidos fueron satisfactorios y de hecho la gráfica de la Figura 6.1 y las Tablas 5.1 y 6.17 justifican este optimismo. Por lo anterior sí parece justificada la idea inicial y original, propuesta en la década de los noventa por el Dr. Gabriel Echávez, de usar mini-modelos para este tipo de problemas.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguirre Pe (1978).** "Estudio Experimental de la Socavación Local en una estructura de Caída de Sección Trapecial", IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Altinbilek H. D. and Basmaci Y. (1973).** "Localized scour at the downstream of outlet structures", International Congress on large dams, Madrid.
- Breusers H. N. C. (1966).** "Conformity and time scale in two dimensional local scour" Proc. symposium on model and prototype conformity. 1-8, Hydraulic Reserch Laboratory, Poona.
- Camargo J y Franco V. (1996).** "Diseño y funcionamiento hidráulico de cubetas deflectoras", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Camargo J. Franco V., Guido S. (1999).** "Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento", Series del Instituto de Ingeniería, Septiembre.
- Echávez G. (1996).** "Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental", UNAM.
- Ettema R. and Muste M. (2002).** "Framework for evaluating very small hydraulic models of channel-control", Proc., Spec., Conf. on Hydraulic Measurements and Experimental Methods, ASCE, Estes Park. - Colorado : [s.n.], July 28-August 1.
- Ettema R. and Muste M. (2002).** "Scale effects in hydraulic models of flow around dikes in flatbed channels", Proc., Spec., Conf. on Hydraulic Measurements and Experimental Methods, ASCE, Estes Park. - Colorado : [s.n.], July 28-August 1.
- Faruque M. A. A., Srathi P. (2006).** "Clear water local scour by submerged three-dimensional wall jet: Effect of tailwater depth", J. Hydraulic Res.
- Gaines R. A. and Smith R. H. (2002).** "Micro-scale loose-bed physical models", Proc., Spec., Conf. on Hydraulic Measurements and Experimental Methods, ASCE, Estes Park. Colorado, July 28-August 1.
- Hassan N. (1985).** "Local scourdowstream of an apron" Journal of Hydraulic Engineering, Vol, 111, No. 11, November.
- Johnston A. J. (1990).** "Scourhole developments in shallow tailwater", Journal of Hydraulic Research, vol. 28, No. 3.
- Maynard S.T. (2002).** "Evaluation of the micromodel: An extremely small-scale movable bed model", J. Hydraulic Res.
- Rajaratnam N. and Macdougall R. K. (1983).** "Erosión by plane wall jets with minimum tailwater", Journal of Hydraulic Engineering, Vol 109. No. 7.
- Unger J. and Hager W. H. (2003).** "Flow features in plunge pools", Proc., Spec., Conf. on Hydraulic Measurements and Experimental Methods, ASCE, Estes Park. Colorado, July 28-August 1.
- Vázquez A. J. (2002).** "Estudio experimental y análisis teórico para el cálculo de la socavación al pie de la cubeta de lanzamiento de una obra de excedencias".
- Yalin M. S. (1965).** "Similarity in Sediment Tranpor by Currents, Hydraulics ", Research Paper No. 6, Hydraulics Research Station, Wallinford, Berks.
- Yalin M. S. (1971).** "Theory of hyddraulic models", Macmillan Civil Engineering Hydraulics, London and Basingtoke.
- Zamudio J (1985).** "Apuntes de Presas Derivadoras", Facultad de Ingeniería, UNAM, Diciembre.

APÉNDICES

A. DESCRIPCIÓN DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA

Datos históricos

La región sureste del país constituye la zona de mayor potencial hidroeléctrico, dado que en ella se localiza el sistema hidrográfico Grijalva-Usumacinta que aporta el 30 % de los recursos hidrológicos de México. Sin embargo, la parte hidroeléctricamente explotable de ambos ríos se localiza en su mayoría en el Estado de Chiapas.

Descripción de la presa

La central hidroeléctrica **Gral. Ángel Albino Corzo**, conocida como **Peñitas**, fue la última en construirse entre los años 1979-1987. Se ubica a 10 km al noroeste de la comunidad de Ostuacán, región norte del estado de Chiapas a escasos 5 km de su frontera con Tabasco. Se encuentra aguas abajo de la central hidroeléctrica Malpaso, la distancia entre ejes de cortina es de 72 km aproximadamente.



Figura A.1 Localización de la Central Hidroeléctrica

El área de la cuenca es de 1275 km², esta C. H. es la más pequeña en longitud y en profundidad, en comparación con las que se encuentran en el estado. La C. H. cuenta con cuatro unidades turbogeneradoras de 105 MW cada una, para una capacidad instalada total de 420 MW. La entrada en operación de esta central se realizó en el año de 1987. La estadística indica una generación media histórica anual de 1,127.40 GWh desde su puesta en servicio hasta el año de 1991.

Coordenadas

Ubicada en Chiapas sobre el río Grijalva entre las coordenadas geográficas 17° 26' de latitud norte y 93° 27' de longitud oeste.

Ruta de acceso

A esta central se llega tras recorrer un total de 119 Km desde la Ciudad de Villahermosa Tabasco, rumbo al oeste hacia Minatitlán. Ahí se encuentra la población de Cárdenas, Tabasco, por donde se toma la carretera federal No. 187 Paraíso- Raudales, 21 Km rumbo al sur hacia la población de Huimanguillo, y de ahí por una carretera pavimentada de 60 Km mas está la central y el poblado de Ostucacán en el municipio del mismo nombre. El enlace ferroviario más próximo se encuentra a unos 45 Km de la central en el poblado de San Isidro.

GEOLOGÍA DEL EMBALSE

Estratigrafía

Las rocas presentes en el área del embalse de la presa Peñitas pertenecen casi en su totalidad a las formaciones de edad Oligoceno-Mioceno. Además en partes muy localizadas se puede encontrar el Eoceno, al lado sur del embalse en las cercanías de la C.H. Malpaso, o al oeste del volcán de la Unión, no obstante sea cual fuere la edad, todas ellas se caracterizan por su origen terrígeno y en la mayoría de las veces son impermeables, puesto que las lutitas abundan en la secuencia estratigráfica.

Geología de la Boquilla

El principal cuerpo litológico del área de la boquilla lo constituye una arenisca. Esta varía de grano fino a grueso hasta conglomerado, contiene horizontes de lutita en forma de lenticular y en total se le estima en el eje de la boquilla un espesor de 120 m. Las areniscas se clasifican dentro del grupo de las grauvacas y tienen un color crema blanquecino, son compactas y semiduras, con textura granular, y están empacadas en una matriz de arcillas, clorita y sílice.

La cuenca hidrológica cuenta con una superficie de 35 701 k m² y en su parte media es atravesada por el río Grijalva, cuyo cauce hasta el poblado de Cárdenas Tabasco, se orienta al norte, para posteriormente cambiar su rumbo hacia el oriente, cerca de Villahermosa y continuar, a partir de ese punto con su rumbo norte de nueva cuenta hasta desembocar en el Golfo de México, ya unido al río Usumacinta. El área del embalse el río Grijalva capta dos corrientes principales por su margen derecha, los ríos Tzimbac y Sayula. El primero se une al Grijalva 18 Km aguas abajo de la presa Malpaso, tiene una orientación E-W aproximadamente y su longitud se estima en unos 35 Km. Por otra parte el río Sayula, con unos 40 Km de longitud, desemboca al Grijalva unos 20 Km aguas arriba de la Central y capta los escurrimientos provenientes del área del volcán Chichonal.

Tabla A.1 Datos principales de la Central Hidroeléctrica

Embalse		
Elevación del NAME	93.50	m. s. n. m.
Elevación del NAMO	87.40	m. s. n. m.
Elevación del NAMINO	85.00	m. s. n. m.
Capacidad total del NAME	1628.79	millones de m ³
Capacidad total para control de avenidas	537.65	millones de m ³
Capacidad útil para generar	130.08	millones de m ³

Hidrología		
Área de la cuenca	1275.00	km ²
Escurrencimiento medio anual	23204.00	millones de m ³
Gasto medio anual	3728.23	m ³ /s
Gasto máximo registrado	8103.00	m ³ /s

Cortina		
Tipo	Enrocamiento con cara de concreto	
Elevación de la corona de la cortina	98.00	m. s. n. m.
Longitud de la corona	750.00	m
Altura total al desplante (Altura de la cortina)	55.00	m
Elevación del desplante	43.00	m. s. n. m.
Elevación del cauce	55.00	m. s. n. m.

Obra de control y excedencias		
Tipo de vertedor	Controlado	
Gasto máximo de diseño del vertedor	22877.00	m ³ /s
Gasto máximo de descarga	18700.00	m ³ /s
Ancho total del canal de descarga	144.80	m
Ancho del canal (vertedor) de servicio	69.90	m
Ancho del canal (vertedor) auxiliar	69.90	m
Período de retorno (Tr) de la avenida de diseño	10000.00	años
Velocidad máxima de descarga	17.15	m/s
Carga sobre la cresta	19.00	m
Elevación de la cresta vertedora	76.50	m. s. n. m
Longitud de la cresta vertedora	116.00	m
Elevación de la plantilla del canal de descarga	60.00	m. s. n. m
Elementos de control	Compuertas radiales	
Número de compuertas	Ocho	
Radio de la compuerta	15.00	m
Dimensiones de cada compuerta (ancho/alto)	14.50x15.40	m
Relación alto/ancho de la compuerta	1.06	
Elevación del labio de la cubeta	65.00	m. s. n. m
Radio de curvatura de la cubeta deflectora	40.869	m
Angulo de salida o lanzamiento de la cubeta	20.00	grados

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Peñitas, que generaría 420 MW de energía eléctrica, sobre el río Grijalva en el Estado de Chiapas, está constituido por una:

Cortina

La cortina de la presa está formada por enrocamiento con materiales graduados y pantalla impermeable, con una altura de 55.00 m sobre el cauce del río, la elevación de la corona es de 98.00 m. s. n. m. con una longitud de 750.00 m, y un volumen total de 3.24 mill m³.

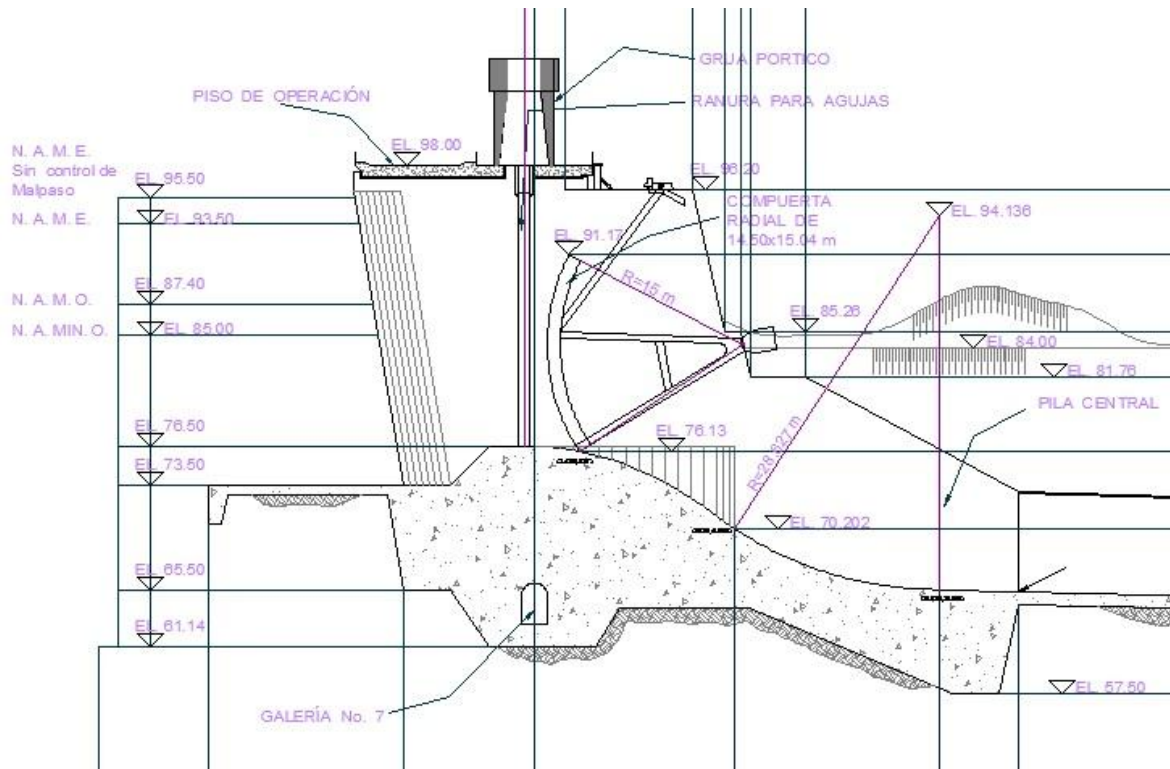


Figura A.2 Vista longitudinal de la estructura de control

Obra de generación

La planta hidroeléctrica consta de cuatro unidades generadoras, de 105 MW cada una. La obra ubicada en la margen izquierda del río, la conforman un canal de llamada a cielo abierto, la obra de toma; ocho conductos de presión de 9.25x12.60 m de diámetro y 40 m de longitud, con revestimiento de concreto armado para conducir un gasto máximo de 360 m³/s; la casa de máquinas que tiene dimensiones de 23.70 m de ancho x 165 m de largo con una altura de 60 m; el pozo de oscilación y el túnel de desfogue de 7.60 m de ancho x 8 m de altura, revestido de concreto.

Obra de control y excedencias

Esta obra está construida en la margen derecha, a cielo abierto. Se diseñó para verter un gasto máximo de 22 877 m³/s, correspondiente a un período de retorno de 10 000 años. Con capacidad para descargar un gasto máximo 18 700 m³/s.

Las obras de control y excedencias (Figuras A.2 y A.3) inician en un canal de llamada de 100 m de longitud, excavado a lo ancho de 152.60 m. La plantilla está a una elevación de 73.50 m. s. n. m.

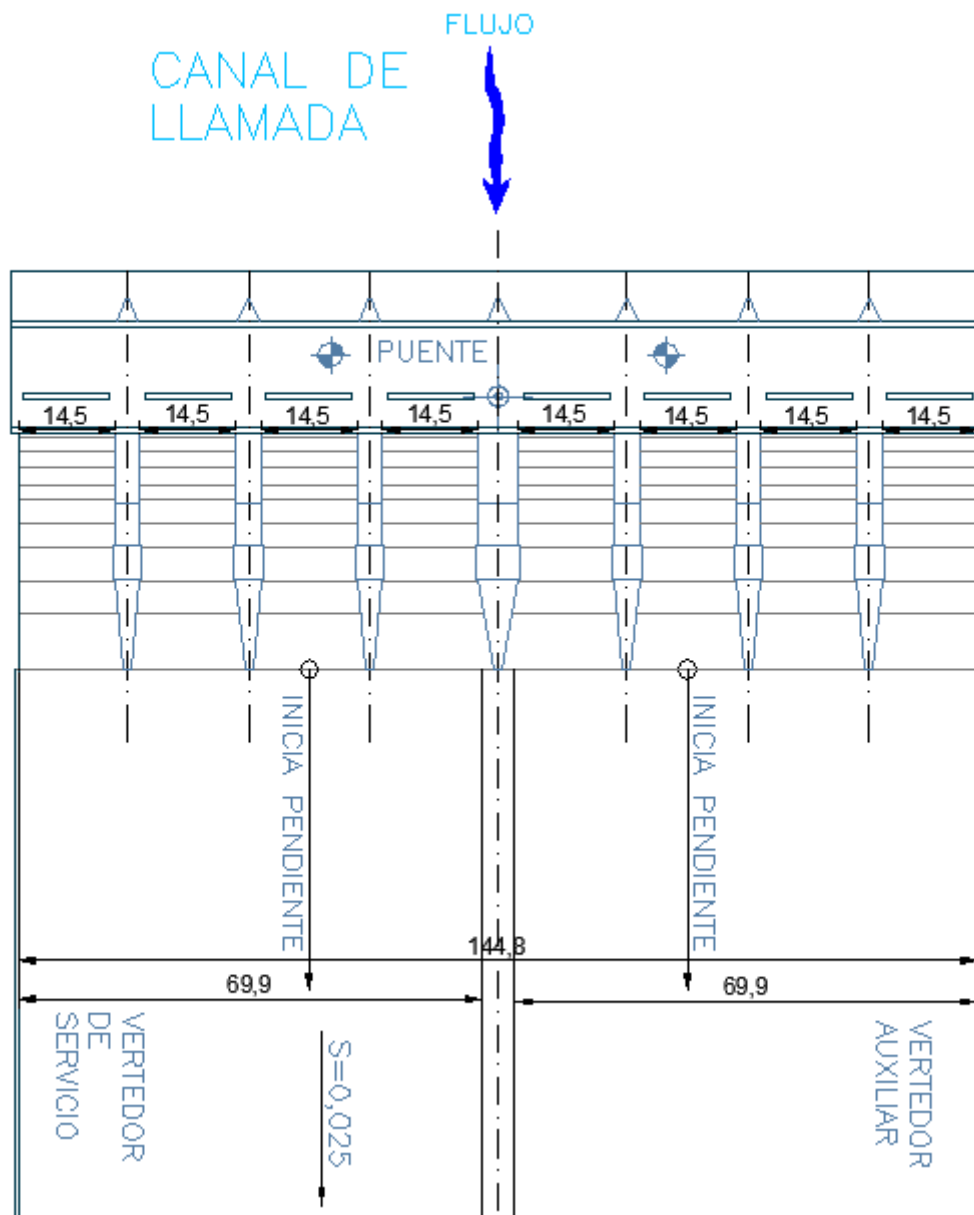


Figura A.3 Estructura de control en planta, que muestra los ocho vanos, las nueve pilas y la cámara de almacenamiento de agujas

La estructura de control está formada por un cimacio (vertedor controlado, cuya longitud efectiva es de 116.00 m, la elevación de la cresta vertedora es de 76.50 m. s. n. m.) con pilas de concreto reforzado de 3.8 m de ancho, que conforman ocho vanos de 14.50 m de claro cada uno. Las compuertas son radiales de 14.50x15.40 m y 15.00 m de radio, manejadas con servomotores eléctricos desde un puente de operación. La política de operación de compuertas es tal que nos permite regular avenidas con un período de retorno de 70 años, sin descargar más de 3 000 m³/s.

El vertedor, está formado por dos canales rectangulares, uno auxiliar y otro de servicio, de 69.90 m de ancho cada uno, revestidos de concreto reforzado, y divididos por un muro, también de concreto reforzado. La pendiente de la rápida es de 0.025 y termina en una cubeta deflectora para alejar de la obra el efecto de la caída del agua; con un ángulo de salida de 20°. El labio de la cubeta deflectora se localiza a la elev. 65.02 m. s. n. m.

El diseño del cimacio exige, en principio, conocer: la carga y el gasto de diseño, el coeficiente de descarga y la longitud efectiva de cresta, con lo que es posible obtener la expresión característica del perfil del cimacio.

Tabla A.2 Datos principales

Longitud de la cresta vertedora	116.00	m
Carga de diseño	17.00	m
Gasto máximo	22877.00	m ³ /s
Coefficiente de descarga	2.00	adimensional
Pendiente del canal de descarga	0.025	adimensional
Altura del escalón	3.00	m

En la Tabla A.6 se presentan los resultados usando diversos métodos, encontrados en la literatura, para calcular la máxima profundidad de socavación al pie de la cubeta deflectora.

Tabla A.3 Resultados de la máxima profundidad de socavación

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=6.16 m V=15.06 m/s	Q=8281 m ³ /s d=7.39 m V=16.01 m/s	Q=10212 m ³ /s d=8.69 m V=16.79 m/s
	t _s (m)	t _s (m)	t _s (m)
Veronese A	8.42	9.69	10.95
Veronese B	47.79	54.99	62.15
Jaeger	40.05	47.11	54.09
Martins	30.58	33.96	37.05
Mirtsjuslava	125.76	156.03	187.97
Vizgo	45.52	52.89	60.28
Studenichnikov	91.76	112.63	134.95
Doddiah	17.50	22.06	27.16
Mason y Kanapathypilly	42.99	49.45	55.67

En la Tabla A.7 se presentan los resultados usando diversos métodos, encontrados en la literatura, para calcular la longitud de vuelo del chorro al salir de la cubeta de lanzamiento.

Tabla A.4 Longitud de vuelo del chorro

CRITERIO	Q=6489 m ³ /s d=6.16 m V=15.06 m/s	Q=8281 m ³ /s d=7.39 m V=16.01 m/s	Q=10212 m ³ /s d=8.69 m V=16.79 m/s
	Lv(m)	Lv (m)	Lv (m)
U.S.B.R. (1)	20.52	23.70	26.72
U.S.B.R. (2)	25.65	29.63	33.40
Vizgo	39.07	42.39	45.49
Kiseliov	57.80	59.78	61.92
Eliasberk	26.27	27.78	28.98

Para el cálculo del ancho, ángulo y velocidad del chorro se emplearon las ecuaciones 2.16, 2.17 y 2.18, y en la Tabla A.8 se presentan los resultados.

Tabla A.5 Ancho, ángulo y velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua

CRITERIO VIZGO	Q=6489 m ³ /s d=6.16 m V=15.06 m/s Lv=39.07 m	Q=8281 m ³ /s d=7.39 m V=16.01 m/s Lv=42.39 m	Q=10212 m ³ /s d=8.69 m V=16.79 m/s Lv=45.49 m
	a ₀ (m)	77.83m	78.81 m
θ ₀ (°)	42.65 °	39.92 °	37.78 °
V ₀ (m/s)	19.25 m/s	19.64 m/s	19.98 m/s

B. VALORES MEDIDOS EN EL MINI-MODELO Y NÚMEROS ADIMENSIONALES EMPLEADOS

Tabla B.1 Valores medidos en los ensayos

ts	Y_b	Z₀	Q	q	D	V_C*
(m)	(m)	(m)	(m³/s)	(m²/s)	(m)	(m/s)

0.048	0.021	0.056	0.00064	0.0069	0.0043	0.021
0.034	0.021	0.056	0.00064	0.0069	0.0068	0.043
0.040	0.02	0.057	0.00064	0.0069	0.0046	0.039
0.039	0.02	0.057	0.00064	0.0069	0.0044	0.036
0.039	0.02	0.057	0.00064	0.0069	0.0045	0.037
0.042	0.02	0.057	0.00064	0.0069	0.0044	0.035
0.033	0.019	0.058	0.00064	0.0069	0.0088	0.027

0.045	0.02	0.054	0.00052	0.0056	0.0043	0.021
0.030	0.019	0.055	0.00052	0.0056	0.0068	0.043
0.033	0.019	0.055	0.00052	0.0056	0.0046	0.039
0.037	0.019	0.055	0.00052	0.0056	0.0044	0.036
0.037	0.019	0.055	0.00052	0.0056	0.0045	0.037
0.033	0.018	0.056	0.00052	0.0056	0.0044	0.035
0.027	0.018	0.056	0.00052	0.0056	0.0088	0.027

0.040	0.018	0.053	0.00040	0.0044	0.0043	0.021
0.023	0.018	0.053	0.00040	0.0044	0.0068	0.043
0.030	0.018	0.053	0.00040	0.0044	0.0046	0.039
0.024	0.018	0.053	0.00040	0.0044	0.0044	0.036
0.033	0.018	0.053	0.00040	0.0044	0.0045	0.037
0.026	0.017	0.054	0.00040	0.0044	0.0044	0.035
0.019	0.017	0.054	0.00040	0.0044	0.0088	0.027

Tabla B.2 Números adimensionales empleados

(ts/Z_0)	$q/(Vc*Z_0)$	(Y_b/Z_0)
Adimensional	Adimensional	Adimensional

0.85	5.80	0.37
0.60	2.84	0.37
0.70	3.12	0.350
0.68	3.36	0.35
0.68	3.22	0.35
0.73	3.49	0.35
0.56	4.44	0.32

0.83	4.88	0.37
0.54	2.34	0.34
0.6	2.62	0.34
0.67	2.82	0.34
0.67	2.71	0.34
0.58	2.88	0.32
0.48	3.73	0.32

0.75	3.89	0.33
0.43	1.90	0.33
0.56	2.13	0.33
0.45	2.30	0.33
0.62	2.20	0.33
0.48	2.34	0.31
0.35	3.03	0.31