



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Programa de maestría y doctorado en ingeniería

FACULTAD DE INGENIERÍA

**CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL
HIDROGRAMA DE SALIDA DE LA RUPTURA DE
UNA PRESA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – OBRAS HIDRÁULICAS.

P R E S E N T A :

CESÁREO RIVERA DÍAZ

TUTOR:

DR. OSCAR ARTURO FUENTES MARILES



2010



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA:

Con mucho gusto y cariño a mi esposa Beatriz y a mis hijos: Vanessa, Monica y Cesar, que en conjunto son mi fuente de inspiración, para lograr todas las metas que me propongo en la vida, y por comprender mi situación como estudiante de maestría.

A todos aquellos que de alguna u otra forma contribuyeron para lograr los objetivos y metas que se trazaron en un principio y que culminan con la presentación de esta tesis.

A todos mis profesores que con gran esmero, y profesionalismo y en forma desinteresada impartieron su cátedra contribuyendo de esta forma al aprendizaje de la Hidráulica.

AGRADECIMIENTO:

Al creador por darme vida, fuerzas e inteligencia para superarme día con día, para bien de todos.

Al Doctor Oscar Arturo Fuentes Mariles por asesorarme en el desarrollo de la presente tesis, ya que sin su apoyo no se hayan alcanzado los objetivos trazados.

A todo el Personal de profesores por sus conocimientos que nos fueron transmitidos durante el desarrollo de las clases.

Al Posgrado de Ingeniería en Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitir el uso del laboratorio de Hidráulica, durante el desarrollo de las pruebas experimentales.

A todos mis compañeros de maestría, por su apoyo y haber permitido trabajar en equipo en algunos trabajos de investigación que así lo requirieron.

A la Secretaría de la Defensa Nacional (Universidad del Ejército y Fuerza Aérea), por el gran apoyo proporcionado, así como todas las facilidades brindadas para, la realización de la presente maestría en Obras Hidráulicas.

ÍNDICE

<u>CONTENIDO.</u>	<u>PAG.</u>
RECONOCIMIENTO Y DEDICATORIA.....	i.
INTRODUCCIÓN.....	ii.
JUSTIFICACIÓN.....	iii.
OBJETIVO.....	iv.
CAPITULO 1. GENERALIDADES Y ESTADO DEL ARTE	
1.1 OBJETIVO.....	1
1.2 CONCEPTO DE INUNDACIONES Y PLANES DE EMERGENCIA.....	1
1.2.1 Mapas de inundaciones.....	1
1.2.2 Concepto y objetivos de un Plan de Emergencia.	2
1.3 RUPTURA DE PRESAS Y MODELOS MATEMATICOS.....	3
1.3.1 Generalidades.....	3
1.3.2 Generalidades sobre modelos de ondas de ruptura.....	4
1.3.3 Comparación entre resultados experimentales y numéricos de flujos bidimensionales debido a ruptura de un dique o terraplén..	16
1.3.4 Ecuaciones que gobiernan el flujo bidimensional no permanente..	18
1.3.5 Ejemplos de ruptura de presas.....	19.
1.4 MODELOS FÍSICOS HIDRÁULICOS.....	20
1.4.1 Generalidades.....	20
1.4.2 Semejanza.....	20
1.4.3 Fuerzas que actúan sobre los fluidos.....	23
1.4.4 Relaciones de escala entre prototipo y modelo a partir del criterio de semejanza del número de Froude.....	23
1.4.5 Modelos con superficie libre.....	24
1.4.6 Modelos distorsionados.....	25
CAPITULO 2 METODOLOGÍA	
2.1 OBJETIVO.....	27
2.2 INTRODUCCIÓN.....	27
2.3 MODELOS FÍSICOS.....	28
2.4 METODOLOGÍA.....	30
CAPITULO 3 RESULTADOS	
3.1 OBJETIVO.....	46
3.2 INTRODUCCIÓN.....	46
3.3 RESULTADOS.....	48
3.3.1 Primera prueba (Volumen de 45 litros).....	49
3.3.2 Segunda prueba (Volumen de 92 litros).....	50
3.3.3 Tercera prueba (Volumen de 137 litros).....	51
3.3.4 Cuarta prueba (Volumen de 1,380 litros).....	52
3.3.5 Comparación de resultados.....	53
3.4 CONCLUSIONES.....	63
CAPITULO 4 APLICACIÓN	
4.1 CASO DE APLICACIÓN DEL CANAL DEL RÍO DE LA COMPAÑÍA, CHALCO, ESTADO DE MÉXICO.....	66
4.2 CASO DE APLICACIÓN DE LA TERMOELÉCTRICA DE RÍO ESCONDIDO, COAHUILA.....	69

<u>CONTENIDO.</u>	<u>PAG.</u>
CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 CONCLUSIONES.....	72
5.2 RECOMENDACIONES.....	76
BIBLIOGRAFIA.....	v.
ANEXOS.....	vi.
Anexo uno: Tabla de gastos medidos pruebas, P2 y P3.	
Anexo dos: Tabla de gastos medidos pruebas, P1 y P4.	
Anexo tres: Tabla de gastos calculados pruebas, P1, P2, P3, y P4.	
Anexo cuatro: Tabla de valores unitarios de L y H, así como sus promedios.	
Anexo cinco: Velocidades, medidas y calculadas.	
Anexo seis: Tabla de datos para las curvas capacidades-altura de cortina (Yo).	
Anexo siete: Tabla de datos para los casos de aplicación.	
Anexo ocho: Tabla de datos relacionados con L_{max}/Y_o , H_{max}/Y_o y m.	

INTRODUCCIÓN

Las inundaciones se generan por lluvias intensas que sobrepasan la capacidad de filtración del suelo en un área determinada, por desbordamientos de ríos, ascenso del nivel medio del mar, por la ruptura de bordos, diques y presas, o bien, por la descarga de agua procedente de los embalses.

Un aspecto importante que ha recobrado interés en las últimas cuatro décadas se refiere a la ruptura de una presa o bordo, ya que libera un gran volumen de agua en muy poco tiempo, trasladándose con una gran velocidad y transporta grandes cantidades de sólidos con una gran fuerza de arrastre, causando grandes daños humanos y materiales por el desbordamiento de algunos ríos.

Un aspecto fundamental en el estudio de esta clase de flujos de agua, se refiere a la salida del volumen de agua contenido por la cortina durante su proceso de ruptura.

Generalmente, para realizar el análisis de riesgos debido a la ruptura de presas se deben contemplar varias hipótesis o escenarios de falla y así estar en condiciones de estudiar sus diversos efectos y contar con una mayor diversidad de resultados.

El estudio y análisis de la ruptura de presas proporciona información valiosa en campos como son: 1) la planificación de protección civil, 2) la gestión de presas basada en riesgo, y 3) el diseño de programas de ordenamiento territorial.

JUSTIFICACIÓN

La importancia del estudio del riesgo de falla se evidencia al notar que durante el siglo XX se presentó el colapso de 123 grandes presas, la mitad de las cuales fallaron en las últimas cinco décadas (Comité Español de Grandes Presas, 1996), provocando en la mayoría de los casos grandes pérdidas humanas y materiales.

Los estudios de prevención, rescate y atención de emergencias ante la presencia de fenómenos catastróficos como lo es la ruptura de una cortina, así como la determinación de las zonas inundadas, sus profundidades, y los tiempos en que se presentan, al igual que las velocidades de la onda de avenida requieren de pruebas detalladas en el laboratorio para la obtención precisa del hidrográma de salida.

La simulación numérica de la avenida provocada por el rompimiento de una cortina no siempre ha correspondido a lo observado en los casos reales; principalmente, por las dificultades de cálculo del movimiento de agua en el cauce, por el fuerte gradiente de la superficie libre del flujo y por la manera en que sale el agua del embalse una vez que ha iniciado este acontecimiento.

Existen varias presas en México que han alcanzado su vida útil o están cerca de hacerlo y a la fecha presentan problemas serios por azolvamiento, esto, reduce necesariamente su capacidad de regulación y ocasionan sobre la cortina empujes estáticos y dinámicos (por sismos de gran intensidad) no considerados en el diseño original, como ejemplo de esta situación pueden mencionarse las presas Tuxpango (Ver.), Mazatepec (Pue.), Santa Rosa (Jal.) y otras.

De los análisis de fallas, se encontraron 107 casos de falla totales, 61 fallas ocurrieron por desbordamiento de las cuales 43 fueron en presas de tierra y enrocamiento y 18 en presas de concreto.

Ante las fallas por desbordamiento, es urgente revisar las presas en construcción y operación que no hayan tomado en cuenta para el diseño una base de riesgo de falla. Es por ello importante la obtención en el laboratorio de información relativa a la ruptura de presas, y así estar en condiciones de poder establecer las políticas adecuadas para la prevención de desastres catastróficos de esta naturaleza, y evitar la pérdida de vidas humanas y daños materiales, mediante la implementación de planes de emergencia perfectamente bien diseñados para enfrentar este tipo de situaciones.

Casi todos los trabajos relacionados con las presas colapsadas plantean la necesidad de profundizar en el estudio de los procesos de formación de la ruptura (brecha), con el fin de establecer medidas que reduzcan el riesgo de la misma e

implantar estrategias que minimicen los efectos catastróficos del colapso de la misma.

De hecho, algunos autores destacan la importancia de conocer las zonas potencialmente inundables por la ruptura, para proporcionar tiempos de alerta a la población basados en la estimación del avance de la onda de flujo.

Es así como Costa (1985) establece que cuando se dispone de tiempos de alerta temprana para aviso a la población, el número de víctimas mortales puede ser 19 veces inferior al que se tendría cuando no hay aviso.

Dichos análisis de sensibilidad coinciden con resultados de estudios análogos, como el realizado por Dekay y McClelland (1991), quienes también destacan la eficacia en la reducción de víctimas humanas que se obtiene al implementar sistemas de alerta temprana a la población, con umbrales temporales suficientemente holgados.

El **Plan DN-III-E** fue diseñado e implementado por personal de la Secretaría de la Defensa Nacional, cuando debido a la magnitud del desastre son rebasadas las capacidades de los Gobiernos Estatales.

Este Plan data desde 1968 cuando se desbordó el río Pánuco en el estado de Veracruz, y hasta la fecha se ha venido aplicando en todo el territorio nacional.

El 5 de noviembre de año 2007, se presentó un fenómeno de tipo geológico (deslizamiento de tierra) provocado por las constantes lluvias que azotaron la región, provocando una onda en la comunidad de san Juan de Grijalva municipio de Ostuacan, Chiapas.

Implementándose el **Plan DN-III-E**, y en coordinación con otras dependencias del Gobierno Federal y Estatal se elaboró un plan Interinstitucional, en el cual se deslindan las responsabilidades para cada una de las dependencias participantes (Figura 1).

SECTORES DE RIESGO, PUNTOS DE REUNIÓN Y PERSONAS A EVACUAR

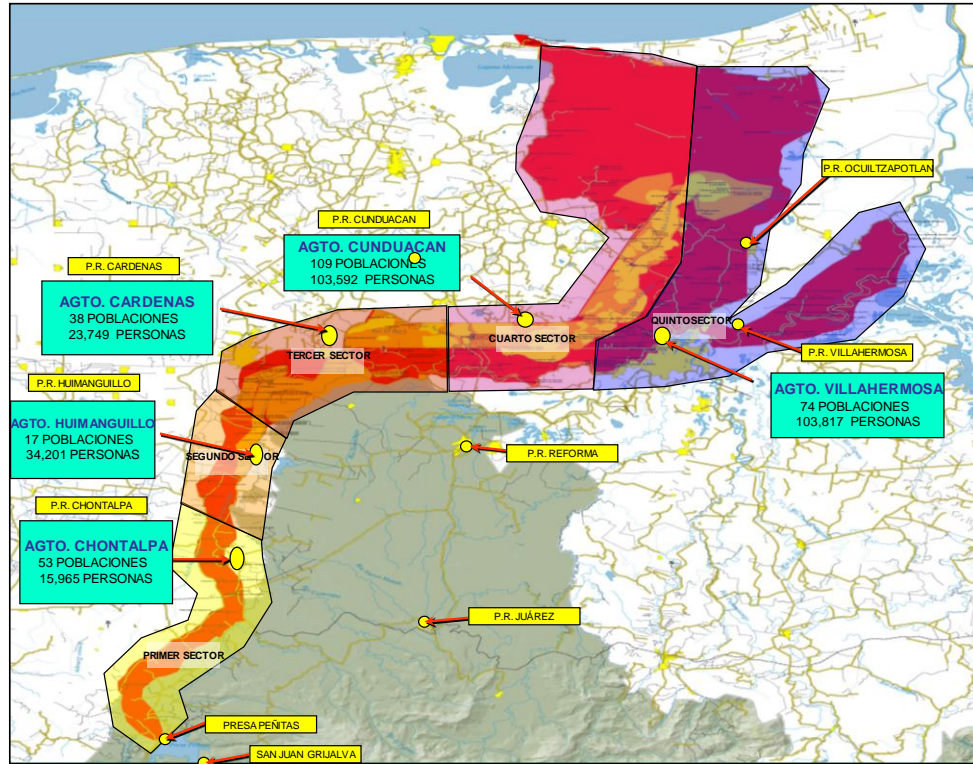


Figura 1. Sectores de riesgo, puntos de reunión y personas a evacuar.

A medida que se conozca el comportamiento del proceso de la ruptura de una cortina, mediante estudios experimentales, en mejores condiciones estará un país de poder hacer frente a los riesgos que se presentan en la población ante este tipo de fenómenos con planes de emergencia más seguros y confiables, en los que se tome como base la información técnica proporcionada por dichos experimentos.

iv.

OBJETIVO

Caracterizar por medio de tecnologías de instrumentación innovadoras, el comportamiento dinámico de una brecha que se abre en una cortina tipo, registrando sus variables geométricas e hidráulicas en tiempo real y así estar en condiciones de determinar el hidrograma de salida mediante una metodología propuesta en la que se tomaran como base los volúmenes de almacenamiento y altura del embalse.

CAPITULO 1.

GENERALIDADES Y ESTADO DEL ARTE

1.1 OBJETIVO

Conocer la importancia de los Planes de Emergencia y Mapas de Inundaciones, como herramienta fundamental en el auxilio y protección de las personas afectadas y sus bienes ante la presencia de un desastre catastrófico; al igual que los Modelos Matemáticos y Físicos Hidráulicos que permitan conocer el proceso de ruptura de una cortina o dique lo más apegado a la realidad.

1.2 CONCEPTOS DE INUNDACIONES Y PLANES DE EMERGENCIA

1.2.1 Mapas de inundaciones

En éstos se ha de plasmar la envolvente de los niveles máximos de la inundación ocasionada por la ruptura de la presa, con los valores máximos estimados de los principales parámetros hidráulicos de la onda de flujo (caudales, profundidades, velocidades, anchos superficiales), y sus tiempos de avance. En dichos mapas también deben demarcarse los sitios potenciales de afección, presentando sus correspondientes valores de profundidad y velocidad de flujo. Todo ello implica llevar a cabo la modelación hidráulica de la ruptura de la presa y del tránsito de la consecuente onda de flujo, para lo cual resulta necesario analizar distintas situaciones hipotéticas de ruptura. Dentro de este proceso, un punto esencial es la estimación de las dimensiones y el tiempo de desarrollo de la ruptura.

En el caso de un Plan de Emergencia, los mapas de inundación constituyen el producto final de los análisis de ruptura de presas y son la información de mayor valor que se les pasa a los organismos encargados de gestionar la emergencia en campo. Es por ello que resulta necesario darle la máxima precisión posible a la información plasmada en ellos.

Algunos criterios que se deben de tomar en cuenta en la elaboración de mapas de inundaciones son los siguiente (Morris y Galland, 2000).

1. Escala
2. Esquema del área inundable
3. Uso del color
4. Información proporcionada

En cuanto a los contenidos básicos de los mapas de inundación, es conveniente que se consideren los siguientes:

1. Área de inundación
2. Parámetros hidráulicos
3. Afectaciones potenciales
4. Parámetros de valoración de afectaciones
5. Tiempos de avance de la onda

El Plan de Emergencia debe disponer de un mapa para cada hipótesis de ruptura analizada, excepto cuando los resultados entre dos o más de esas hipótesis puedan considerarse iguales.

1.2.2 Concepto y objetivo de un Plan de Emergencia

Un plan de emergencia es una herramienta con la cual se establecen las medidas, organización y recursos necesarios para proteger a la población, bienes materiales y elementos ambientales ante el riesgo de ruptura o avería grave de una presa.

En consecuencia, el objetivo fundamental del Plan es minimizar las pérdidas que pueda ocasionar el colapso de la presa, siendo la preservación de las vidas humanas el elemento primordial.

En esa dirección se deben enmarcar las dos fases en las que normalmente se divide un Plan: **Elaboración de estudios técnicos y redacción de la memoria, y la Implementación física del Plan.**

El contenido básico del Plan de Emergencia se puede desglosar en los capítulos siguientes:

1. Análisis de la seguridad de la presa
2. Normas de Actuación
3. Recursos Humanos y materiales
4. Organización del Plan

En general, puede ser suficiente considerar las siguientes tres situaciones como posibles escenarios de ruptura de la presa, siendo necesario realizar la modelación hidráulica completa para cada una de ellas (MMA, 2001):

1. **Ruptura sin crecida.** Se asume que el embalse se encuentra en su nivel máximo normal, siendo las condiciones de desagüe las correspondientes a dicho nivel.
2. **Ruptura con crecida.** Se asume que la ruptura se produce cuando llega una crecida al embalse y el nivel de éste coincide con la cota de coronación de la presa. La crecida que se selecciona para el análisis es la mayor de las dos siguientes: la crecida que se ha empleado en el diseño del vertedor, y si existe

una presa aguas arriba, la onda de flujo procedente de la ruptura de dicha presa.

3. **Ruptura de compuertas.** Este es un caso que sólo ha de considerarse cuando se tenga un vertedero con compuertas, para analizar la inundación y afecciones debidas a su avería. Se asume que el embalse se encuentra en el nivel máximo normal y que las compuertas fallan de forma secuencial en un tiempo total inferior a 10 minutos.

Para cada situación hipotética se realiza la modelación hidráulica completa, ya que, en general, los resultados suelen diferir significativamente, de tal forma que el Plan de Emergencia contendrá el mapa de inundación y la estimación de afectaciones para cada hipótesis de ruptura.

Los recursos y medios disponibles para el Plan deben modularse dentro de un esquema organizacional específico, definido con el fin de que la ejecución del Plan sea óptima. Los criterios generales que deben regir la organización son los siguientes:

1. Unidad de mando
2. Definición de funciones
3. Esquema de actuación.
4. Procedimientos de comunicación
5. Ubicación de recursos
6. Formación y entrenamiento
7. Actualización del plan

1.3 RUPTURA DE PRESAS Y MODELOS MATEMATICOS

1.3.1 Generalidades

Se define como falla o ruptura: “El colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua, en general una falla da como resultado una liberación de grandes cantidades de agua, imponiendo riesgos a las personas y propiedades aguas abajo.”

La principal función del análisis de la ruptura de presas es proporcionar una rutina de simulación precisa y confiable. La necesidad de implementar sistemas de alerta y alarma, así como otras medidas no estructurales ante la insuficiencia en la seguridad de presas, hace que la modelación física de la ruptura de presas sea de importancia.

Al hacer el análisis de la ruptura de una presa es importante considerar el modo de falla, así como la forma y desarrollo de la ruptura, aspectos estos que dependen principalmente del tipo de cortina en consideración. La hipótesis más común es que en las presas de concreto, el rompimiento es casi instantáneo (colapso súbito) y puede ser total o parcial. En las presas de tierra, generalmente la ruptura se da por erosión (derrame o tubificación) y progresa con el tiempo desde formas geométricas iniciales hasta extenderse por toda la cortina de la presa.

Las características de la onda generada por la ruptura de una presa depende de la forma de cómo se erosiona y de las dimensiones; así como de la forma de la ruptura y tiempo de formación de esta. Factores externos como la dinámica del volumen y el flujo en el embalse, así como las condiciones de remanso aguas abajo de la presa, pueden tener efectos significativos sobre el rompimiento de la presa. Por esta razón, el hidrográma de salida de la falla puede obtenerse a partir de modelos matemáticos basados en las fórmulas hidráulicas de flujo a través de rupturas definidas analíticamente; sin embargo, para obtener resultados precisos, estos modelos deben considerar también condiciones de frontera que permitan la simulación de los efectos externos. Los lineamientos en algunos países recomiendan que los resultados obtenidos en los modelos matemáticos sean analizados y comprobados con los modelos predictivos basados en criterios estadísticos de fallas históricas.

1.3.2 Generalidades sobre modelos de ondas de ruptura

El análisis de riesgo debido a la ruptura de cortina, se ha convertido en un requerimiento de seguridad de presas en muchos países. Cada vez se requiere una mayor precisión en los resultados de dicho análisis y representarlo en un formato fácilmente entendible por todos. Estos requisitos se pueden satisfacer hoy en día, gracias a los avances de los computadores; así como a la existencia de herramientas profesionales y métodos matemáticos más confiables y precisos.

Para lograr el desarrollo de modelos numéricos confiables de la ruptura de presas, se debe realizar investigación internacional alimentada por la experiencia previamente obtenida en otros proyectos. Esta investigación debe estar encaminada hacia la recopilación de información sobre eventos de ruptura de presas. Observados para realizar la calibración y verificación de los métodos, investigación física sobre la dinámica del rompimiento, pruebas de campo a condiciones inseguras, evaluación de métodos numéricos para simular la erosión y el proceso no lineal del colapso, así como de desarrollo de nuevos métodos

numéricos adecuados para simular cada uno de los fenómenos involucrados en un evento de ruptura de una presa.

Dentro de los modelos matemáticos de desplazamiento de crecientes se pueden encontrar modelos para flujo permanente capaces de simular flujo no permanente. Los modelos de crecientes y de ruptura de presas son aplicaciones especiales de modelos generales de desplazamiento de crecientes que deben tener la capacidad de manejar condiciones de flujo no permanente.

Con el fin de estudiar el tránsito de la onda de creciente, se utilizan en la mayoría de los casos los modelos unidimensionales y algunos lineamientos recomiendan específicamente los modelos desarrollados por el **National Weather Service**: los modelos **Dambreak**, **Smpdbk**, y **Fldwav**. Sin embargo, en caso de propagación en la llanura de inundación o en secciones altamente irregulares y donde exista alta sinuosidad o haya cambios bruscos en los valles naturales, se recomienda el empleo de modelos dinámicos bidimensionales o modelos físicos. De cualquier manera, se recomienda analizar la sensibilidad de los diferentes parámetros de los modelos matemáticos cuando se estudian rupturas potenciales.

Los modelos matemáticos, si se emplean y calibran adecuadamente, son herramientas idóneas para el manejo ingenieril de situaciones de emergencia provocadas por el represamiento de un río a causa de un movimiento de masa. De la misma manera, los equipos técnicos, bien concebidos, deben ser el soporte para el asesoramiento en la toma de decisiones en estas situaciones de emergencia.

Para realizar la simulación del desplazamiento de la onda de creciente de la ruptura de una presa se requiere información completa de secciones representativas del valle aguas abajo de la presa, las cuales deben tener una extensión suficiente en sentido longitudinal y transversal.

Una opción que modelos como el **Dambreak** y el **Fldwav** poseen, es la posibilidad de simular el efecto que sobre la inundación pueden tener los tributarios del canal (o los canales, en el caso del **Fldwav**). También puede ser importante considerar el efecto de puentes, carreteras y otras estructuras ubicadas sobre el canal o sus alrededores. Estos efectos pueden llegar a ser significativos.

Los modelos matemáticos utilizados en la actualidad para el estudio de la ruptura de presas y su onda de creciente y que fueron desarrollados por **National Weather Service** (NWS) y por **US ARMY CORPS, OF ENGINEERS** son:

1. Breach
2. Dambreak
3. Hec-Ras

Cuando aguas abajo del almacenamiento se tiene un cauce con un tirante, al momento de cambiar repentinamente el gasto que fluye por él, se origina una onda de choque. Para las ondas interesa conocer su avance así como los tirantes y velocidades del líquido.

Generalmente, el movimiento del agua de la onda de avenida se analiza en forma unidimensional con las ecuaciones de Saint-Venant con condiciones iniciales y de frontera dadas.

Los cauces de ríos con fuertes curvas horizontales o cambios importantes de la sección transversal, o bien si el flujo se lleva a cabo en una planicie, se requiere considerar que el movimiento del agua se realiza en tres dimensiones espaciales. Debido a la dificultad de su cálculo y a que en el sentido vertical, en muchos casos no se presentan velocidades verticales importantes, se acepta que la distribución de presiones es hidrostática y por esto, es posible utilizar un promedio en la vertical de las velocidades del agua.

La modelación hidráulica de la ruptura de una presa consta de tres fases: 1) estimación de los parámetros de la brecha de ruptura (dimensiones y tiempo de formación); 2) cálculo de la onda de flujo o hidrográma resultante de la ruptura; y 3) tránsito de la onda de flujo aguas abajo de la presa.

Existen más de 25 modelos con algún tipo de capacidad para modelar el proceso ruptura – tránsito de la onda (ICOLD, 1998), los cuales pueden agruparse en las siguientes categorías:

Modelos físicamente basados. Estiman el desarrollo de la brecha y el hidrográma resultante de la ruptura mediante ecuaciones de erosión basadas en principios de la Hidráulica, el transporte de sedimentos y la Mecánica de Suelos.

Modelos paramétricos. Predicen la geometría de la brecha y su tiempo de formación con ecuaciones empíricas desarrolladas a partir de datos de casos reales de ruptura. La evolución de la brecha se simula como proceso linealmente dependiente del tiempo, y el hidrográma de ruptura se obtiene mediante ecuaciones de la Hidráulica.

Modelos empíricos. Predicen directamente el caudal pico de la ruptura, en función de datos como el volumen del embalse, la altura de la presa, etc., asumiendo una determinada forma para el hidrográma de ruptura.

El modelo tradicionalmente más empleado ha sido el DAMBREAK (Fread, 1977), que es un modelo al cual se le especifican las características geométricas de la brecha y su tiempo de desarrollo, así como la curva cota-área del embalse, la altura de la presa, y la morfometría del cauce aguas abajo. El modelo calcula el hidrograma resultante de la ruptura y hace el tránsito del mismo a lo largo del cauce, aplicando ecuaciones de régimen de flujo transitorio. Dicho modelo ha tenido sucesivas mejoras (Fread, 1984), y de él se ha derivado una versión reducida denominada SMPDBK (Wetmore y Fread, 1983). Este último realiza los cálculos de forma más simplificada basándose en un conjunto de curvas tipificadas, que han sido deducidas a partir de múltiples simulaciones con el modelo DAMBREAK. El modelo SMPDBK sólo es apto para casos en los que sea aceptable trabajar con poca precisión, dada la mayor incertidumbre de sus resultados (Westphal y Thompson, 1987). BREACH (Fread, 1988) es otro de los modelos de uso extensivo y que pertenece a la categoría de modelos físicamente basados; calcula la evolución de la brecha en presas de materiales sueltos mediante ecuaciones de sedimentos y de Hidráulica, aplicando leyes de Mecánica de Suelos.

En los últimos años ha empezado a abrirse camino el modelo FLDWAV (Fread y Lewis, 1998), siendo actualmente el de mayores prestaciones (Wahl, 1998b), ya que constituye una nueva versión ampliada de su predecesor, el modelo DAMBRK, en la que se han incorporado nuevas opciones de modelación, además de la utilidad FLDGRF para la visualización gráfica de resultados.

Modelo FLDWAV

FLDWAV (*Flood Wave Routing Model*) se basa en la resolución numérica de la ecuación de flujo unidimensional de Saint-Venant, acoplada a un sistema de ecuaciones que en conjunto hacen posible la simulación matemática de flujos rápidamente variados en cauces naturales. El sistema completo de ecuaciones se resuelve de forma iterativa a partir de un método implícito no lineal de diferencias finitas. El modelo simula la ruptura de una presa en función de su cota de coronación, curva cota - área de embalse, hidrograma de entrada al mismo, y caudales normales servidos por la presa.

El modelador establece las características geométricas de la brecha (forma y dimensiones), su tiempo de desarrollo, el hidrograma de entrada al embalse y el nivel en éste al inicio de la ruptura.

Adicionalmente, al modelo se le debe especificar la geometría del cauce localizado aguas abajo de la presa, mediante secciones transversales.

FLDWAV dispone de opciones que permiten simular el comportamiento hidráulico de caudales de crecida en llanuras de inundación, estrechamientos, expansiones y

sinuosidades del cauce. Tiene la capacidad de modelar regímenes de flujo enteramente subcrítico o supercrítico, así como la combinación de ambos, admitiendo la consideración de efectos de remanso debidos a estructuras de control hidráulico. Permite variar la rugosidad en función de la altura del flujo, del ancho de cada sección y de la longitud del cauce.

En lo concerniente a las condiciones de contorno, FLDWAV requiere una condición en el extremo de aguas arriba del cauce considerado, y otra en el extremo aguas abajo del mismo. La condición de contorno aguas arriba ha de ser un hidrograma de entrada expresado en términos de caudal o de nivel de flujo, mientras que la condición aguas abajo puede ser la curva de capacidad hidráulica de la sección transversal correspondiente, o un determinado nivel de flujo en dicha sección. La curva de capacidad hidráulica puede ser calculada por el propio modelo mediante alguna de las distintas opciones disponibles para tal efecto, o puede ser especificada como un dato más.

Los resultados que da FLDWAV están constituidos por el hidrograma correspondiente a la onda de flujo generada por la ruptura, los niveles y caudales máximos de inundación durante el horizonte de simulación del evento, las velocidades de flujo, los tiempos de propagación de la cresta de la onda correspondientes tanto al caudal pico como al nivel máximo, los hidrogramas laminados a lo largo del cauce, y los parámetros hidráulicos en cada sección transversal del cauce: velocidad, área de flujo, perímetro mojado, radio hidráulico, nivel de flujo, número de Froude, ancho superficial de flujo. Adicionalmente, el modelo da un informe relativo a la evolución geométrica de la brecha, los caudales que salen por ésta, y sus niveles de flujo, todo ello para cada uno de los intervalos de tiempo del horizonte de simulación.

El modelo dispone de varios métodos para simular el tránsito de hidrogramas de crecida, siendo el más robusto el *tránsito dinámico (dynamic routing)*, el cual se basa en la solución de la ecuación de momentum completa, es decir, considerando los términos de inercia (Fread y Lewis, 1998). Dicho método es apto para analizar el tránsito de crecidas tanto en embalses como en canales caracterizadas por hidrogramas de crecimiento súbito o gradual. Otra de las técnicas disponibles es el *método de los descensos constantes de nivel (level-pool)*, aplicable exclusivamente al tránsito de crecidas caracterizadas por hidrogramas de crecimiento gradual en embalses pequeños; dicho método no es útil para el análisis de la propagación de ondas de flujo en canales.

Dambreak metodología de modelación

DAMBREAK es un software de cálculo de propagación de crecidas hidrodinámico y unidimensional. Dicho modelo simula fallas en puentes y diques, efectos de almacenaje, flujos de llanuras de inundación y atenuación de ondas de crecidas.

Este modelo es utilizado por usuarios de todo el mundo para el cálculo dinámico de la propagación de crecidas, análisis de la seguridad de presas, y análisis y diseño de derrames de embalses.

Admite regímenes de flujo subcrítico, torrencial y mixto. Puede analizar complejas crestas de diques inclinados y cubiertas de puentes. Presenta gráficos para presentaciones diferentes, incluyendo un trazado de condiciones iniciales, mapa de inundación, trazados de hidrográmas, trazados de hidrográmas de resumen y trazados de valles fluviales en 3D, permitiéndole evaluar rápidamente su trabajo.

Se presentan en forma gráfica las máximas ondas posibles y las ondas de atenuación. Posteriormente el modelo desarrolla un hidrograma de salida debido a la falla de una presa. Se simula el flujo en el cual hay cambios en el tiempo y en el espacio en flujo subcrítico y supercrítico. Se considera que el comportamiento de la abertura es no lineal. Las características de la abertura están en función del tipo de presa; dichas características son el ancho de la abertura y el tiempo de falla.

Datos genéricos para la modelación

En general los datos básicos que exige cualquier modelo de ruptura de presas, que trabaje en régimen de flujo variable, son los correspondientes a cada una de las tres fases en la que se puede caracterizar el problema de la ruptura: brecha – hidrograma de ruptura – tránsito del hidrograma.

Los datos de la primera de estas tres fases se analizan por separado, dada su significativa influencia en los resultados.

Los datos de las otras dos fases pueden agruparse de la siguiente forma:

Datos relativos al embalse. Nivel al inicio de la ruptura, curva cota–área, hidrograma de entrada, caudales de salida. Algunos modelos requieren las curvas de calibración de las estructuras de evacuación de caudal (vertederos, desfogues, tomas, etc.).

Datos relativos a la presa. Altura o cotas de coronación, longitud de coronación, coeficiente de vertimiento, geometría de la sección transversal del cauce en la que se sitúa la presa.

Datos relativos al cauce. Geometría (secciones transversales), factores de rugosidad, coeficientes de expansión y contracción, factores de sinuosidad,

geometría y ubicación de estructuras de cruce (puentes, *box-culverts*, etc.), condición de contorno en el extremo de aguas abajo (curva caudal–nivel, nivel de flujo preestablecido). La longitud total de cauce a considerar en el estudio estará determinada por el punto a partir del cual la onda de flujo de ruptura no cause afecciones o éstas sean asumibles por quienes corresponda.

Parámetros de la Brecha. Una de las fases de mayor incertidumbre dentro del análisis de la ruptura de una presa la constituye la estimación de los parámetros geométricos y temporales de la brecha. Si bien este tema ha sido objeto de investigación y estudio durante las últimas décadas, aún se encuentra en un estado muy incipiente de desarrollo, debido a la complejidad física del fenómeno y a la escasez de registros históricos fiables de los parámetros que lo gobiernan: *forma geométrica* de la brecha, sus *dimensiones* y el *tiempo de formación*.

Los parámetros de la ruptura dependen significativamente del tipo de presa según sus materiales, y es por ello que la literatura de ruptura de presas separa el análisis en dos grupos: presas de materiales sueltos (tierra y tierra–enrocado) y presas rígidas (hormigón y mampostería). Hasta ahora, las más estudiadas han sido las presas de materiales sueltos, debido esencialmente a que han sido presas de esta tipología las que más han colapsado (Comité Español de Grandes Presas, 1996). Es por ello que la mayor parte de los métodos que existen para determinar los parámetros de la brecha se refiere a presas de materiales sueltos.

Para estimar los parámetros de la ruptura suele recurrirse a expresiones empíricas disponibles en la literatura, y que en general han sido deducidas a partir de análisis de regresión sobre datos de formas, dimensiones y tiempos de desarrollo de brechas correspondientes a casos históricos de presas colapsadas. Por ejemplo, McDonald y Langridge-Monopolis (1984) proponen fórmulas para calcular el volumen de la brecha y el tiempo de formación de ésta, en función del volumen de agua en el embalse y de su correspondiente nivel; Singh y Scarlatos (1988) deducen, a partir de datos de 52 casos reales de ruptura, relaciones entre los anchos superior e inferior de la ruptura, y dan rangos de tiempos de formación de la misma; el U. S. Bureau of Reclamation (1988) propone una expresión para evaluar el ancho de la brecha en función de la profundidad del agua en el embalse, y otra para estimar el tiempo de desarrollo de la brecha en términos del ancho previamente calculado; Dewey y Gillette (1993) proponen expresiones para la estimación del ancho medio de la brecha y de su tiempo de desarrollo, en términos de la profundidad de agua en el embalse y de un coeficiente que es función del volumen del mismo; Froehlich (1995) presenta dos fórmulas para calcular el ancho medio de la brecha y su tiempo de formación, en función de la profundidad final de la brecha y del volumen de agua por encima del fondo de la misma, empleando un coeficiente distinto, según la ruptura se haya producido por rebosamiento (*overtopping*) o por tubificación (*pipping*); el Ministerio del Medio Ambiente de España (MMA, 1996b) sugiere, para estudios de riesgo de ruptura de presas, expresiones y rangos de valores para estimar la forma, las dimensiones y

el tiempo de formación de la brecha, en función del tipo constructivo de presa (materiales sueltos, hormigón-gravedad, bóveda), y del volumen y nivel del embalse.

Una vez se tengan definidos los parámetros de la ruptura (brecha), junto con los demás datos de la modelación, ésta se lleva a cabo para obtener una serie de resultados que han de plasmarse en mapas de inundación.

Método de las características

Las ecuaciones que describen el flujo unidimensional no permanente a superficie libre en un canal prismático son la de continuidad y la dinámica (Henderson, 1966), se escriben como:

$$A \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad 1.1$$

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial t} = g(S_o - S_f) \quad 1.2$$

En estas ecuaciones h es el tirante, u la velocidad media, x es la distancia a la sección considerada, t es el tiempo, A es el área hidráulica, B es el ancho de superficie libre, S_o es la pendiente del fondo y g la aceleración de la gravedad. Adicionalmente, se considera que la pendiente de la línea de energía S_f es igual a:

$$S_f = \frac{n^2 |u| u}{r^{4/3}} \quad 1.3$$

donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning y r el radio hidráulico.

Las ecuaciones 1.1 y 1.2 también se pueden escribir como (Fuentes, 1990):

$$\frac{d}{dt}(u + \omega) = g(S_o - S_f) \quad 1.4$$

para:

$$\frac{dx}{dt} = u + c \quad 1.5$$

y

$$\frac{d}{dt}(u - \omega) = g(S_o - S_f) \quad 1.6$$

para:

$$\frac{dx}{dt} = u - c \quad 1.7$$

La ecuación 1.4 está relacionada con la 1.5, llamada característica positiva, mientras que la 1.6 se encuentra asociada con la 1.7, denominada característica negativa.

La literal ω de las ecuaciones 1.4 y 1.6 se conoce como variable de estado de Escoffier. Se relaciona con el tirante h o el área hidráulica A , por medio de:

$$\omega = \int_0^h \sqrt{\frac{gB}{A}} dh = \int_0^h \sqrt{\frac{gA}{B}} \frac{B}{A} dh = \int_0^A c \frac{dA}{A} \quad 1.8$$

donde c es la celeridad y está dada por la expresión siguiente:

$$c = \sqrt{\frac{gA}{B}} \quad 1.9$$

Sección rectangular

La sección transversal rectangular se utiliza frecuentemente en los canales. En este caso de las ecuaciones 1.8 y 1.9 se tiene:

$$c = \sqrt{gh} \quad 1.10$$

$$\omega = 2c = 2\sqrt{gh} \quad 1.11$$

Cuando se considera a la ecuación 1.10 en las 1.4 y 1.6 se obtienen las expresiones más conocidas del método de las características:

$$\frac{d}{dt}(u + 2c) = g(S_f - S_o) \quad 1.12$$

$$\frac{dx}{dt} = u + c \quad 1.13$$

$$\frac{d}{dt}(u - 2c) = g(S_f - S_o) \quad 1.14$$

$$\frac{dx}{dt} = u - c \quad 1.15$$

Sección trapecial

En las secciones como la trapecial o la circular su ancho de superficie libre para calcular ω se requiere integrar numéricamente a la ecuación 1.8.

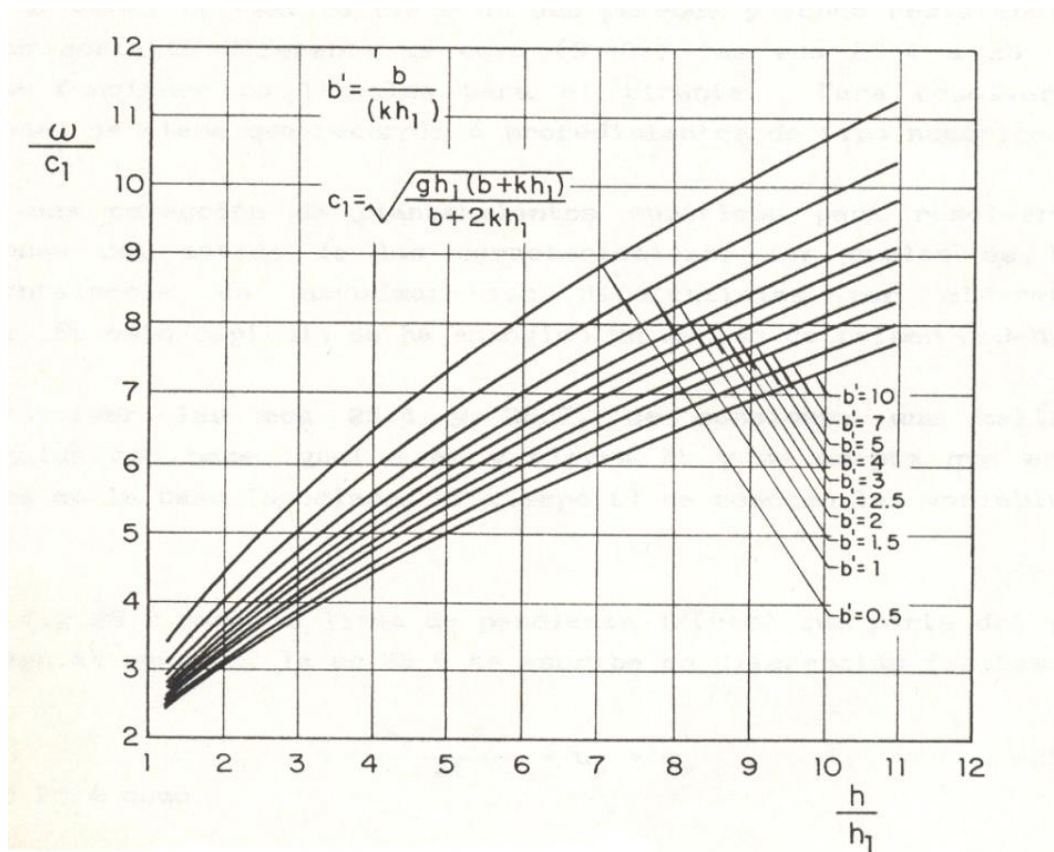


Figura 1.1 Relaciones entre el tirante y la variable de Escoffier en un canal de sección trapecial

La Figura 1.1 puede ser utilizada para determinar la variable de Escoffier para una sección trapecial de ancho de plantilla b y designación de talud k . La aceleración de la gravedad se representa por g , la celeridad por c , el tirante por h y se refiere a un tirante h_1 que es conocido o bien se le puede asignar el valor de 1.

Cuando un canal prismático tiene en sus paredes y fondo resistencia al esfuerzo cortante diferente de cero ($S_f \neq 0$), las ecuaciones 1.4 a 1.7 dan lugar a funciones no lineales para el tirante. Para resolver las ecuaciones se tiene que recurrir a procedimientos de tipo numérico.

Para resolver las ecuaciones 1.4 y 1.7, se considera una malla de rectángulos con base igual a Δx y altura Δt y se acepta que en los vértices de la base (asociados al tiempo t) se conocen las variables u , c y ω .

Con referencia a la Figura 1.2 para la línea de pendiente $1/(u+c)$ que parte del punto P y llega al punto K, la ecuación 1.5 se escribe en diferencias finitas como

$$\frac{x_K - x_P}{\Delta t} = u_P + c_P \quad 1.16$$

y la ecuación 1.4 como

$$\frac{(u_K + \omega_K) - (u_P + \omega_P)}{\Delta t} = g \left[S_o - \frac{1}{2} (S_P + S_N) \right] \quad 1.17$$

de la misma manera, para la línea de pendiente $1/(u - c)$ que va del punto Q al punto K, de las ecuaciones 1.6 y 1.7 se plantea

$$\frac{x_K - x_Q}{\Delta t} = u_Q + c_Q \quad 1.18$$

$$\frac{(u_K - \omega_K) - (u_Q - \omega_Q)}{\Delta t} = g \left[S_o - \frac{1}{2} (S_P + S_N) \right] \quad 1.19$$

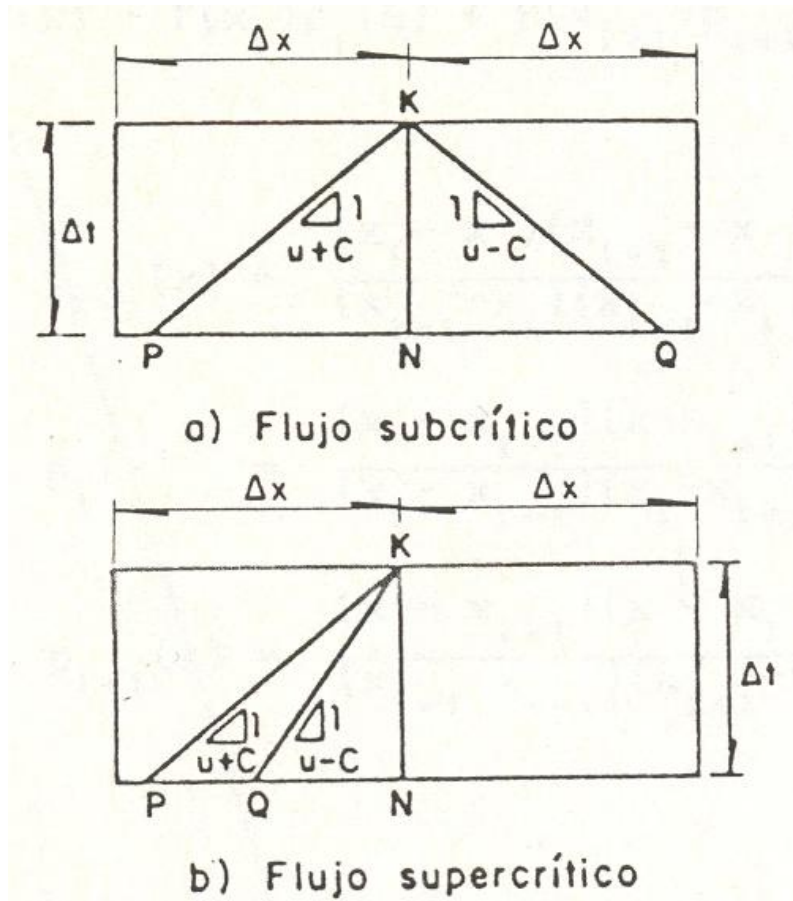


Figura 1.2 Líneas características y celdas de la malla

En las ecuaciones 1.16 a 1.19 las literales tienen un subíndice que señala el punto donde son consideradas. Por esto, S_P , S_Q y S_N representan la pendiente de fricción en los puntos P , Q y N , respectivamente.

Por otro lado, al sumar las ecuaciones 1.17 y 1.19 y al despejar la u_k , se encuentra

$$u_k = \frac{1}{2} \left[u_P + \omega_P + u_Q - \omega_Q + g(2S_0 - S_N - \frac{1}{2}(S_P + S_Q))\Delta t \right] \quad 1.20$$

Una vez calculada u_k de la ecuación 1.17 se puede obtener ω_K por medio de:

$$\omega_k = g \left[S_0 - \frac{1}{2}(S_P + S_N) \right] \Delta t + u_P + \omega_P - u_K \quad 1.21$$

Para emplear la ecuación 1.20 ó 1.21 se necesita conocer u_P , ω_P , S_P , u_Q , ω_Q , S_Q . Sin embargo, los puntos P y Q casi nunca se ubican en los vértices de la base de los rectángulos de la malla, donde sí se conocen x , u , ω , c y S .

Para disponer de los valores de las literales de interés en los puntos P y Q, se emplean procedimientos de interpolación.

1.3.3 Comparación entre resultados experimentales y numéricos de flujos bidimensionales debido a la ruptura de un dique o terraplén.

Mureli y Mignosa (2001) hicieron modelos de laboratorio de un dique para analizar la forma de la brecha y el comportamiento del flujo bidimensional en la superficie aguas abajo del dique (Figura 1.3); propusieron ciertas condiciones de gasto de entrada y de pendiente, así como un coeficiente de Manning con las que hicieron mediciones tanto del ancho de la brecha como de distintas profundidades del agua, así como de velocidades del flujo (con ayuda de un velocímetro acústico Doppler) y del gasto descargado por la brecha (este último bajo condiciones estacionarias).

Por otra parte, se realizó una simulación de las condiciones experimentales, para lo cual se utilizó el método numérico predictor-corrector en diferencias explícito de captura de choque de Mc Cormack, con precisión de segundo orden en tiempo y espacio, que resuelve las ecuaciones de flujo bidimensional en canales y que incluye un término que suaviza las oscilaciones numéricas que se presentan típicamente en esquemas en diferencias finitas de segundo orden ante choques y números de Froude cercanos a uno; finalmente se hicieron comparaciones entre los datos medidos y los calculados.

Los resultados que obtuvieron estos autores reportaron que el modelo numérico sobreestima entre el 5 y el 7% los valores del gasto descargado por dos anchos de brecha considerados (Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Descarga desde la brecha.

Ancho de la brecha b (m)	Gasto Q de descarga ($10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$)	
	Medido	Calculado
0.1	2.8	3.00
0.28	6.73	7.10

Por otra parte, los perfiles del flujo bidimensional medidos y calculados (Figura 1.4) también fueron obtenidos por el algoritmo numérico, salvo el caso de sitios

cercanos a la sección de la brecha, lo cual se atribuye a la presencia de la barrera sólida perpendicular a la brecha que introduce una distribución de presiones distinta a la suposición de presión hidrostática que se aplica en el modelo numérico.

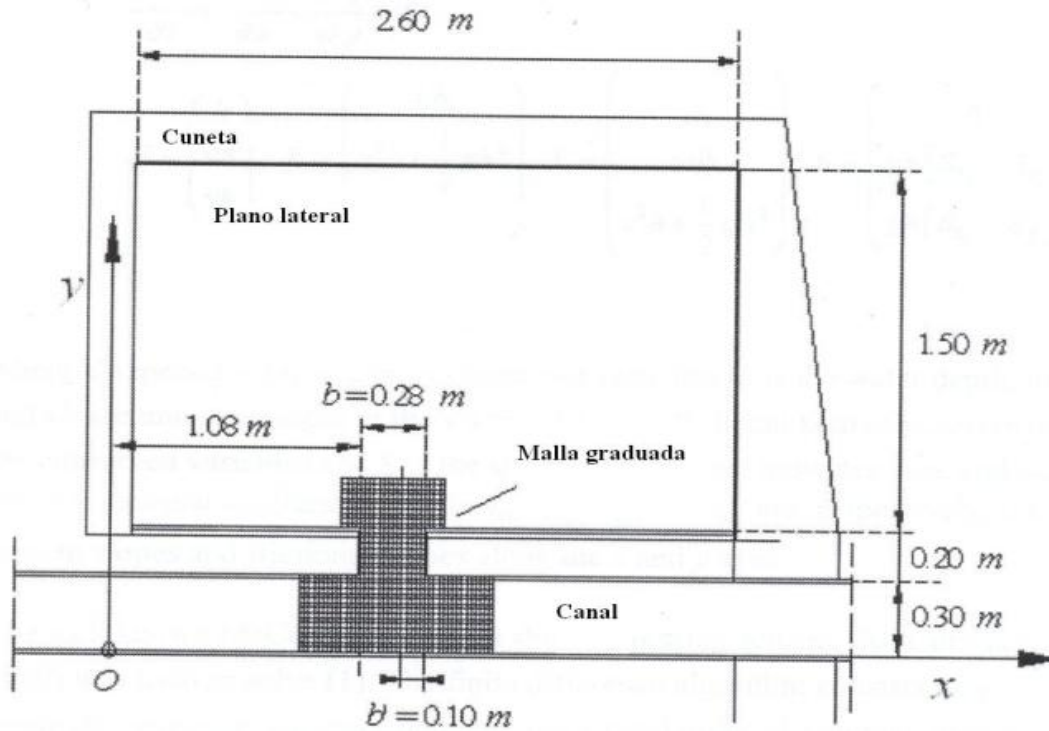


Figura 1.3 Planta de la región de la brecha.

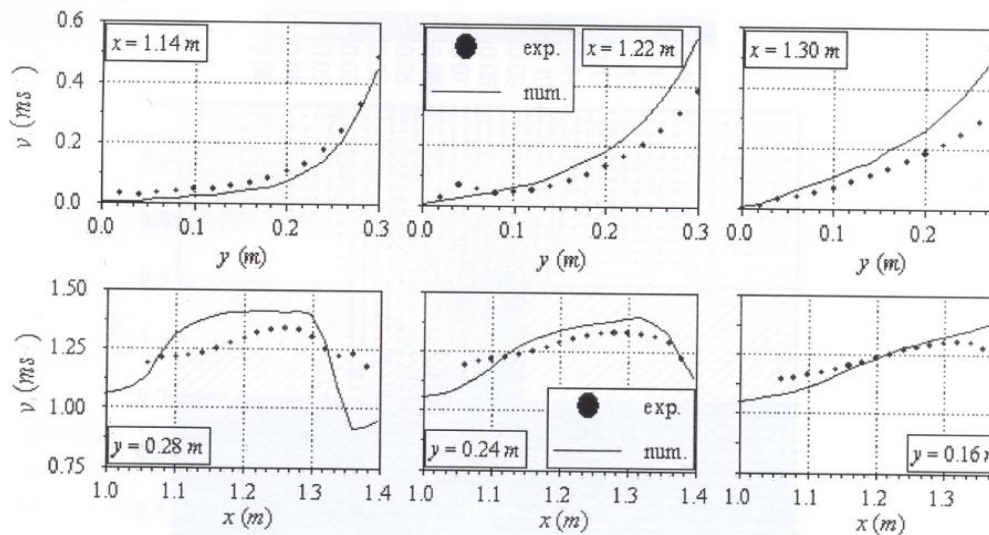


Figura 1.4 Perfiles de velocidad medidos y calculados (Aureli y Mignosa).

La conclusión de este estudio fue que es factible la aplicación de un esquema numérico como el de Mc Cormack en el análisis del rompimiento de un dique o de una cortina.

En la simulación de la onda de ruptura es frecuente el problema del cambio de régimen de supercrítico a subcrítico, por lo que es importante tener conocimiento del fenómeno del salto hidráulico.

1.3.4 Ecuaciones que gobiernan el flujo bidimensional no permanente

Las ecuaciones que gobiernan el flujo bidimensional no permanente para aguas poco profundas en forma conservativa son:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \nabla \cdot F = \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} = S \quad 1.22$$

donde:

$$Q = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix} \quad E = \begin{bmatrix} h \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \\ huv \end{bmatrix} \quad G = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{gh^2}{2} \end{bmatrix} \quad 1.23$$

En el término S se incluyen los efectos de las pendientes de fondo y de fricción.

$$S = \begin{bmatrix} g h \left(S_{ox} - \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \right) \\ 0 \end{bmatrix} \quad 1.24$$

$$S = \begin{bmatrix} g h \left(S_{oy} - \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \right) \\ 0 \end{bmatrix}$$

donde h es la profundidad del agua, u y v son los componentes de velocidad promediadas en la vertical en un plano horizontal ortogonal en las direcciones x y y respectivamente, g es la aceleración de la gravedad, S_{ox} y S_{oy} son las pendientes del fondo del terreno en las direcciones (x, y) y n es el coeficiente de rugosidad de la fórmula de Manning, si se considera que:

$$S_{0x} = -\frac{\partial z}{\partial x}$$

$$S_{0y} = -\frac{\partial z}{\partial y}$$

1.3.5 Ejemplo de ruptura de presas

Ruptura de la presa Evinos, Grecia

En este documento se presenta el costo del peligro que implica una falla en la Presa Evinos, ubicada sobre el río Evinos, el agua de esta presa se transfiere a la presa Mornos, la cual a su vez abastece de agua a Atenas. Se presenta una estimación de la onda de flujo aguas abajo producidas por una falla, así como las características de seis escenarios diferentes variando el ancho y el tiempo de la abertura (brecha). Se usó el programa DAMBREAK, que es un modelo que simula la onda del rompimiento de un dique y su progresión cauce abajo. El modelo consiste en dos partes conceptuales: (i) Descripción del tipo de falla del dique, descripción de la abertura en el tiempo y geoméricamente; (ii) Un algoritmo de cómputo para determinar el hidrograma de salida del flujo a través de la abertura, entradas al vaso de almacenamiento, características del almacenamiento, vertedor de excedencias, los efectos del tránsito del hidrograma por el valle y sus cambios debidos al almacenaje del valle mismo, puentes o presas. El modelo también determina las elevaciones de la superficie del agua.

En este trabajo, se encontró que a través de los escenarios propuestos, la base de la abertura varía de 80 a 230 m, y su tiempo de la formación de la misma es de una a tres horas. La máxima descarga inmediatamente aguas abajo de la presa es de 11 270 m³/s a 79 000 m³/s. La máxima altura de la superficie libre del agua 60 m aguas abajo de la presa (en la villa Evinoxori) varía de 19.1 m a 16.3 m.

Ruptura de la presa Teton

El modelo DAMBREAK se ha aplicado (Fread, 19890) para reconstruir la onda de creciente causada por la falla ocurrida en 1976 en la presa Teton en Idaho (Imagen 1.1). Esta era una presa de tierra de 300 pies de altura con una longitud de cresta de 3,000 pies. Como resultado de la falla de esta presa, 11 personas murieron, 25,000 quedaron sin hogar y se causaron daños por 400 millones de

dólares en el valle Teton-Snake River localizado aguas abajo. Este valle consistía en un cañón angosto de aproximadamente 1,000 pies de ancho en las primeras 5 millas y de ahí en adelante un valle ancho que fue inundado hasta una anchura de alrededor de 9 millas. Los valores de las n de Manning cubrían un rango de 0.028 a 0.047 de acuerdo con estimaciones de campo. Algunas secciones transversales se calcularon mediante interpolación por DAMBRK para ser usadas en la modelación de tal manera que las secciones transversales estuvieran espaciadas 0.5 millas cerca de la presa y 1.5 millas en el extremo aguas abajo del tramo. En total se utilizaron 77 secciones transversales.

El hidrograma de caudal de salida del embalse calculado cuenta con un valor pico de 1,652,300 cfs. El pico ocurrió aproximadamente 1.25 horas después de que se abrió la brecha: Es interesante anotar que el pico del caudal de salida de la presa fue aproximadamente 20 veces más grande que la máxima creciente registrada en el sitio. La máxima profundidad de la creciente fue de aproximadamente 60 pies en la presa. La simulación de 55 horas de la creciente de Teton utilizó un intervalo de tiempo inicial de 0.06 horas.

1.4 MODELOS FISICOS HIDRAULICOS

1.4.1 Generalidades

Se sabe que los modelos hidráulicos permiten resolver problemas donde no hay métodos analíticos adecuados. Actualmente, casi todas las grandes obras hidráulicas, como presas, puertos y obras fluviales, requieren estudios en modelo que permitan al diseñador probar su funcionamiento.

Entre otros objetivos, se pueden presentar modificaciones para saber su funcionamiento para diferentes condiciones; y aún ya terminada la obra, no es raro que surjan dudas en la operación o que sea necesario obtener curvas o gráficas del funcionamiento de cierto aspecto de la obra, todo lo cual puede ser estudiado en el modelo.

1.4.2 Semejanza

La idea básica para relacionar el comportamiento hidráulico del prototipo con el del modelo es el de semejanza, que puede ser geométrica, cinemática y dinámica. También se puede hablar de semejanza térmica y de semejanza en ciertas propiedades químicas, como concentraciones de sustancias o relaciones entre indicadores de la calidad del agua.

Semejanza dinámica

Existe semejanza dinámica si los polígonos de fuerza, de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente (Figura 1.6).

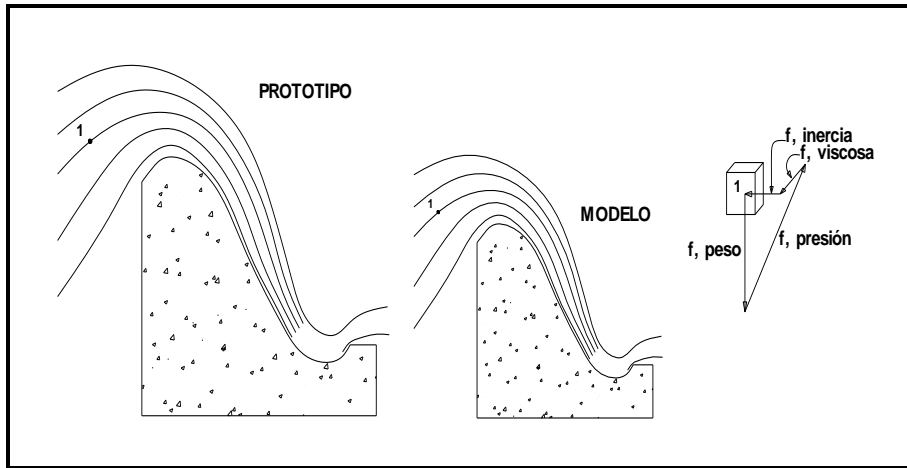


Figura 1.5 Semejanza dinámica

En la figura anterior se puede observar que la escala de fuerzas cuando hay semejanza dinámica es:

$$\frac{F_{ip}}{F_{im}} = \frac{F_{wp}}{F_{wm}} = \frac{F_{pp}}{F_{pm}} = \frac{F_p}{F_m} = F_e \quad 1.25$$

Semejanza geométrica

Hay semejanza geométrica entre el modelo y el prototipo si el cociente de longitudes correspondientes (homólogas) es el mismo. Así, la relación de tirantes, anchos, distancias, etc. correspondientes debe ser constante (Figura 1.6).

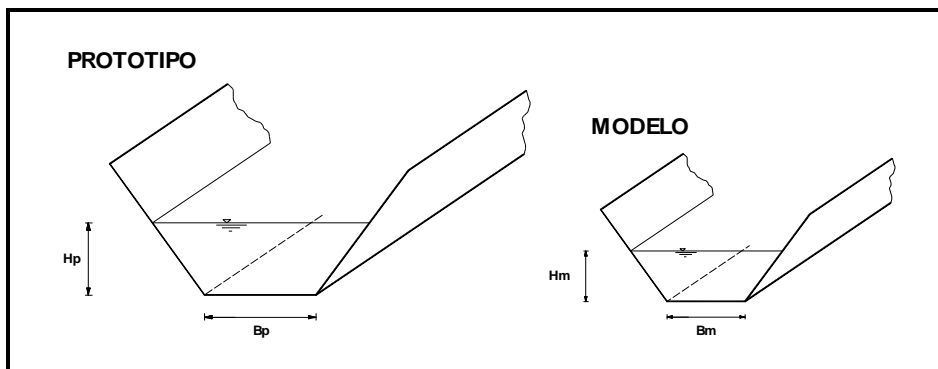


Figura 1.6 Semejanza geométrica.

En la Figura 1.6. se puede observar que la escala de longitudes es:

$$\frac{Bp}{Bm} = \frac{Hp}{Hm} = Le \quad 1.26$$

Semejanza cinemática

Hay una semejanza cinemática si los componentes de la velocidad de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente (Figura 1.8).

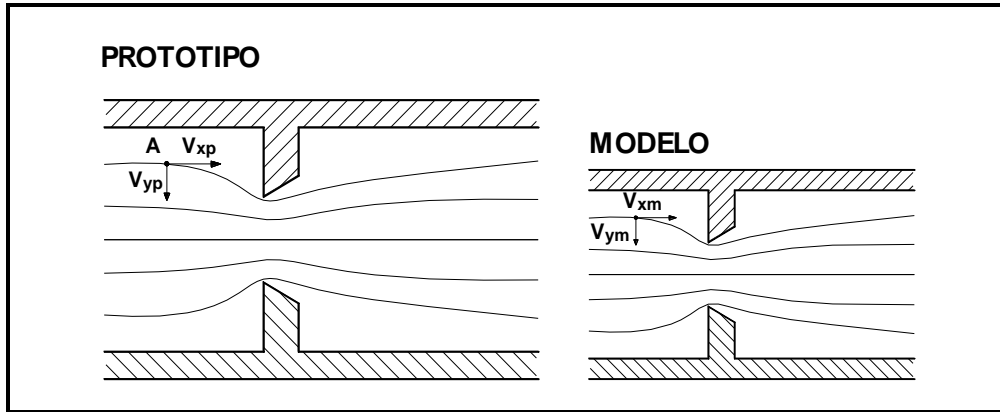


Figura 1.7 Semejanza cinemática

En la figura 1.7. se puede observar que la escala de velocidades cuando hay semejanza cinemática es

$$\frac{Vxp}{Vxm} = \frac{Vyp}{Vym} = \frac{Vzp}{Vzm} = Ve \quad 1.26$$

1.4.3 Fuerzas que actúan sobre los fluidos

En escurrimientos permanentes son cuatro: fuerzas de inercia, de presión, de peso propio y viscosas. La fuerza de inercia se define como el producto de la masa por la aceleración con signo negativo (definida así para cerrar el polígono de fuerzas). Es decir

$$f_{inercia} = -\rho a \quad 1.27$$

y como de la segunda ley de Newton

$$\rho a = f_{presión} + f_{peso} + f_{viscosa} \quad 1.28$$

se tendrá entonces que

$$f_{inercia} + f_{presión} + f_{peso} + f_{viscosa} = 0 \quad 1.29$$

Se usa la masa por unidad de volumen, o sea la densidad, y las fuerzas son fuerzas específicas, es decir, fuerzas por unidad de volumen del fluido. Esto se debe a que como los fluidos forman un medio continuo, sin límites fáciles de definir, hay que considerar las propiedades por unidad de volumen o de masa.

Para garantizar la semejanza dinámica se mantienen constantes los cocientes de las fuerzas correspondientes en modelo y prototipo, para lo cual es necesario expresar los cocientes en función de las variables del problema como velocidad, densidad, longitud, etc.

1.4.4 Relaciones de escala entre prototipo y modelo a partir del criterio de semejanza del número de Froude

El cociente entre fuerzas en el número de Froude es el siguiente

$$\frac{f_{inercia}}{f_{peso\ propio}} \approx \frac{\rho V^2 L^2}{\gamma L^3} \approx \frac{V L}{\sqrt{g L}} = F \quad \text{(Número de Froude)} \quad 1.30$$

Si se llama escala de longitudes a

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad 1.31$$

donde L_p es la longitud del prototipo; L_m es la longitud correspondiente al modelo, y en general se usa el subíndice "e" (el cual se lee escala de ...), para indicar el cociente de cualquier característica del prototipo p entre la característica correspondiente del modelo m . Es decir:

$$(\)_e = \frac{(\)_p}{(\)_m}$$

Por lo que si se conserva el mismo número de Froude en prototipo y modelo, esto es:

$$F_p = F_m \quad 1.32$$

es decir, cuando el criterio de semejanza es impuesto por el número de Froude se tiene que

$$Fe = 1$$

La escala de velocidades, seguirá la relación

$$\frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1 \quad 1.33$$

además, si $g_e=1$, se tiene

$$V_e = \sqrt{L_e} \quad 1.34$$

y la escala de gastos

$$Q_e = V_e L_e^2 = L_e^{5/2} \quad 1.35$$

1.4.5 Modelos con superficie libre

Una división importante de los problemas en modelos hidráulicos es considerar dos grupos: flujos con fronteras rígidas y escurrimientos con superficie libre.

Para los problemas con superficie libre, el peso del fluido, o sea la influencia de la gravedad, es importante, pues la superficie adopta la forma que le permite una superficie de igual presión. En estos problemas el número de Froude es el que determina los criterios de semejanza.

La consecuencia de mantener este número es que el cociente entre las mismas variables del prototipo y modelo, llamadas escalas de velocidades, de gastos, de presión, etc., y puestas en función de la escala de longitudes, deben seguir cierta relación determinada por dicho número.

En este tipo de problemas se tiene que trabajar con las variables del número de Froude, la geometría y la rugosidad, esta última según sea el caso, ya que habrá problemas en donde ésta juegue un papel secundario.

No interviene la rugosidad cuando la geometría general del problema es la determinante en el escurrimiento, como por ejemplo en obras de toma, pilas, compuertas, etc., o también en los casos en que el tamaño del modelo impide que se desarrolle la influencia de la rugosidad, como en las transiciones, canales, obras de excedencia, etc.; no es necesario escalar la rugosidad exactamente y es suficiente aproximarse a ella, utilizando el material o el acabado que tenga la n lo más adecuada posible. A partir de:

$$n_e = L_e^{1/6} \quad 1.36$$

y como L_e generalmente es mayor que la unidad, también n_e lo es, esto significa que $n_p > n_m$, lo que significa que el modelo usualmente es más liso que el prototipo.

Cuando esta condición no puede satisfacerse por ser el prototipo poco rugoso, caso común en la modelación de obras hidráulicas hechas por el hombre y, por lo tanto, con acabados artificiales relativamente lisos, y tenerse una escala de longitudes tal que implique una rugosidad de modelo menor que la que se puede dar con un material muy liso, por ejemplo, si $n_m < 0.008$ es suficiente construir el modelo con un acabado lo más liso posible y no tomar en cuenta a la n_e , aunque es recomendable reducir la L_e , esto es construir el modelo un poco mayor para obviar o al menos reducir el problema.

1.4.6 Modelos distorsionados

Cuando hay problemas en las que las distancias horizontales son de un orden de magnitud mayor que las distancias verticales, o para poder escalar el efecto de la rugosidad, por ejemplo playas, ríos, estuarios, etc., se usan modelos distorsionados donde la escala de longitudes horizontales es mayor que las verticales.

Utilizar modelos distorsionados dificulta la posibilidad de tener semejanza dinámica y además implica que las relaciones de escala se modifiquen.

Ventajas de utilizar modelos distorsionados:

1. Los tirantes, alturas de ola y pendientes se exageran facilitando su medición.
2. Ayuda a reducir el tamaño del modelo, así como los tiempos de ensayo.
3. Permite aumentar el número de Reynolds del flujo en el modelo.
4. En modelos de fondo móvil se facilita el movimiento del material.

Desventajas:

1. Se distorsiona la semejanza dinámica.
2. El escurrimiento puede ser diferente que en el prototipo.
3. Aumenta la posibilidad de error y produce una impresión desfavorable al que lo observa.
4. En problemas de fondo móvil puede ser imposible reproducir las laderas y pendientes si el material es suelto.
5. Los efectos en dos o tres dimensiones no se reproducen correctamente, por ejemplo, difusión de contaminantes, problemas de navegación.

Al hacerse un balance de las ventajas y desventajas, se puede concluir que para la metodología propuesta es recomendable trabajar con modelos no distorsionados.

CAPITULO 2.

METODOLOGÍA.

2.1 OBJETIVO

El objetivo principal de este capítulo es el de describir el sitio de pruebas, tipos de materiales empleados, cantidad de pruebas ejecutadas, instrumentos y equipo, así como el procedimiento empleado durante el ensayo de las pruebas experimentales.

2.2 INTRODUCCIÓN

El estudio de ruptura de presas o diques es escaso y en muchas ocasiones se aplican modelos simplificados de la forma en que se presenta la ruptura de dichas estructuras, y se asocian a un hidrograma simple estimado en forma empírica. En este trabajo se presentan los resultados de la caracterización de ruptura de diques de un material, para lo cual se realizó una instrumentación para cuantificar los hidrogramas de salida y se registra el comportamiento geométrico dinámico de la falla. Se han obtenido resultados favorables y representativos para un rango de volúmenes de almacenamiento en relación con la altura de su cortina. Además, se propone una metodología para extrapolar el comportamiento tipo de las principales variables geométricas de la forma de la falla para poder calcular hidrogramas en casos similares con la ecuación generalizada del vertedor rectangular. Se aplicó la metodología a dos casos de aplicación y se han obtenido resultados aceptables.

Por la característica dinámica de este tipo de ensayos, las mediciones han de ser instantáneas y realizadas en cortos intervalos de tiempo, dado que la geometría puede variar de manera relativamente rápida, y que no se puede prever el instante exacto de la variación de la geometría. El método de trabajo no debe interferir en el proceso, para que los resultados sean lo más parecidos a la realidad que se trata de emular, dado que si fuese necesario ir parando el proceso para realizar las mediciones, el proyecto perdería naturalidad, y los datos obtenidos carecerían de fiabilidad.

Para determinar las variaciones de las características del proceso dinámico, se emplearon videocámaras y así se logró capturar la información de la escena de manera instantánea, pudiendo repetir el proceso en intervalos muy cortos de tiempo, sin interferir en el ensayo.

Por todo ello y considerando la información antes citada, los estudios aquí realizados pretenden además de obtener el hidrograma de salida generado durante el proceso de ruptura, contribuir con la experiencia e información obtenida,

enriqueciendo de esta forma a la literatura con que se cuenta hoy en día relacionada con el tema.

La descripción completa de las instalaciones y procedimientos de ensayos es también un punto importante que no debe descuidarse.

2.3 MODELOS FÍSICOS

En las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica del Posgrado en Ingeniería de la UNAM, se desarrolló un modelo físico experimental en donde se implementó una cortina o dique de 10 cm de alto y tres volúmenes contenidos en un canal de 61 cm de ancho y con tres longitudes diferentes: 75 cm, 150 cm y 225 cm, los volúmenes de almacenamiento de los casos dos y tres tienen una relación de 2 y 3 veces, respectivamente con el primero de ellos. El equipo consta de un sistema de recirculación de agua y de trampa de sólidos, así como de vertedores rectangulares de descarga libre al inicio y al final del canal, adaptados para el experimento, así como de una instrumentación de precisión de niveles de agua en varios sitios del dispositivo físico. Se instalaron en forma sincronizada cámaras de video en la parte superior de la cortina y en la parte frontal para capturar en forma de video la secuencia en tiempo real la ruptura de la cortina o dique. Aguas abajo del canal se aforó el gasto en la sección de control donde se presenta el tirante crítico para obtener el gasto en tiempo real a partir de los datos del limnómetro desarrollado para este fin.

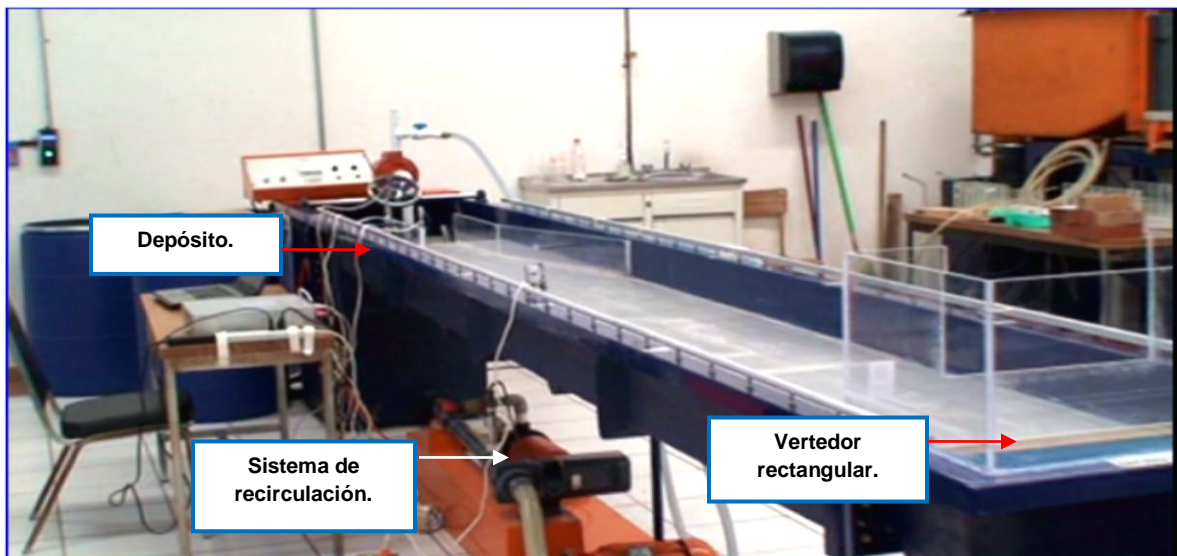


Figura 2.1.- Imagen del dispositivo físico del Posgrado de Ingeniería.

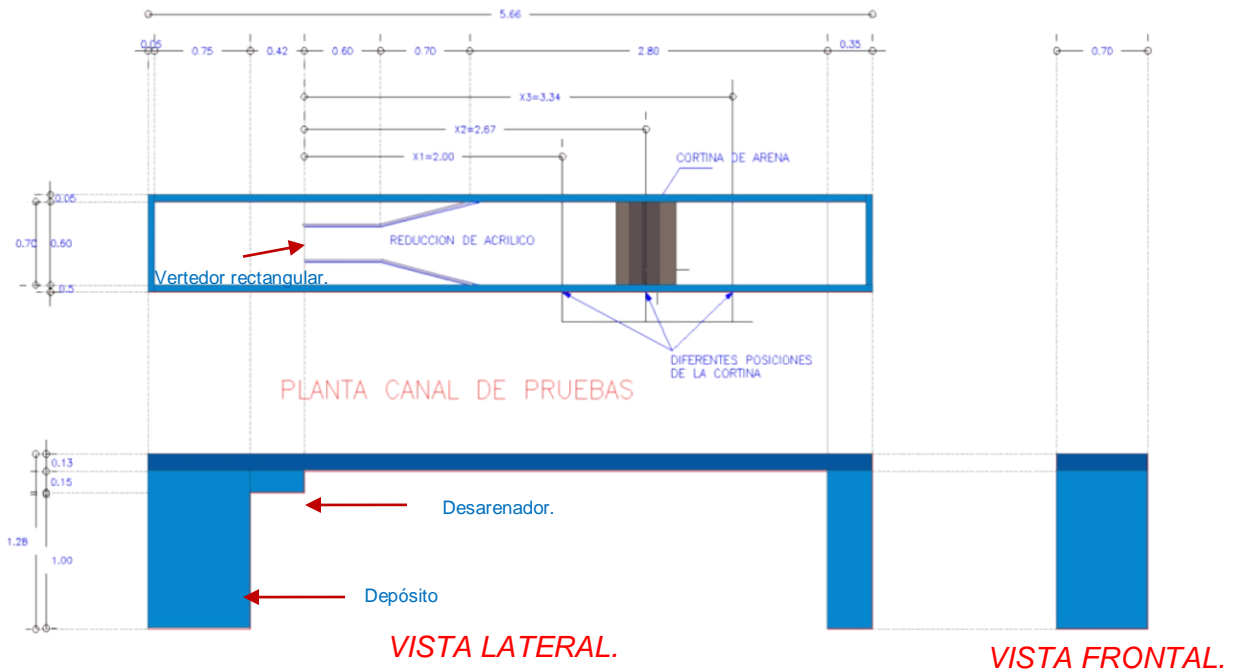


Figura 2.2 Planta arquitectónica, vista lateral y frontal del canal de pruebas.

Por otro lado, en las instalaciones de modelos hidráulicos del Instituto de Ingeniería de la UNAM se implementó un dispositivo con el mismo principio del caso anterior, con la misma altura de cortina, 10 cm, pero con dimensiones del vaso de almacenamiento de 172 cm de ancho por 800 cm de largo, que dan un volumen 30 veces mayor al de la prueba 1 (P1). Este dispositivo también fue instrumentado de forma similar al caso anteriormente descrito.

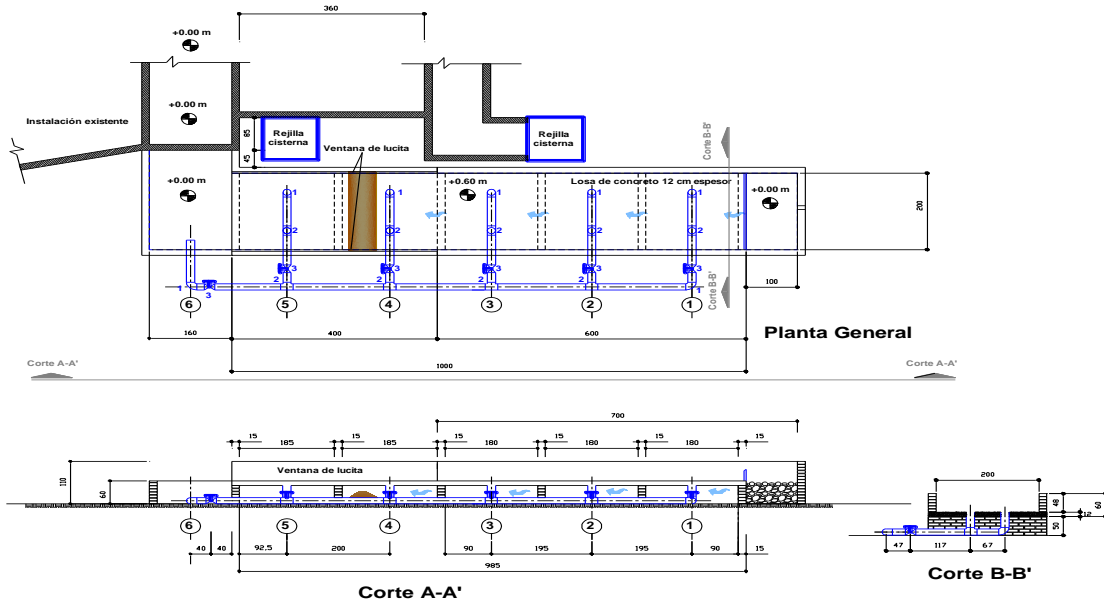


Figura 2.3 Planta arquitectónica y cortes transversal y longitudinal del canal (Inst. Ing. UNAM.)

2.4 METODOLOGIA.

Se generó una matriz de pruebas en donde la variable fue el volumen de almacenamiento. En total se realizó el experimento de caracterización en cuatro casos diferentes, con tres repeticiones cada uno y se generó una tabla de variables medidas en tiempo real y sincronizado. Los datos de niveles se obtuvieron a partir de los limnímetros ubicados estratégicamente en el experimento, mientras que las acotaciones de las variables geométricas en planta se determinaron con videos también sincronizados con los limnímetros.

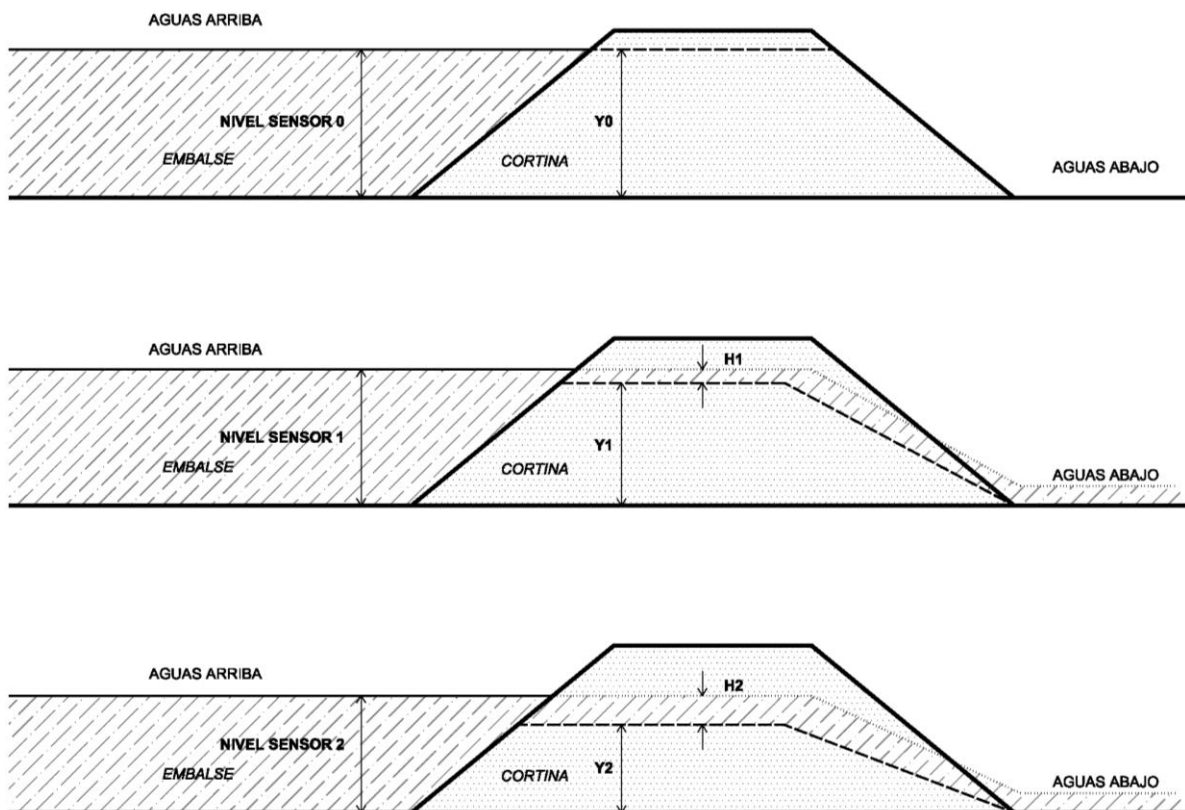


Figura 2.4 Vista de las variables geométricas en corte que se miden en tiempo real en cada prueba

En la Figura 2.4 se indica un esquema de una cortina tipo en la cual aguas arriba se ubica el embalse, que en el instante 0 le corresponde una altura Y_0 en la imagen superior. En la segunda imagen se muestra un instante 1, en el cual se observa que se presenta una carga H_1 sobre una brecha con altura Y_1 , la suma

de $H1+Y1$ es prácticamente igual al valor del nivel en el instante 1. En la tercera imagen el nivel del sensor aguas abajo sigue descendiendo hasta el nivel 2, la carga sobre la brecha aumenta a $H2$ y la altura de la brecha baja a $Y2$. Este proceso no es lineal y por ello se registraron dichas variaciones cuidadosamente para conocer el proceso dinámico de variación geométrica de estos elementos.

En planta, la brecha tomó forma de segmento de arco de una circunferencia, creciendo en forma proporcional, aunque el origen de la circunferencia se desplazó del eje de la cortina un valor registrado do . En la Figura 2.5 se muestran los datos registrados en tiempo real para cada prueba.

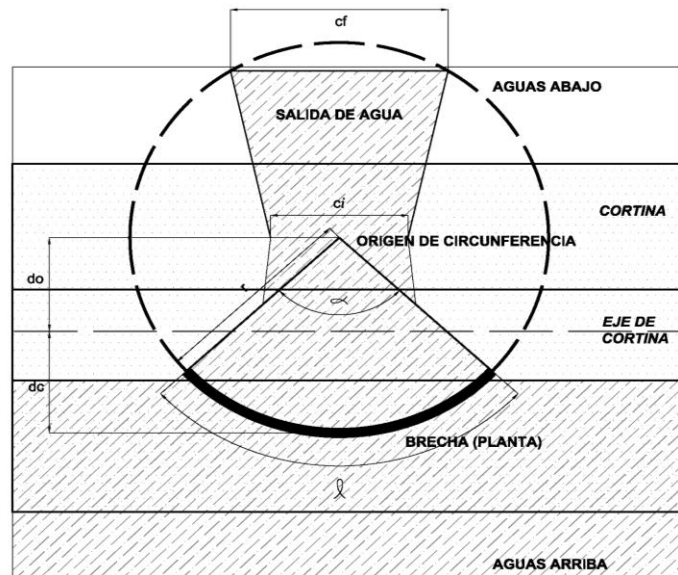


Figura 2.5 Vista en planta de las variables geométricas que se miden en tiempo real en cada prueba

Del mismo modo, se instrumentó la sección de control en la parte aguas abajo del dispositivo físico, en donde se presentó un vertedor rectangular de descarga libre, con lo que a partir de los niveles registrados en tiempo real se pudieron determinar los gastos para construir los hidrogramas para cada prueba, a los cuales se les denomina hidrogramas medidos.

El material que se utilizó en los ensayos es arena de tipo volcánico de color oscuro cuyas propiedades se muestran en la tabla 2.1 y se obtuvieron mediante una prueba granulométrica realizada en el laboratorio de Geotecnia perteneciente a la Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

Tabla 2.1 Propiedades del material utilizado en las pruebas

Tipo de material.	Densidades. g/cm ³ .		Pesos Específicos. gs ² /cm ⁴ .		Permeabilidad. cm/s.
	SECO	SATURADO	SECO	SATURADO	
Arena uniforme bien graduada, color oscura y con ceniza volcánica, cuyo tamaño máximo de los granos se localizan en la malla No. 60, sus finos son despreciables.	1.50	1.97	0.0015	0.0029	0.0464

**Figura 2.6** Imagen que muestra el material empleado en las pruebas

En la siguiente Figura se muestran algunos ejemplos de la medición de variables geométricas en planta determinados, se aprecia que el arco de la brecha crece y el origen se desplaza hacia el exterior del eje de la cortina, realizándose el mismo procedimiento para todas las pruebas.

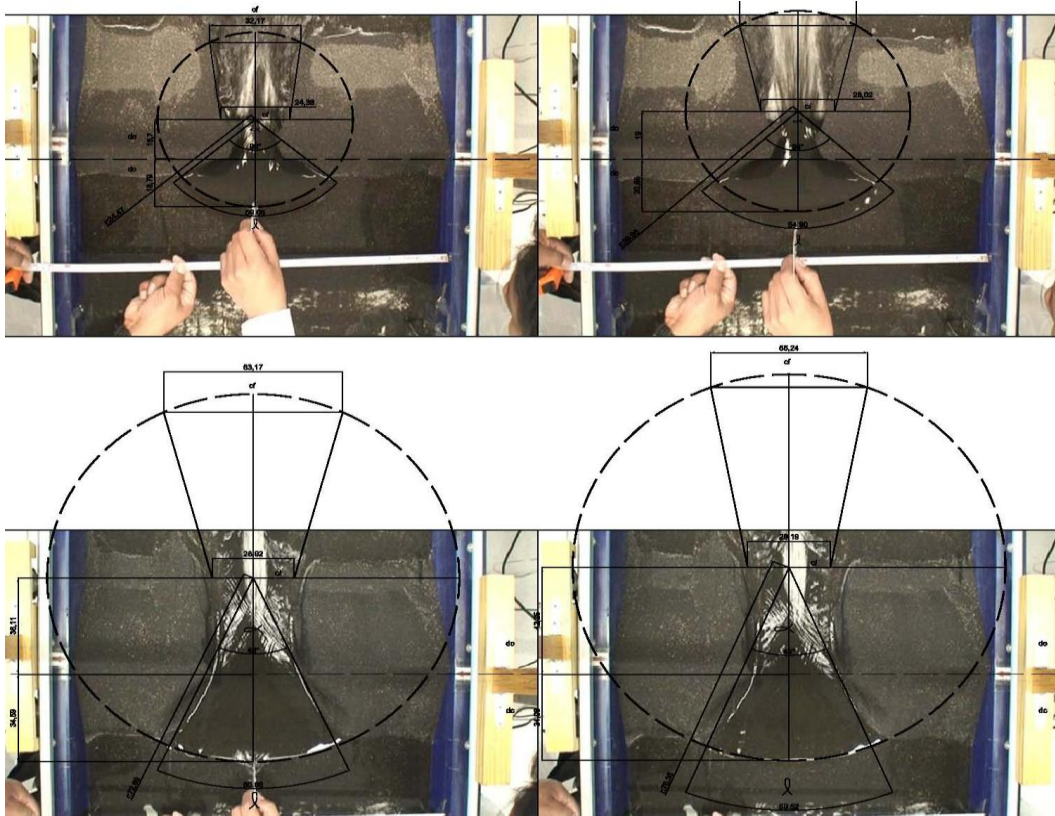


Figura 2.7 Vista en planta de la medición de las variables geométricas de las pruebas realizadas

Al mismo tiempo se fueron registrando los niveles en forma sincronizada con las variables presentadas en las figuras anteriores. En la Figura 2.8 se muestra un resultado tipo de la sección final de la brecha, a la cual se le denomina en este trabajo de tesis como brecha “abocinada”, por su forma de bocina.

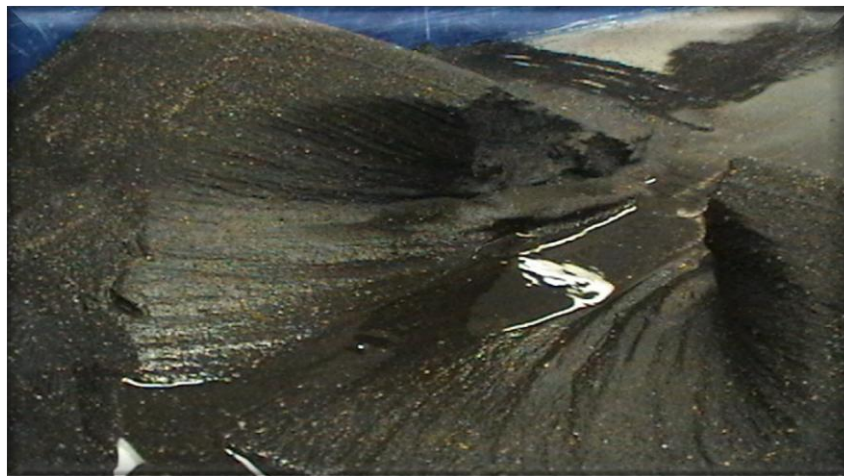


Figura 2.8 Vista de un resultado final de la prueba, se presenta una brecha “abocinada”

Esta brecha es el resultado de una variación durante el proceso, el cual es descrito como sigue: la altura del nivel del agua, comienza a disminuir y sobre ella crece el valor de la carga, H , hasta un punto máximo. También la longitud de la brecha, L en forma de arco de circunferencia crece con el tiempo hasta llegar a un punto máximo, que no coincide con el valor de H máxima. Esta longitud L crece hasta un valor máximo y posteriormente continúa el vertido de agua por la brecha con una carga menor cada vez pero continúa el proceso erosivo, por lo que la sección “mojada” de la brecha disminuye hasta llegar a un valor en el cuál también la carga H ya no es suficiente para seguir erosionando a la brecha, por ello se forma desde la longitud mayor de L , una forma de bocina que decrece hacia el centro del arco de la cresta vertedora. En el siguiente capítulo se presentan las gráficas con los resultados medidos y se relacionan con los hidrogramas calculados utilizando dichas variables, la ecuación generalizada del vertedor rectangular.

En la siguiente figura se muestra la comparación entre la planta tipo obtenida y el vertedor abanico tipo y se observa una diferencia entre ellos.

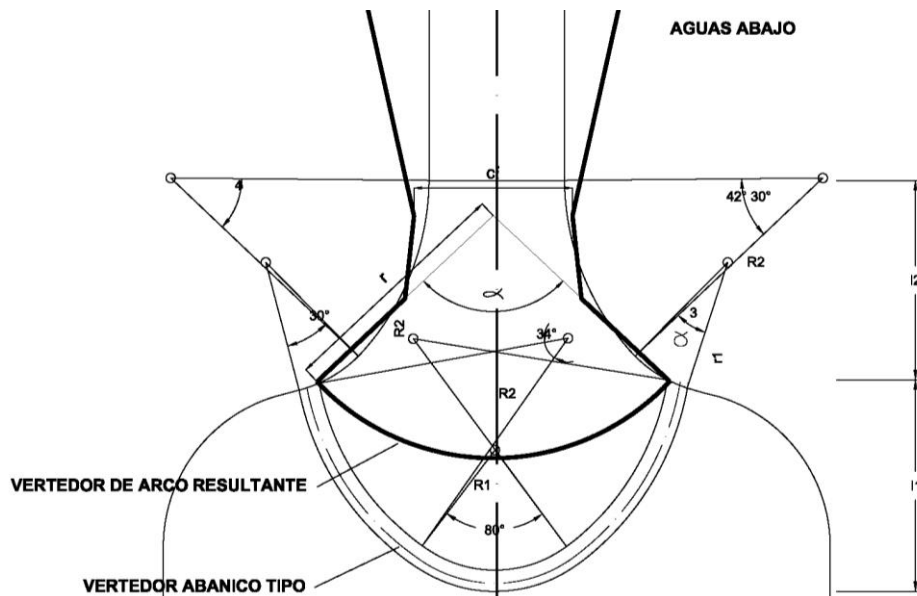


Figura 2.9 Comparación en planta entre el vertedor tipo y el medido

Como se mencionó al principio del capítulo se efectuaron un total de cuatro pruebas, con la misma altura de la cortina y el mismo material (arena volcánica)

variando únicamente el volumen contenido en el vaso, cada prueba se repitió tres veces promediando sus resultados.

Las siguientes imágenes muestran en planta y de frente la cortina durante el proceso de destrucción de la misma.

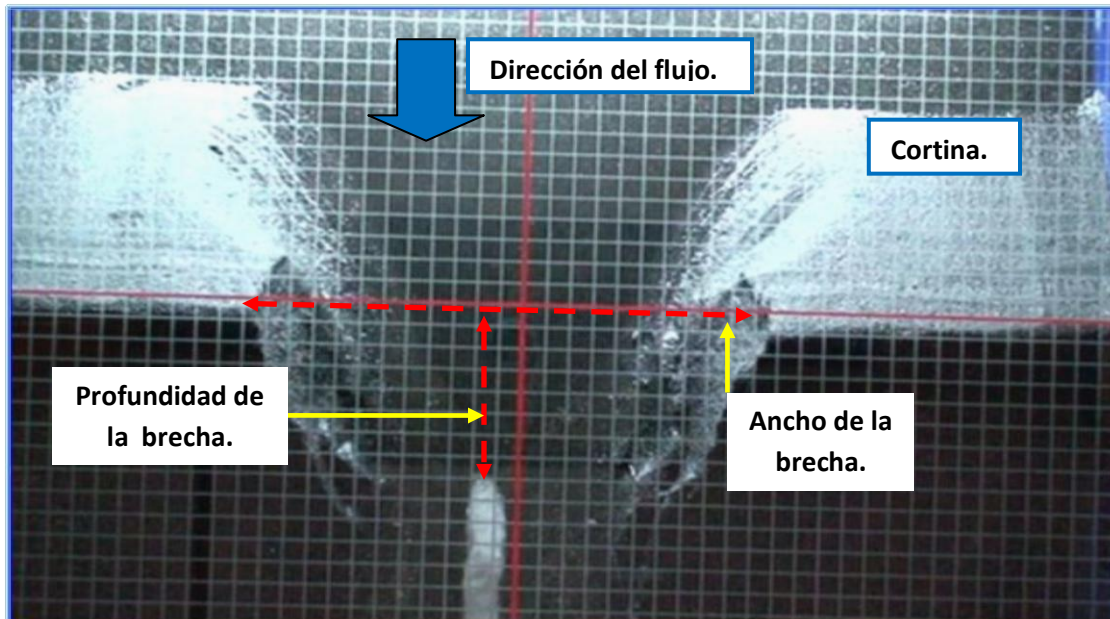


Figura 2.10 Imagen que muestra el ancho y profundidad de la brecha (vista en planta)

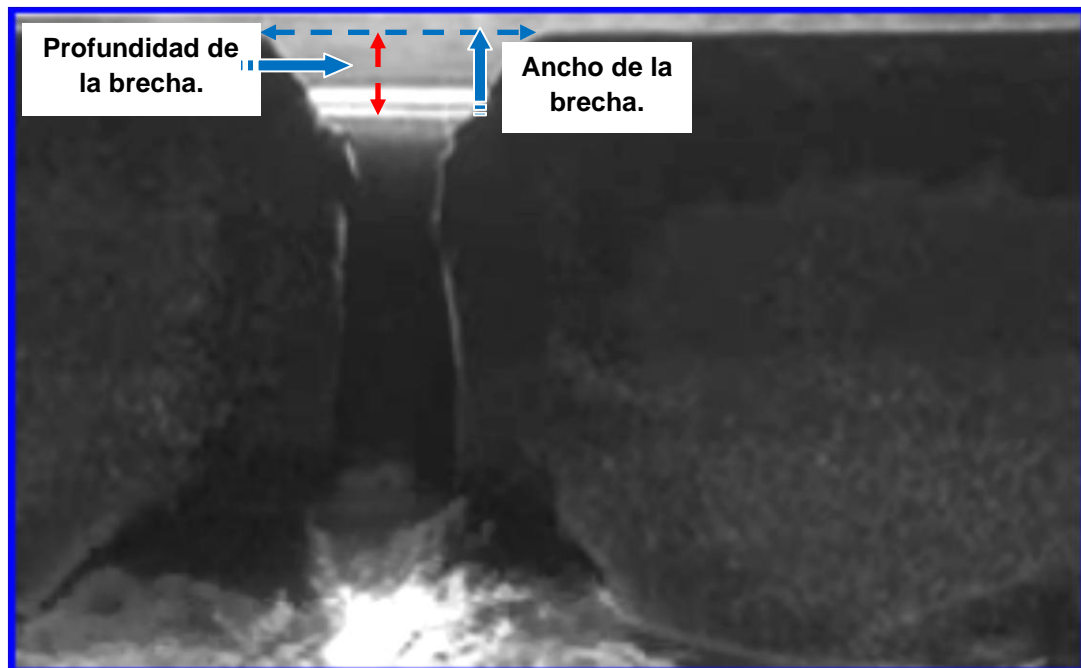


Figura 2.11 Imagen que muestra el ancho y profundidad de la brecha (vista de frente)

En todas las pruebas que se efectuaron se obtuvo información relacionada con la carga sobre el vertedor formado en la base de la brecha y la longitud del arco, como lo muestran las siguientes imágenes.



Figura 2.12 Medición de la carga real sobre la cresta vertedora (canal Posgrado de Ingeniería)

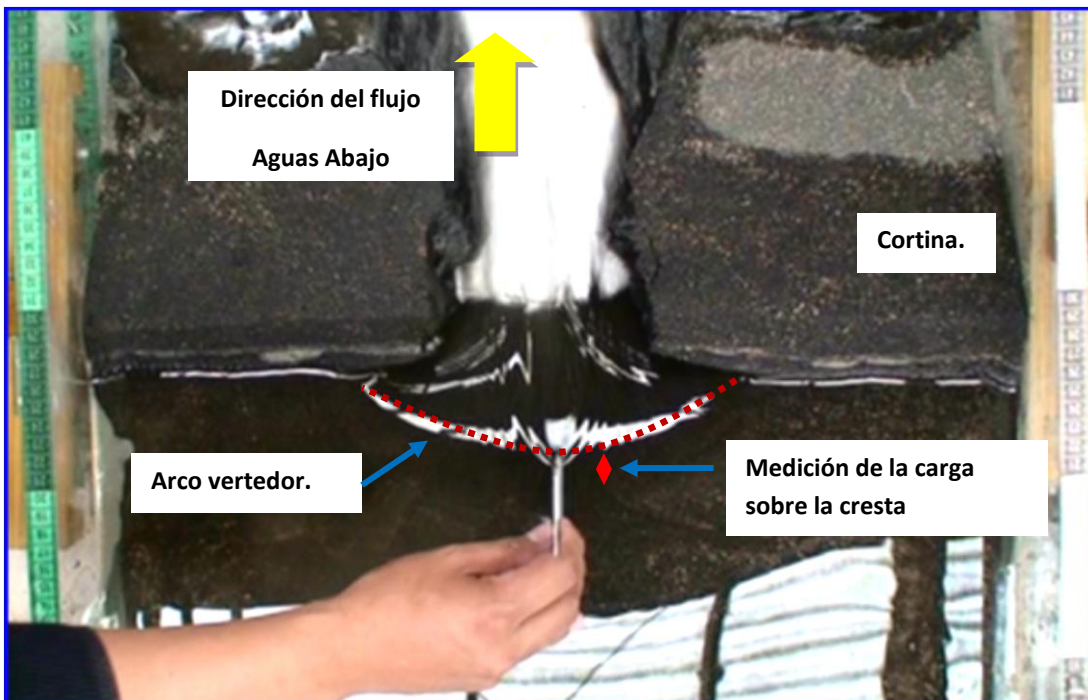


Figura 2.13 Medición de la carga real sobre la cresta vertedora (canal Instituto de Ingeniería)

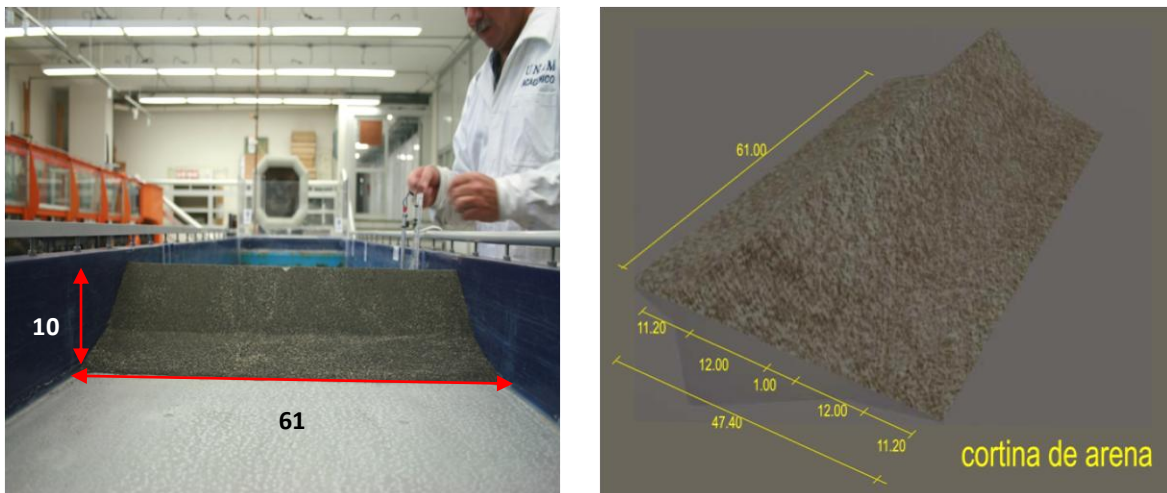
En todas las pruebas se identificaron (midieron) las variables de tipo geométricas y las hidráulicas, las cuales sirvieron de base para relacionar la información obtenida referente a los hidrogramas generados durante la ruptura de la cortina, dique o bordo.

La tabla siguiente muestra la cantidad de pruebas realizadas, el material empleado y la información obtenida en cada una de ellas.

Tabla 2.2 Resumen de las pruebas realizadas

MATERIAL.	PRUEBA.	No. ENSAYO.			POSICIÓN CORTINA (m).			VOLUMEN (Lts.).				INFORMACION OBTENIDA.
		1	2	3	2	2.67	3.34	137	92	46	1,373	
ARENA VOLCANICA (AV) LAB. POSGRADO	1			X	X			X				VARIABLES GEOMETRICAS. VARIABLES HIDRAULICAS.
	2			X		X			X			
	3			X			X			X		
ARENA VOLCANICA (AV), LAB. INST. ING.	4			X	X						X	

Las dimensiones de la cortina que se utilizó durante las pruebas se muestran en la siguiente Figura.



Acotaciones en cm.

Figura 2.14 Imágenes que muestran las dimensiones de la Cortina, o dique utilizado

Con el propósito de obtener los tirantes sobre la sección de control localizada aguas abajo de la cortina, así como aguas arriba de la misma, se diseñaron limnómetros electrónicos con capacidad de registro a intervalos de tiempo de un segundo, y conociendo el ancho de dicha sección fue posible encontrar los hidrogramas de salida (medidos) originados durante todo el proceso de ruptura. Con estos limnómetros se obtuvo una mayor exactitud en la medición de los tirantes y por ende en los hidrogramas de salida.

Las siguientes imágenes muestran la instrumentación utilizada y que su diseño se logró con apoyo de personal especializado del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), los cuales fueron situados en puntos estratégicos como se mencionó en el párrafo anterior, con los datos obtenidos fue posible aplicar la ecuación generalizada del gasto del vertedor rectangular y así se obtuvo el hidrograma de salida (medido), la cual se muestra a continuación:

$$(Q=C_d(B)(H^{3/2})$$

donde:

H tirante registrado a intervalos de tiempo de 1 segundo.

B base del vertedor (24 cm).

C_d coeficiente de descarga que para estas pruebas se consideró de 2.



Figura 2.15 Imagen que muestra el limnómetro electrónico, colocado aguas abajo de la cortina y sobre la sección de control

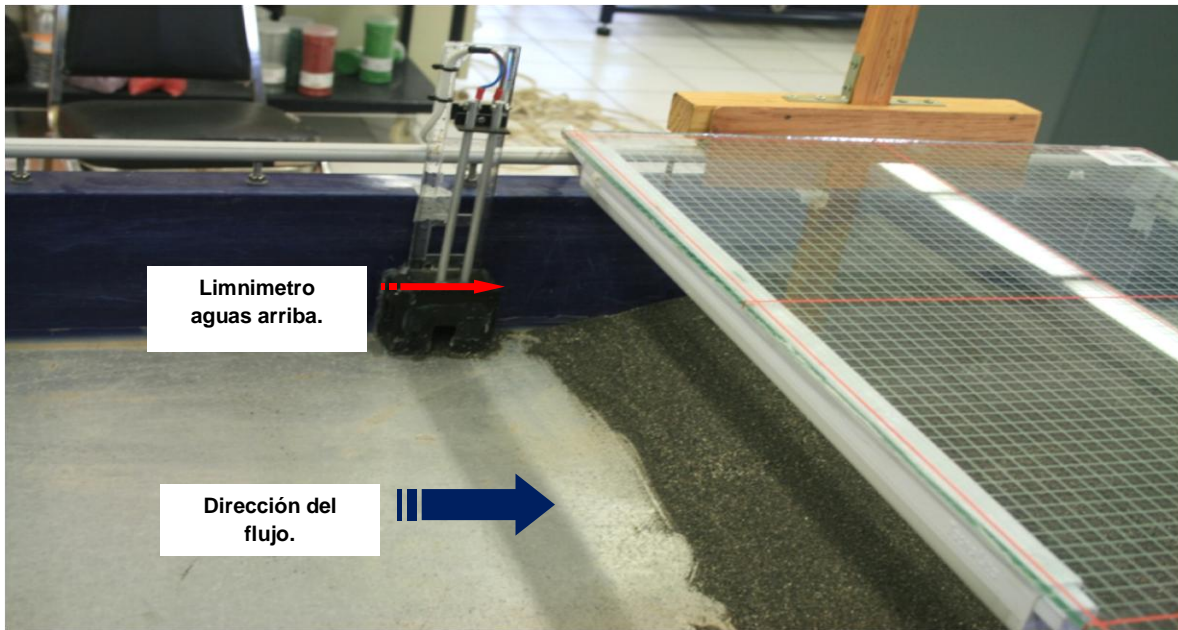


Figura 2.16 Imagen en donde se muestra el limnómetro colocada aguas arriba de la cortina

La señal registrada por los limnómetros se transmitió directamente a una consola la cual los convirtió en una señal numérica y a su vez fueron transmitidos a una computadora en forma gráfica y en forma tabular.

Las siguientes imágenes muestran la consola y la computadora utilizada para tal efecto.

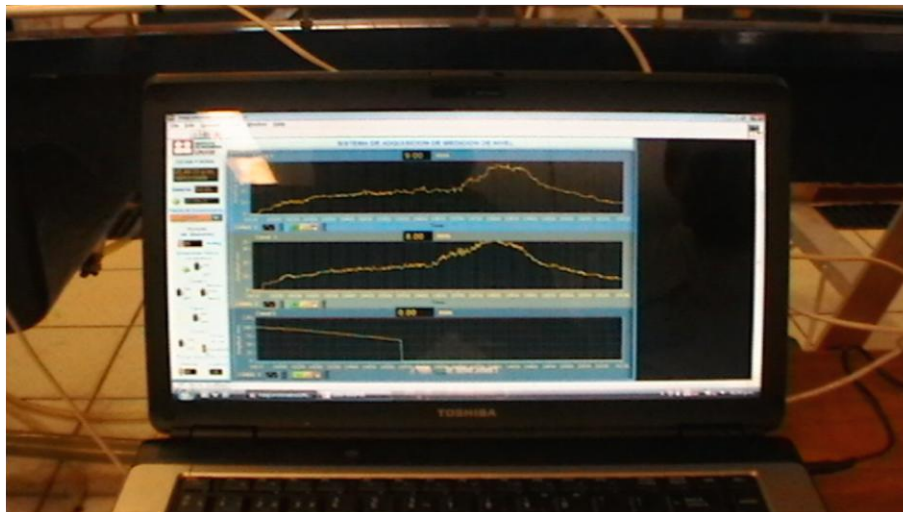


Figura 2.17 Imagen que muestra la computadora en la que se enviaron los datos obtenidos por los limnómetros y procesados en la consola



Figura 2.18 Imagen en que muestra la consola utilizada para procesar la información obtenida, por lo limnímetros electrónicos

Para facilitar la lectura en los limnímetros electrónicos sobre la sección de control se consideró necesario reducir la sección del canal de pruebas, como se muestra en las siguiente figura.

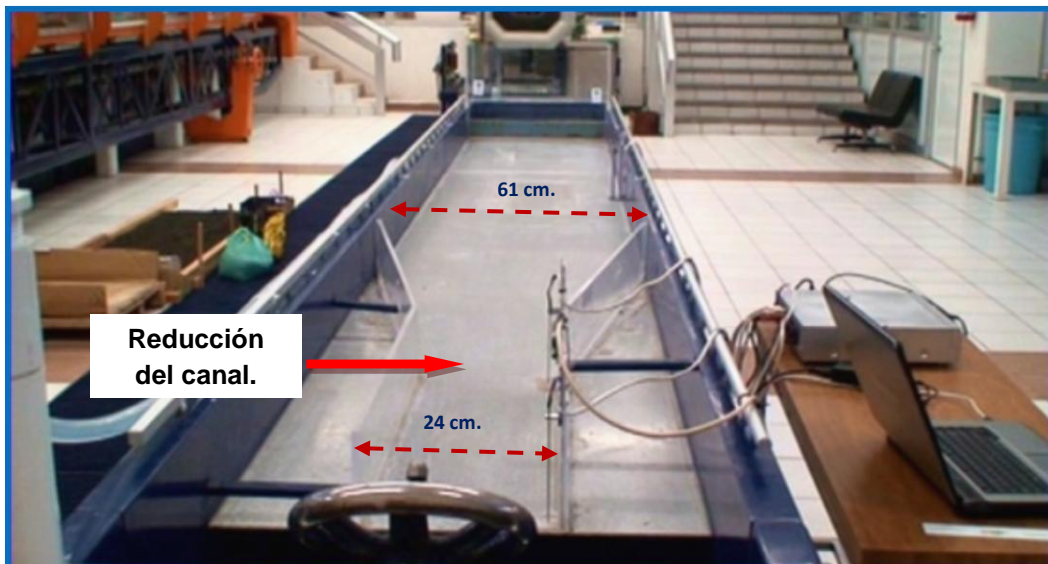


Figura 2.19 Imagen en donde se muestra la reducción del canal de pruebas

Se utilizaron videocámaras de alta resolución para registrar el proceso de ruptura de la presa y así estar en condiciones de poder capturar en forma de video la secuencia en tiempo real de dicho proceso; dichas cámaras se instalaron tanto en la parte superior de la cortina como en la parte frontal de la misma; con esta información fue posible determinar las variables geométricas (longitud del arco formado sobre la base de la brecha y el ancho de la misma) durante todo el proceso de ruptura de la cortina, una de las cuales colocada sobre la cortina y la otra en la parte frontal de la misma, las cuales fueron asociadas con los diferentes hidrogramas obtenidos.

En las Figuras siguientes se muestran las imágenes en donde se observan las videocámaras que se utilizaron en todas las pruebas que se efectuaron.

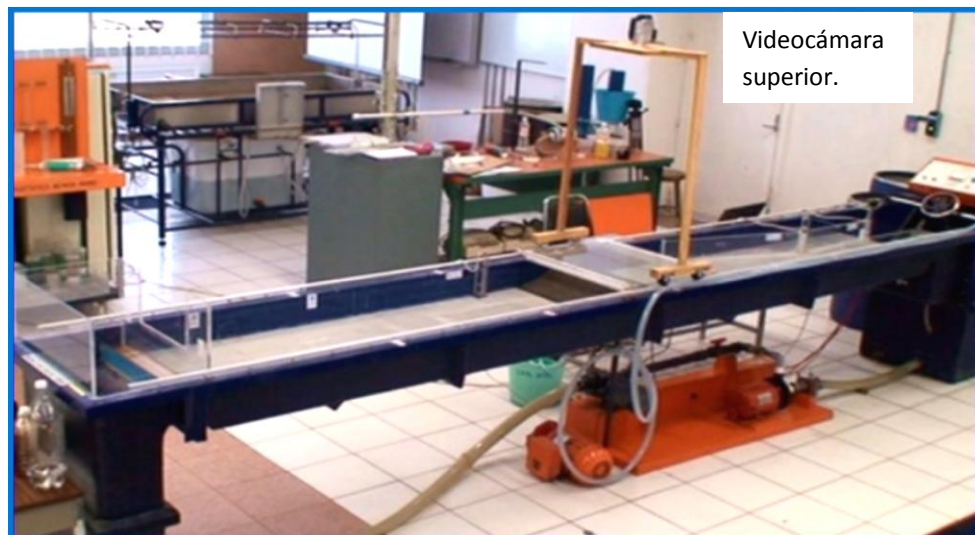
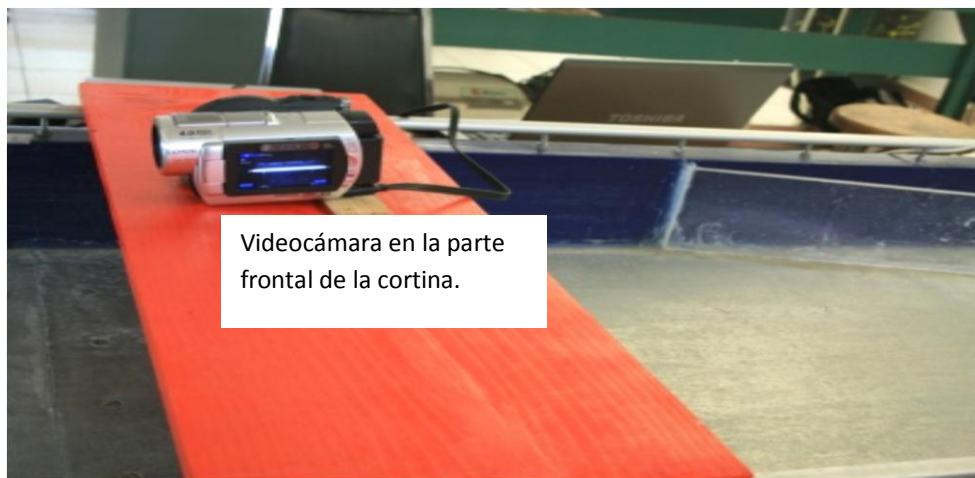


Figura 2.20 Imágenes en donde se muestran las cámaras utilizadas para gravar todo el proceso de ruptura en tiempo real

Se fabricó una cuadrícula a base de cristal transparente, graduada en ambas direcciones a intervalos de un centímetro, con el propósito de usarla como referencia para la medición del ancho de la brecha sobre la corona de la cortina, lo cual fue posible gracias a las imágenes obtenidos en tiempo real con la videocámara colocada sobre la cortina.

En la figura siguiente se muestra la imagen en donde se observa esta cuadrícula.

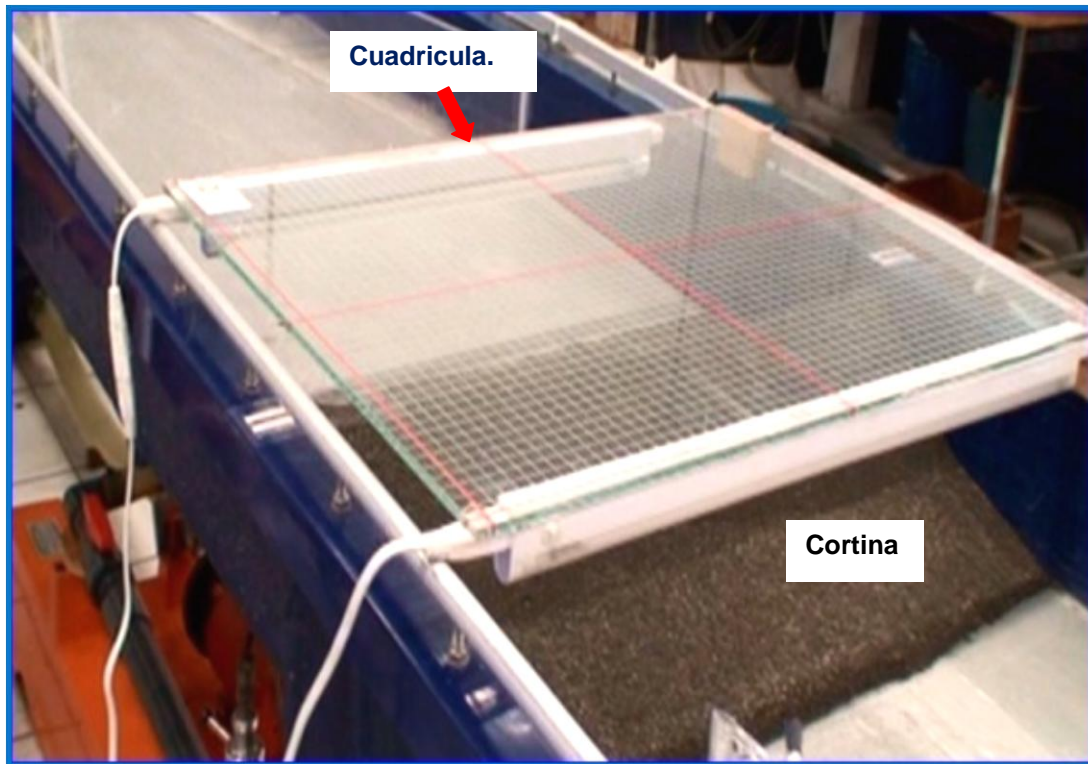


Figura 2.21 Imagen en donde se observa la cuadrícula fabricada a base de cristal, y que se utilizó como referencia para medir el ancho de la brecha

En todas las pruebas se consideraron los mismos criterios de medición y las mismas consideraciones, esto con la finalidad de que ninguna de ellas se viera afectada por tomar criterios diferentes durante el proceso de medición, se procedió en todas y cada una de ellas de una forma muy cuidadosa, siendo necesario contar con una lista con todos los puntos importantes a considerar, antes durante y después de las pruebas.

En un principio, se realizaron una serie de pruebas preliminares con la finalidad de adquirir mayor experiencia en el proceso de las mismas y considerar todos los detalles importantes para la obtención de mejores resultados una vez iniciadas las pruebas definitivas, y sobre todo para estar seguros de que las consideraciones

tomadas en cuenta se aplicaran por igual a todas las pruebas, de tal forma que los resultados no se vieran afectados por consideraciones mal tomadas.

El proceso de ruptura de la cortina se presenta en tiempos muy cortos, por lo que durante la preparación del escenario para las pruebas se le dio mucha importancia a esta fase, verificando a detalle que todo estuviera bien, sin embargo a pesar de todo este cuidado hubo pruebas que se desecharon por no tomar en cuenta alguna de las tantas consideraciones que se habían contemplado.

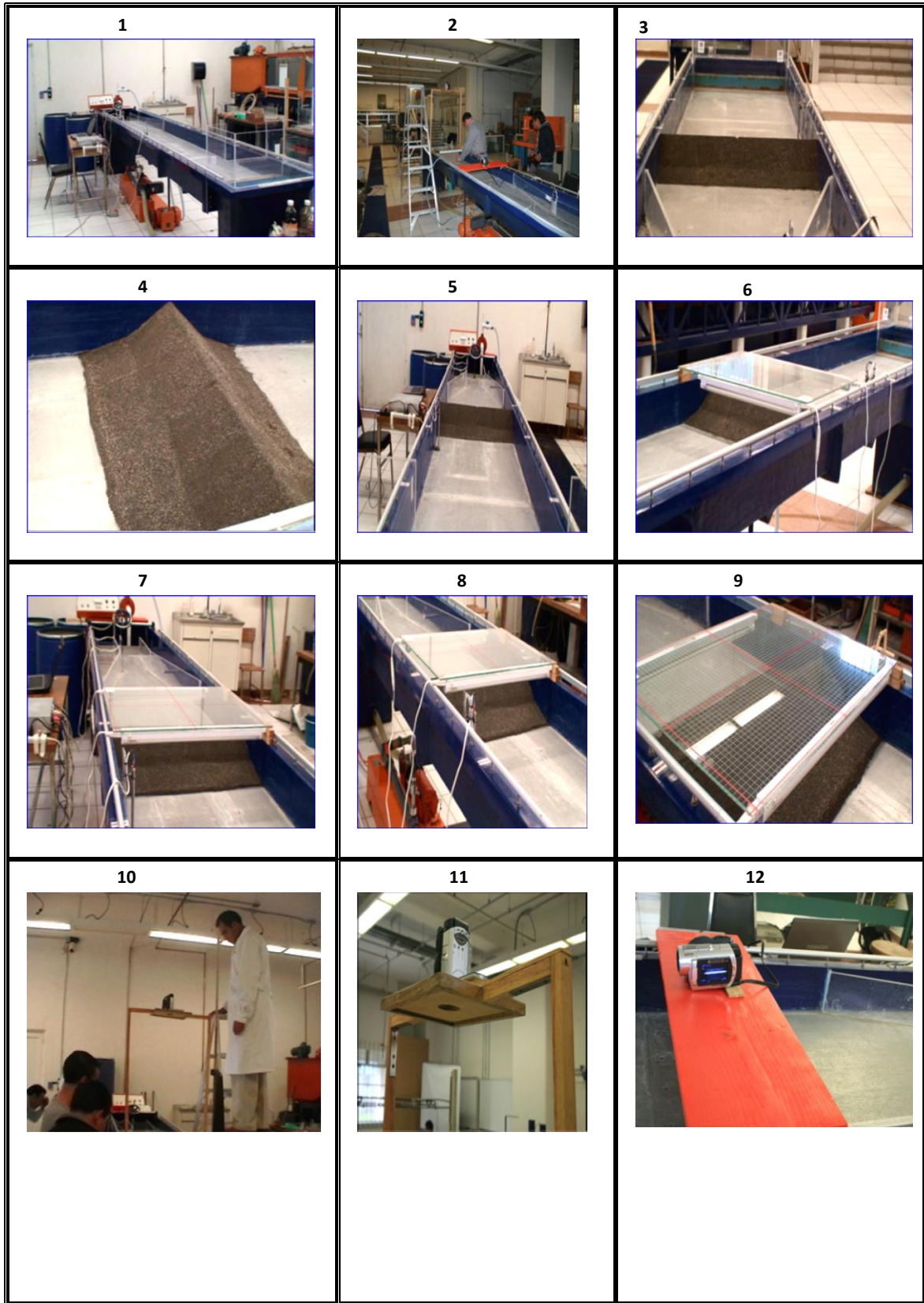
La información que en cada prueba se obtuvo es la relacionada con los tirantes, la cual fue registrada por los limnímetros digitales; la filmación del proceso de ruptura y toma de fotografías para documentar todo el proceso, las imágenes que a continuación se presentan muestran la secuencia que se siguió en cada una de las pruebas efectuadas.

Así mismo es importante mencionar que de cada prueba se elaboró un archivo con toda la información obtenida, para posteriormente ser procesada y obtener los resultados deseados.

En la tabla que a continuación se presenta se describe la secuencia con la que se realizaron todas las pruebas en el laboratorio.

Tabla 2.3 Secuencia aplicada para la preparación de la prueba

No.	Descripción.
1	Se verifica que el canal esté en condiciones, para las pruebas y se revisa que los sensores aguas abajo estén bien colocados y las varillas en su lugar.
2,3,4 y 5	Se procede a construir la cortina en el sitio correspondiente del canal, empleando para ello la plantilla diseñada para tal efecto
6,7,8 y 9	Una vez colocada la cortina el siguiente paso es colocar sobre esta y apoyada en las paredes del canal, la cuadrícula de cristal transparente graduada en centímetros, cuyo propósito es tomarla como referencia para la medición del ancho de brecha, durante todo el proceso de la ruptura.
10,11 y12	Se coloca el dispositivo a base de madera en donde se apoya la cámara colocada en la parte superior de la cortina, y se colocan las cámaras que grabaran todo el proceso de ruptura.
13,14,15,16 17,18,19 y 20	Se procede a la ejecución de la prueba, mediante el llenado del canal, se observa su proceso de llenado y el proceso de destrucción de la cortina vista desde la parte superior de la misma, así mismo se observa como aumenta la brecha a medida que avanza el proceso de ruptura, hasta su destrucción total.
21,22 y 23	Cámara colocada aguas abajo de la cortina que registra todo el proceso de ruptura de la misma, vista desde la parte frontal.
24	Procesamiento y organización de la información obtenida en la prueba.



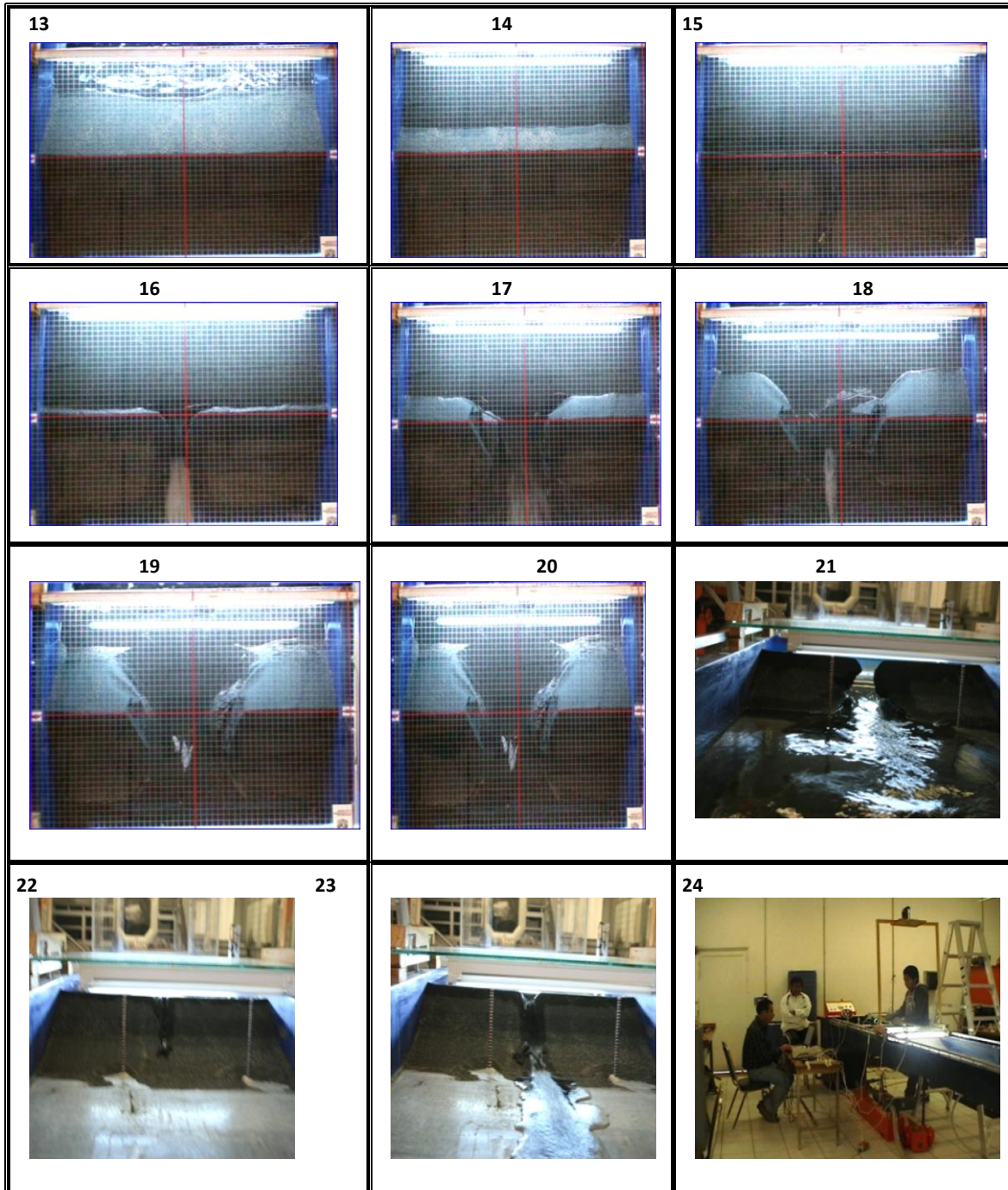


Figura 2.22 Imágenes que muestran la secuencia que se siguió en cada una de las pruebas. (preparación, ejecución y captura de la información)

La secuencia que se muestra en las imágenes anteriores representa el proceso de desarrollo de una prueba donde se observa su preparación, la ejecución de la misma y la captura de la información obtenida durante la destrucción, el mismo ciclo se repitió para todas las pruebas.

CAPITULO 3.

RESULTADOS

3.1 OBJETIVO

Caracterizar por medio de tecnologías de instrumentación modernas, el comportamiento dinámico de una brecha que se abre en una cortina tipo, para la ruptura de un dique, se registraran las variables geométricas e hidráulicas en tiempo real para determinar el hidrograma de salida mediante una metodología tomando como base los volúmenes de almacenamiento en el embalse de una presa.

3.2 INTRODUCCIÓN.

En México existen alrededor de 4 000 presas, de las cuales 667 están clasificadas como grandes presas, de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés). Tan solo las 52 mayores presas de México almacenan 1 034 665 Hm³. Sus usos son: generación eléctrica, irrigación, uso público y control de avenidas. Estas presas se ubican, por lo general aguas arriba de zonas urbanas, industriales y terrenos con vocación agrícola. La ruptura de estas presas trae entonces como consecuencia el desalojo rápido de volúmenes de agua que se denominan avenidas de falla. Esta avenida suele desbordar el río y formar inundaciones que provocan la pérdida de vidas humanas y graves daños materiales.

La determinación de las zonas anegadas, sus profundidades, así como las velocidades de las corrientes en los cauces de los ríos y barrancas a donde llega el agua, contribuyen a estimar los efectos sobre la infraestructura existente, áreas productivas y población y establecer medidas de mitigación de daños. Un aspecto fundamental en el estudio de los flujos de agua, se refiere a la salida del volumen de agua contenido por la cortina para lo cual se requiere determinar los gastos de egreso una vez que ésta comienza a fallar.

En este trabajo se presenta una caracterización experimental de la ruptura de presas de arena, variando los volúmenes de almacenamiento e identificando el comportamiento dinámico de sus variables geométricas e hidráulicas, con la finalidad de asociar el hidrograma de salida de cada prueba con las relaciones existentes entre estas variables.

El estudio de ruptura de cortinas o diques tiene como finalidad determinar las características del hidrograma generado por la abertura rápida sobre dicha estructura. La forma del hidrograma depende tanto de las características de la cortina como del embalse, es decir, que la relación entre la altura y la base de la cortina condicionan la forma del hidrograma, pero también es una variable importante la relación del almacenamiento de agua con relación a la forma de la ruptura. En este trabajo de tesis se han caracterizado diferentes formas de hidrogramas para su uso en el pronóstico de la forma de crecientes generadas por la falla de algunas cortinas similares a las estudiadas en laboratorio.

El estudio del modo en que se presenta la ruptura de presas cuando se produce un vertido sobre su coronación (fenómeno que denominamos sobrevertido) ha sido línea de investigación prioritaria en algunos países.

A medida que se tomen factores como: 1) Aleatoriedad en la ruptura de la presa, 2) Efecto de escala, 3) Tipos de materiales, 4) Distintos taludes aguas abajo de la presa, 5) Distintas configuraciones del elemento impermeable, los resultados estarán más apegados a la realidad.

Durante los ensayos es importante registrar el caudal de entrada y salida del modelo, la carga hidráulica aguas arriba y aguas abajo de la presa, los cambios de presión en la base de la presa y el grado de avance de la ruptura.

Por otro lado es importante registrar el desarrollo de la ruptura mediante sistemas de fotogrametría para la obtención de los planos de ruptura de la presa, llevar un registro de video de cada ensayo, así como fotográfico.

El ensayo sobre ruptura de presas es un proceso dinámico en el que interesa estudiar las variaciones que se producen en la estructura de la presa en determinados intervalos de tiempo para unos caudales determinados. Estas variaciones deben ser medidas con la suficiente precisión para que puedan aportar datos extrapolables a modelos de iguales características pero de mayor escala. Estas mediciones deberán servir para calcular volúmenes de movimiento de material, empujes y deformaciones.

Se desarrolló un dispositivo físico en las Instalaciones de Posgrado de la UNAM, en donde se representó a una cortina que fallaba, a escala, que representa un caso real.

Los resultados que se muestran a continuación son los obtenidos durante las pruebas que se realizaron en el Laboratorio de Hidráulica de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, mismas que se relacionan con la ruptura de presas.

Los hidrogramas de salida generados durante el proceso de ruptura de la presa (cortina) corresponde al que se obtuvo al promediar las tres repeticiones efectuadas para cada prueba realizada desde la posición seleccionada.

En relación con la información obtenida y que se relaciona con la carga real sobre la cresta vertedora (formada en la base de la brecha) y las variables geométricas e hidráulicas, sus relaciones se presentan después de los hidrogramas de salida registrados sobre la sección de control.

Así mismo se hacen otras comparaciones de los datos obtenidos, se construye la gráfica capacidad contra la altura de la cortina, por otro lado se obtiene la grafica L_{\max}/Y_o contra la pendiente, y h_{\max}/Y_o contra la pendiente, esta pendiente (m) involucra el volumen y la altura de la cortina, en donde L_{\max} es el máximo arco formado en la base de la brecha, h_{\max} es la máxima carga obtenida sobre el vertedor formado en la base de la brecha, y Y_o es la altura máxima de la cortina, obteniendo de esta forma su respectiva ecuación.

El análisis e interpretación de cada gráfica se realiza inmediatamente después de la misma, sin embargo al final del capítulo se presenta un análisis general y se dan conclusiones y recomendaciones.

3.3 RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados en forma gráfica de los hidrogramas obtenidos durante el proceso de ruptura de cada una de las pruebas realizadas; presentando el hidrograma promedio de las tres repeticiones.

En total se realizaron cuatro pruebas variando en cada una de ellas el volumen contenido en el vaso, las alturas de la cortina como ya se mencionó en el capítulo anterior fue la misma para las cuatro pruebas siendo de 10 cm, la tabulación de los datos se presenta en los anexos correspondientes.

3.3.1 Primera prueba (45.75 litros)

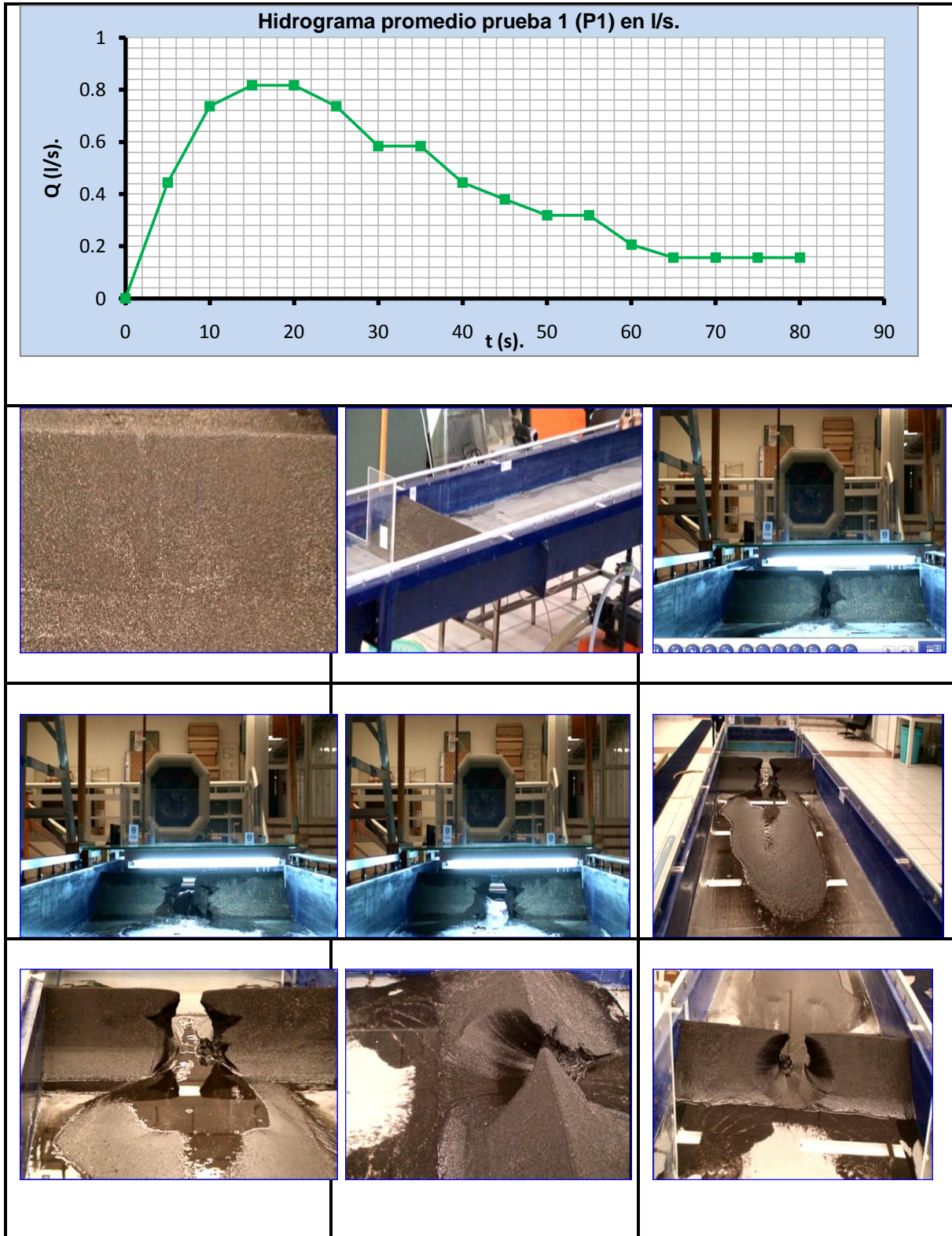


Figura 3.1 Se observan el hidrograma promediado, así como imágenes que muestran la secuencia del proceso de destrucción de la cortina

3.3.2 Segunda prueba (91.5 litros)

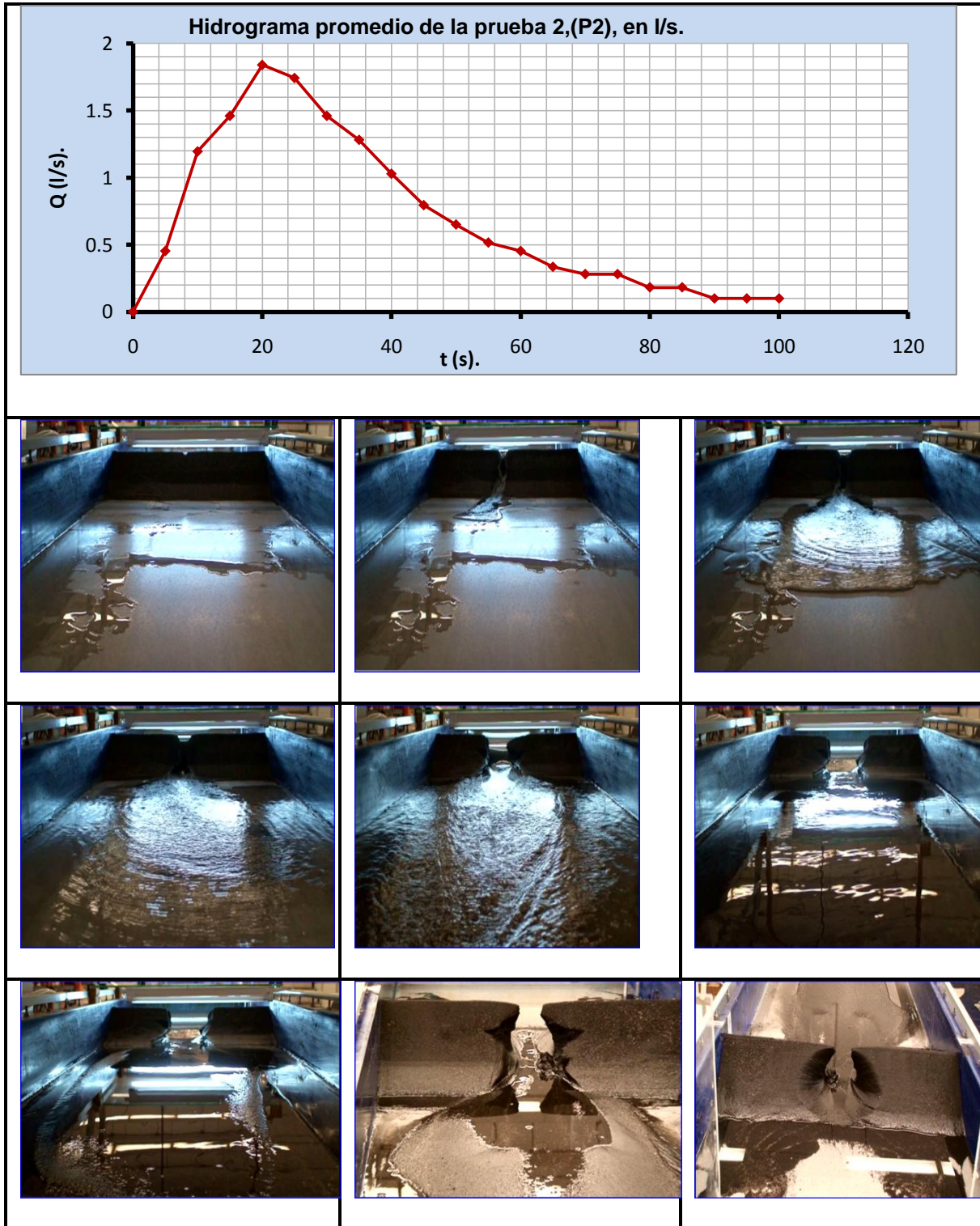


Figura 3.2 Se observan el hidrograma promediado, así como imágenes que muestran la secuencia del proceso de destrucción de la cortina

3.3.3 Tercera prueba (137.25 litros)

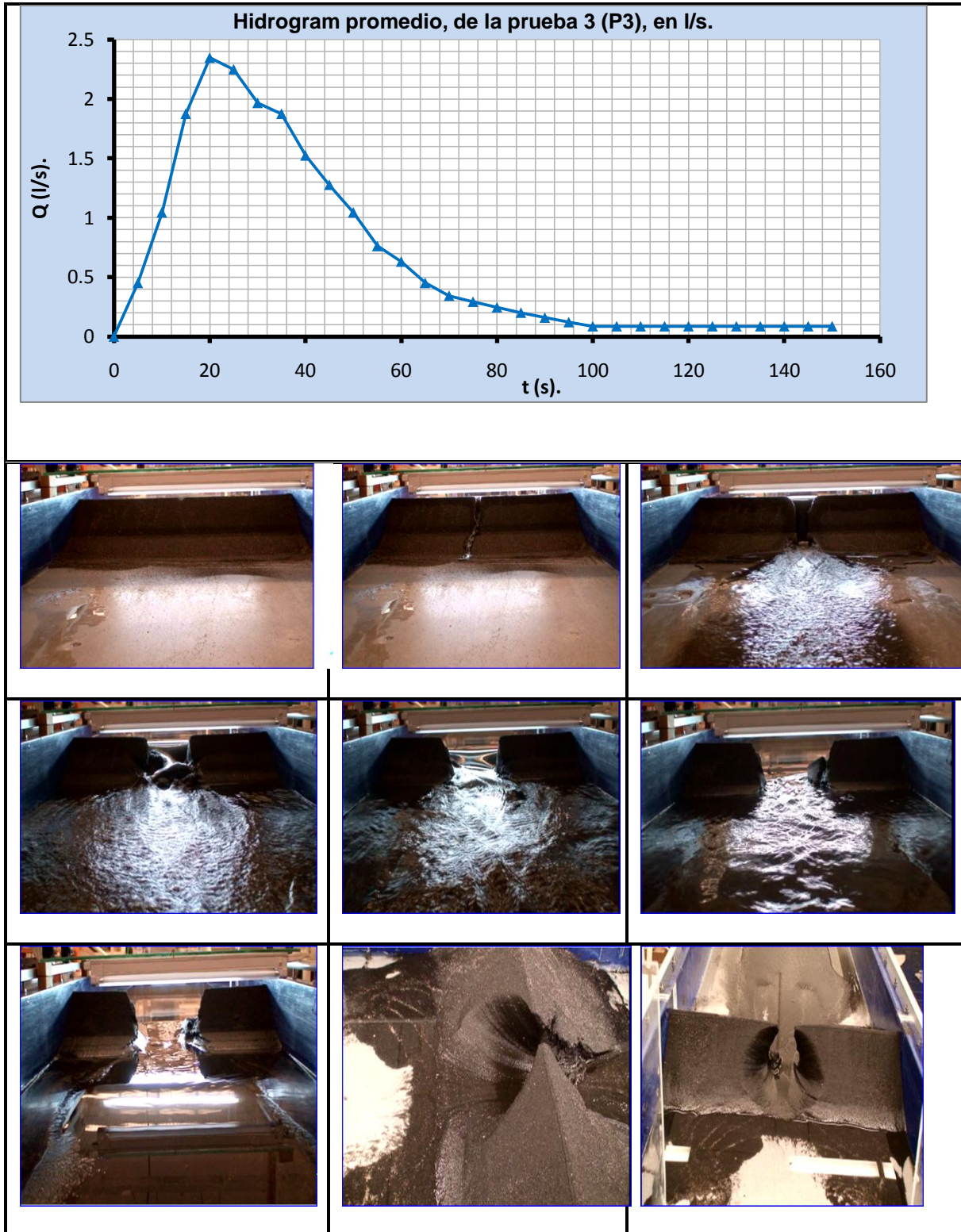


Figura 3.3 Se observa el hidrograma promediado, así como imágenes que muestran la secuencia del proceso de destrucción de la cortina

3.3.4 Cuarta prueba (1,376 litros)

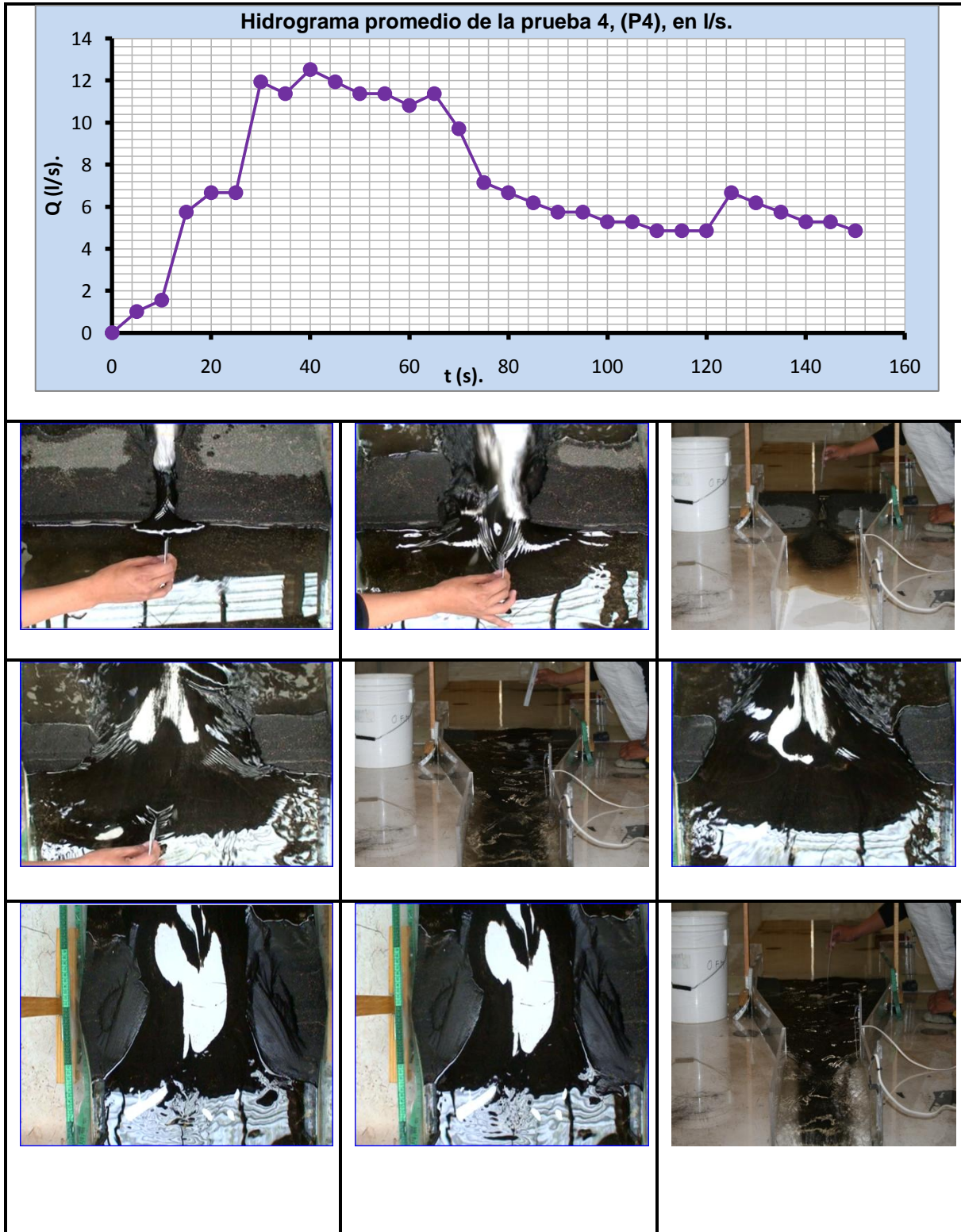


Figura 3.4 Se observa el hidrograma promediado, así como imágenes que muestran la secuencia del proceso de destrucción de la cortina

3.3.5 Comparación de resultados

La gráfica que a continuación se muestra contiene los cuatro hidrogramas promediados de las cuatro pruebas (las tres primeras en el laboratorio de Posgrado de Ingeniería de la UNAM y la cuarta en el laboratorio del Instituto de Ingeniería también de la UNAM).

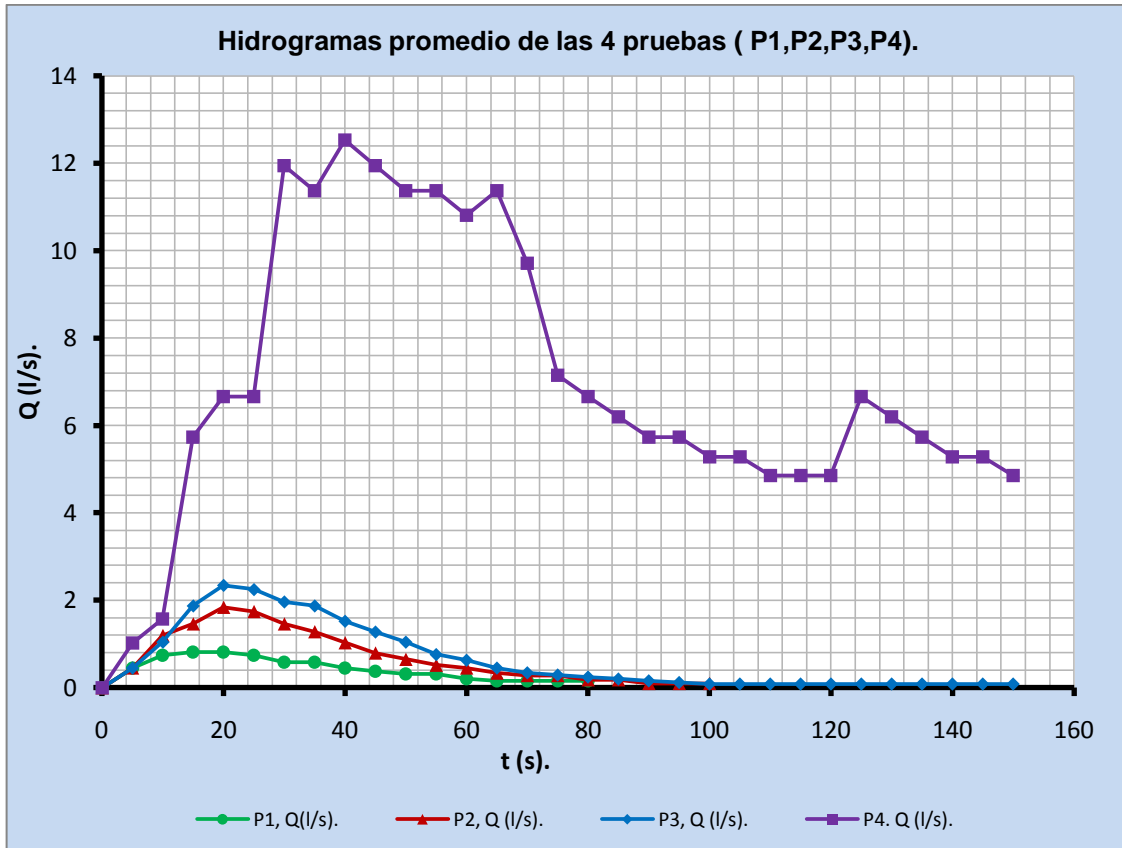


Figura 3.5.- Hidrogramas promedio medidos para cada prueba

En la Figura 3.5 se muestran gráficamente los hidrogramas medidos, resultantes del promedio de las tres repeticiones para cada prueba. El hidrograma de la prueba 1 (P1), corresponde al almacenamiento del volumen menor V_1 , el hidrograma 2 (P2) corresponde a un volumen $2V_1$, el hidrograma 3 (P3) a un volumen $3V_1$ y el hidrograma 4 (P4) a un volumen de $30V_1$. En los tres primeros casos se observa un comportamiento del hidrograma muy simétrico entre ellos, ya que corresponden a un volumen relativamente pequeño, mientras que en el caso de P4 se observa un comportamiento un tanto extendido en el tiempo, ya que tarda en desalojarse el volumen mayor de agua de dicha prueba.

Las gráficas que a continuación se presentan muestran la relación que existe entre el hidrograma de salida, de cada prueba, con las variables geométricas e hidráulicas medidas en las mismas.

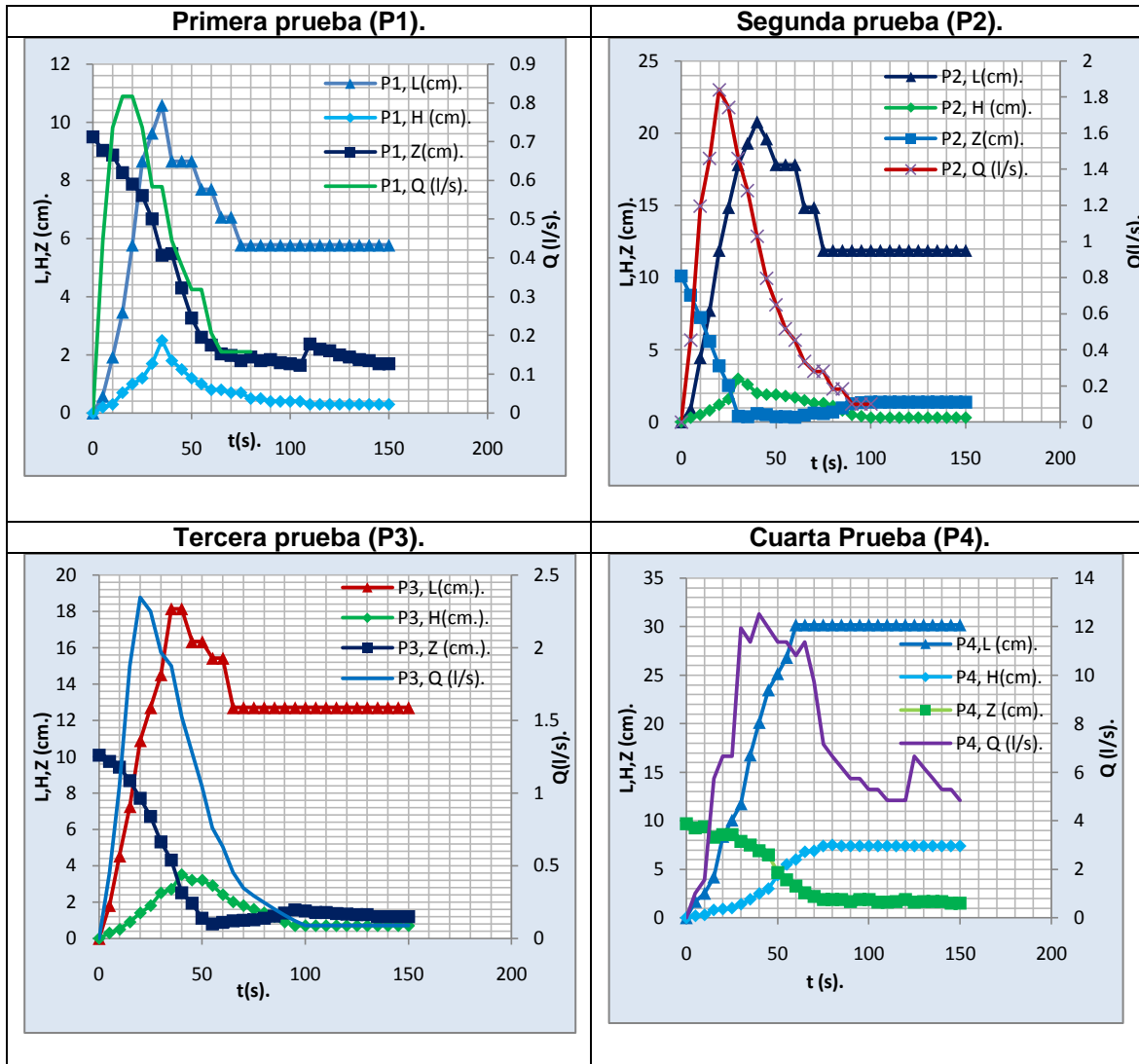


Figura 3.6.- Relación de variables geométricas en tiempo real con el hidrograma en las tres pruebas (P1,P2,P3,P4)

En la Figura 3.6 se presentan las variables geométricas medidas en tiempo real de las pruebas P1, P2, P3, y P4 y su relación en el tiempo con el hidrograma medido. En el eje de las abscisas se indica el tiempo, en segundos, en las ordenadas, del lado izquierdo se presenta la escala longitudinal de L, H y Z, en cm; mientras que en el eje secundario, también en las ordenadas se presenta el hidrograma medido, en l/s. en las tres gráficas se observa que la longitud de la brecha, L, crece y llega a un punto máximo, a partir del cual la brecha “mojada” comienza a disminuir (y se

produce la forma de bocina en la brecha por la erosión); también la carga sobre la brecha, H , crece y tiene un valor máximo a partir de la cuál comienza a disminuir, el valor de Z corresponde a la altura de la brecha $Y2$ en la figura 2.4 en forma gradual.

De esta gráfica destaca el hecho que el gasto máximo de los hidrogramas no corresponde a los valores de L y H máximas, este comportamiento se observa en las cuatro pruebas.

En la Figura 3.7 se presentan en forma detallada los comportamientos dinámicos de L y H en el tiempo de las cuatro pruebas. Se observa que incluso entre dichas variables tampoco existe una correlación de valores máximos en el tiempo. A partir de la observación de este comportamiento, se procedió a determinar las velocidades, en forma indirecta, en la brecha en tiempo real.

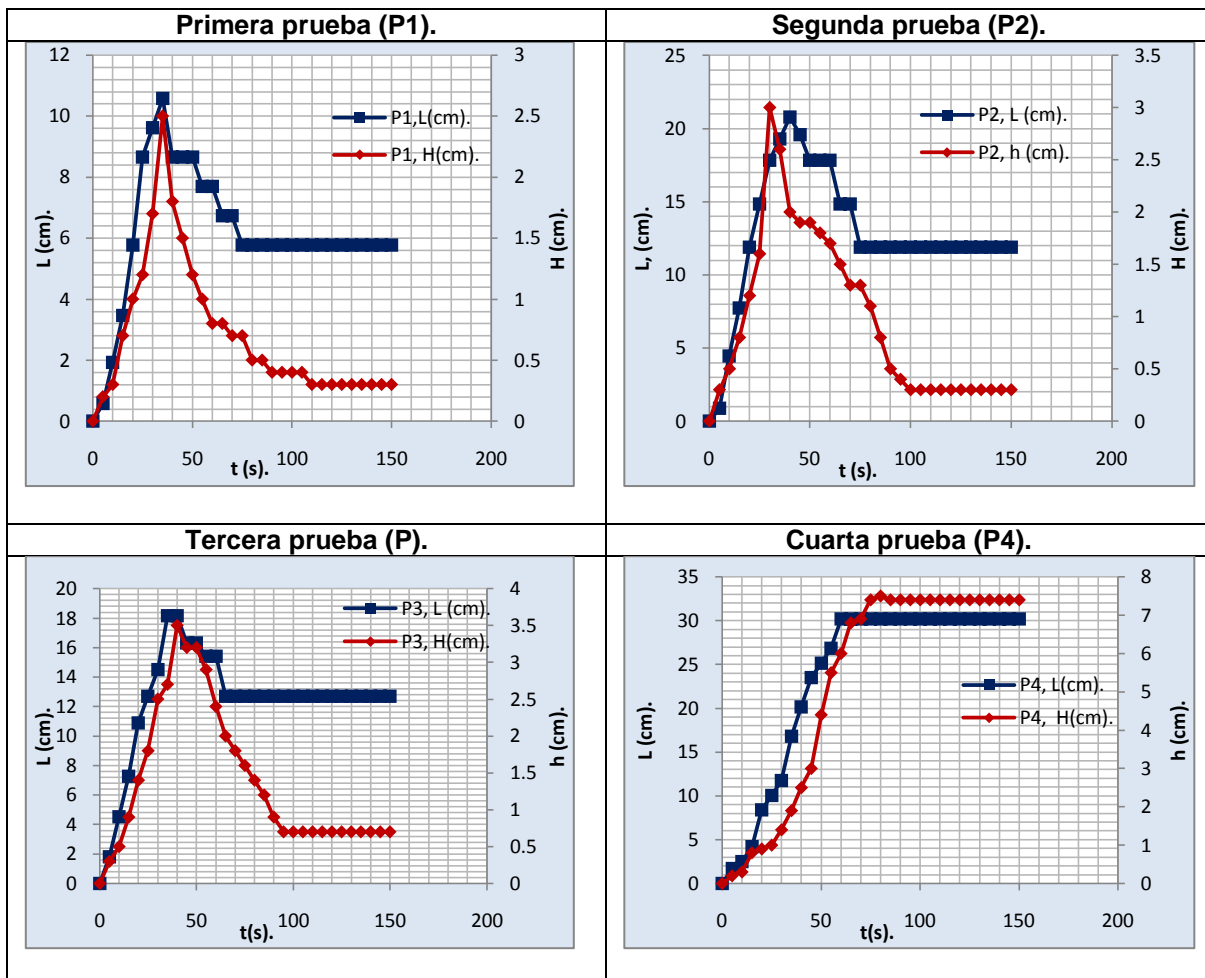


Figura 3.7.- Representación gráfica del comportamiento L-H en el tiempo, de las 4 pruebas

Las velocidades (V) calculadas en cada una de las pruebas se muestran en las siguientes gráficas, las cuales son comparadas con la longitud del arco (L), en el tiempo.

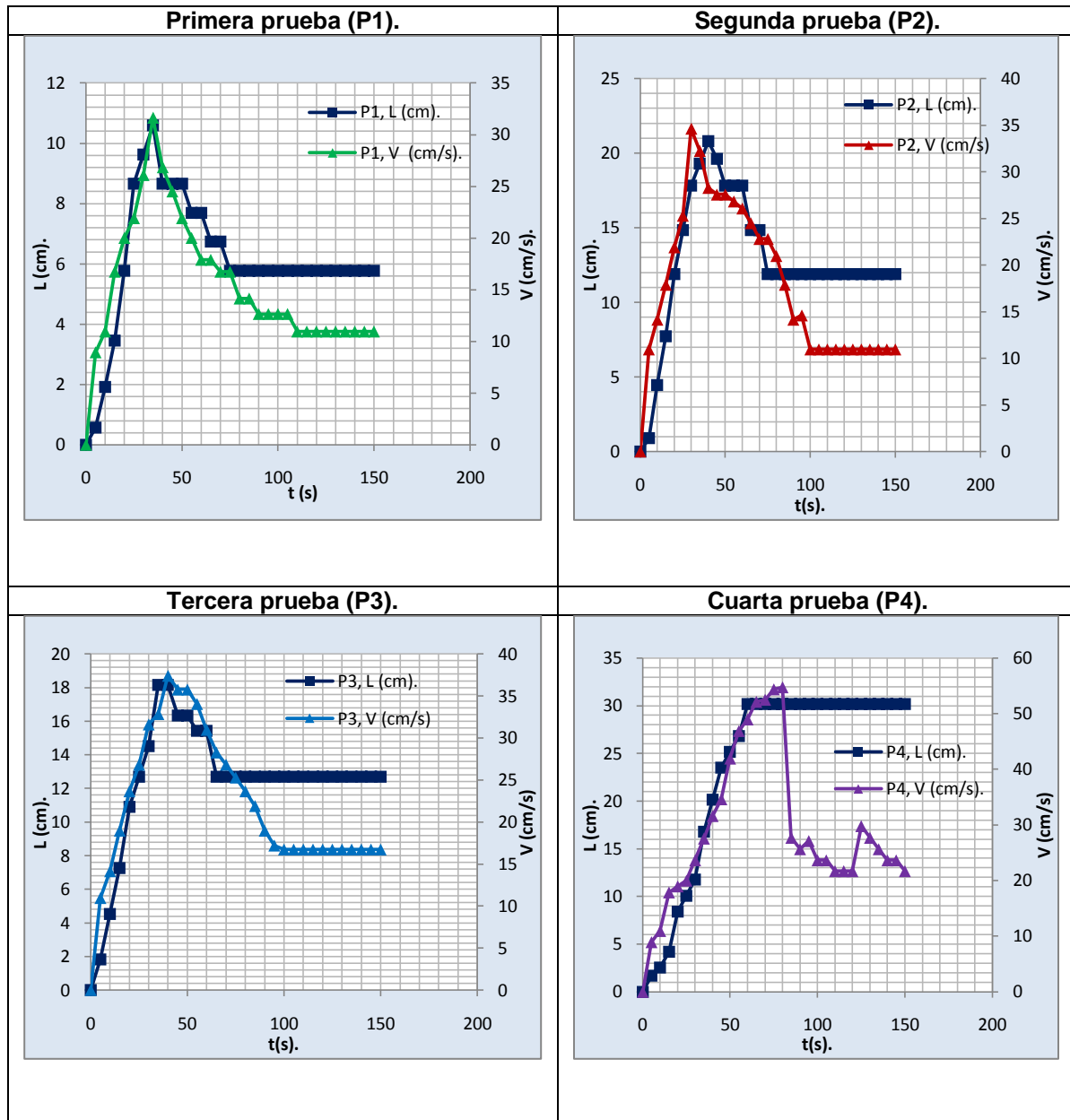


Figura 3.8.- Representación gráfica del comportamiento L-V en el tiempo de las 4 pruebas (P1,P2,P3,P4)

Si comparamos la velocidad con la carga en el tiempo, el resultado es el que se muestra en las siguientes gráficas.

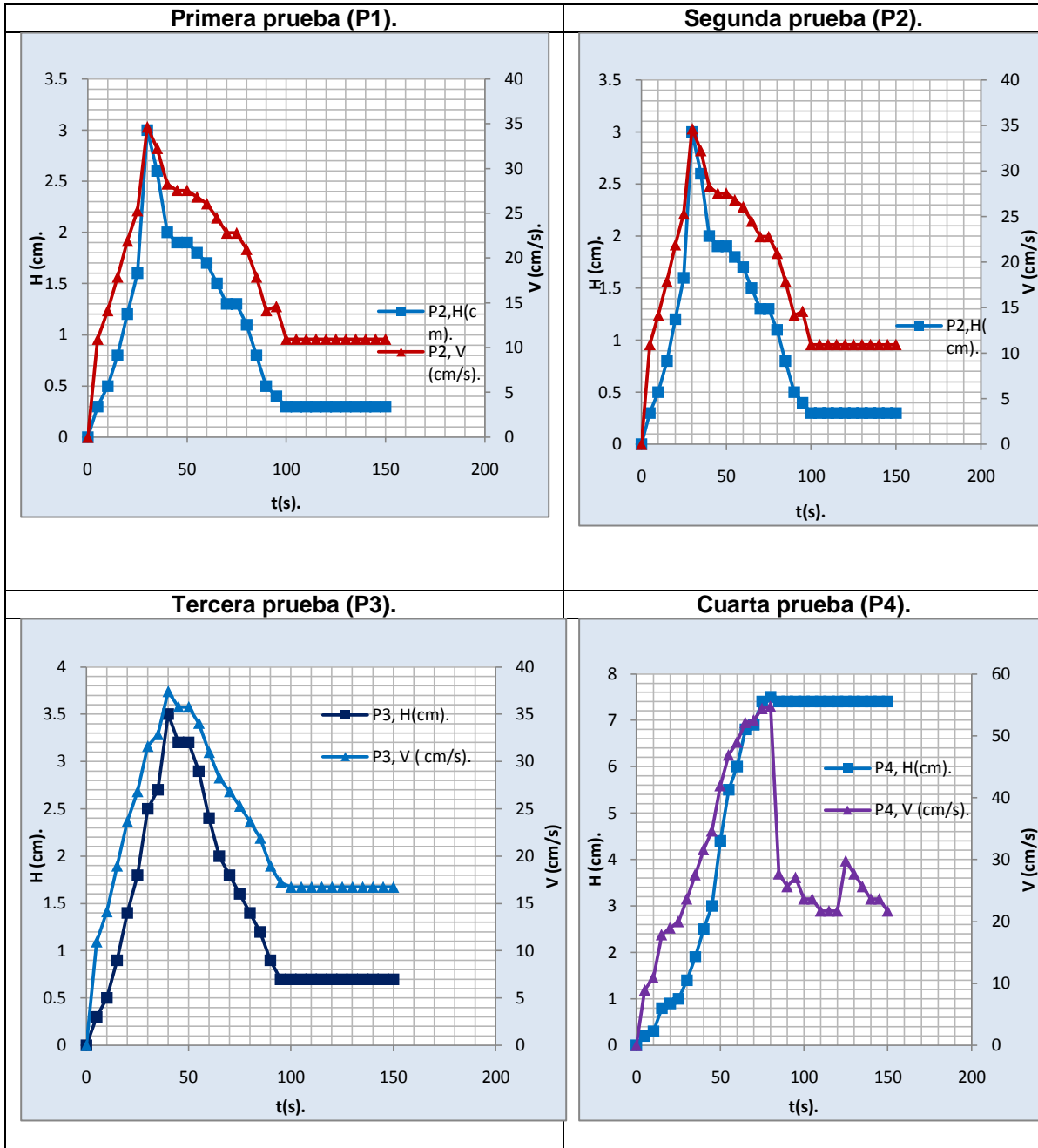


Figura 3.9.- Representación gráfica del comportamiento H-V en el tiempo de las 4 pruebas (P1,P2,P3,P4)

Una vez hechas estas observaciones, se procedió a determinar el hidrograma con las variables medidas L y H , sobre la ecuación más generalizada de vertedores rectangulares, que se encuentran en función de un coeficiente de descarga, en este caso asignado en 2, la longitud de la cresta vertedora y la carga elevada a la $3/2$ y se comparó dicho resultado con el hidrograma medido. El resultado gráfico es el que se muestra en la Figura 3.10. En dicha figura se observa una similitud aceptable desde el punto de vista cualitativo entre los hidrogramas, no así entre sus tiempos de pico.

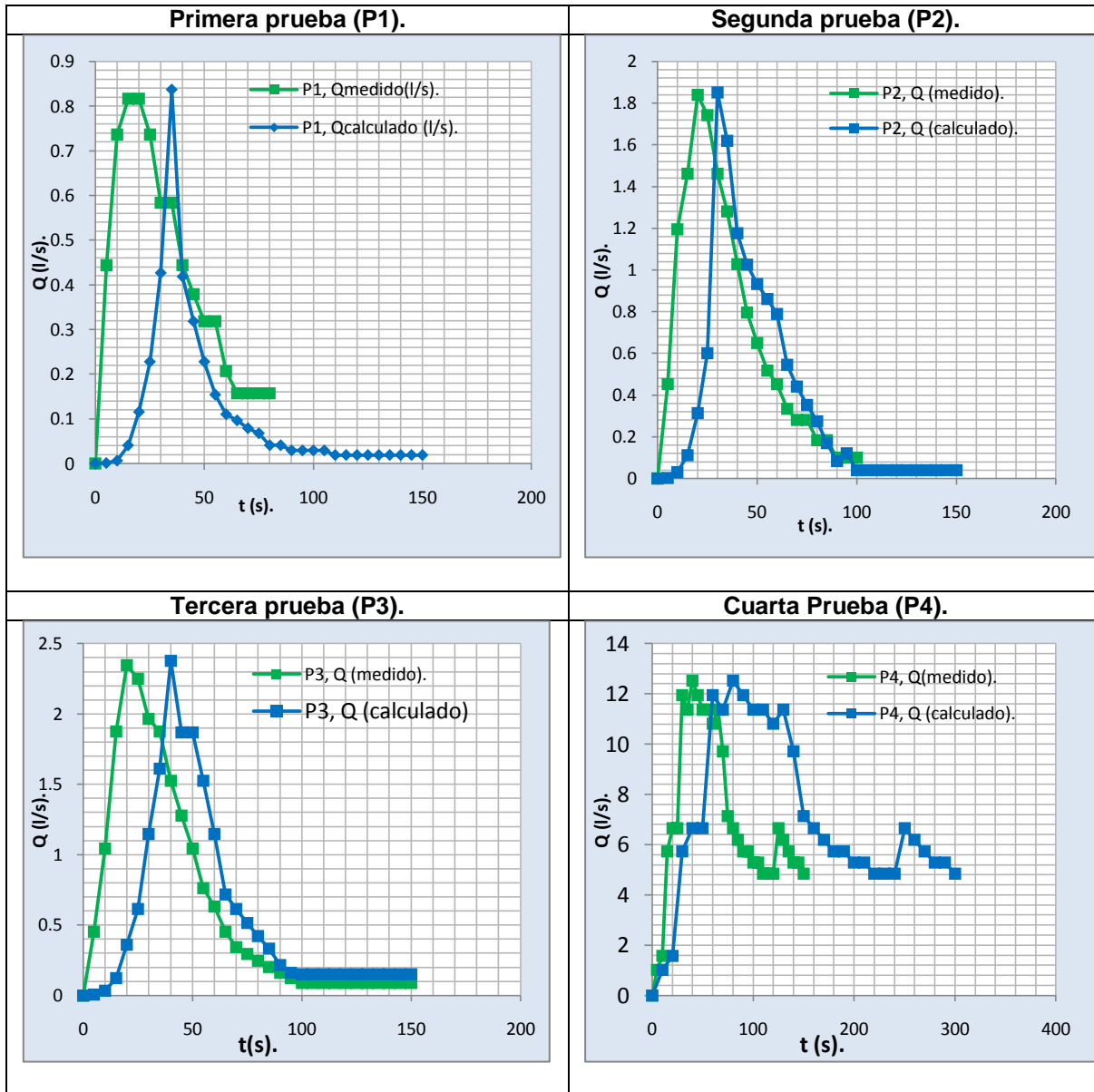


Figura 3.10.- Comparación del Hidrograma medido con el hidrograma calculado, de las 4 Pruebas

Para fines comparativos, se presentan los resultados obtenidos del análisis de las cuatro pruebas (P1,P2,P3 y P4), y nuevamente se observan hidrogramas aceptables, sobre todo en función del gasto pico, aunque con un volumen más regulado y que decae suavemente en el caso del hidrograma calculado. Aunado a esta observación, se nota que los tiempos de pico, en ambos hidrogramas, se presentan en los hidrogramas medidos, en la mitad del tiempo de pico obtenido del hidrograma calculado.

Como los gastos máximos obtenidos, tanto medidos como calculados, en ambos casos son muy parecidos, así como las formas de sus hidrogramas, se acepta, para los fines de este trabajo de caracterización experimental, que es posible generar un comportamiento tipo de L y de H a través del tiempo para ruptura de presas del material utilizado. En la Figura 3.11 se presenta un comportamiento unitario de L (Lu) y de H (Hu), resultante de dividir los valores de longitud entre la longitud máxima y de carga entre la carga máxima, respectivamente, y representarlos gráficamente en el tiempo.

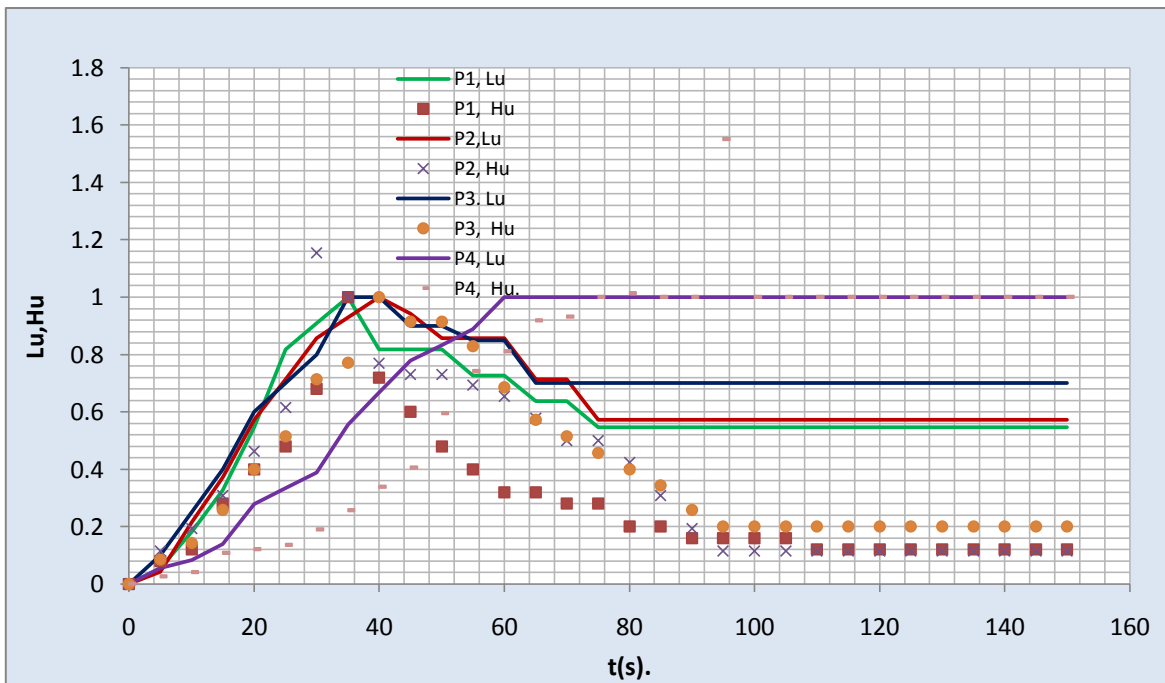


Figura 3.11.- Gráfica de comportamiento Longitud Unitaria y Carga Unitaria en el tiempo, de las 4 pruebas

Con las gráficas anteriores se obtiene un promedio entre Lu de las 4 pruebas, asimismo se obtiene el promedio de Hu también de las 4 pruebas, mismos que en la Figura 3.12 se denominan Lu y Hu . Con estos valores, es posible obtener un

hidrograma unitario de ruptura de diques, aplicando la fórmula de vertedor rectangular con los valores de L y de H de esta misma figura. El resultado es el hidrograma $Qu(\text{resultante})$. Sin embargo, como se observó en las pruebas realizadas y registradas, el tiempo de pico se presenta en todos los casos en un tiempo muy cercano al 50% del tiempo obtenido mediante la aplicación de la ecuación de vertedor con la variación de L y de H , por lo que se procede a sugerir una corrección en el tiempo del hidrograma reduciendo al 50% el tiempo para el $Qu(\text{resultante})$. El resultado es el hidrograma presentado como $Qu(\text{corregido})$.

Para los fines de este trabajo, se sugiere que el gasto para el tiempo posterior al determinado se mantenga constante, pues ya se ha obtenido en forma más precisa, a partir de los resultados obtenidos, al gasto máximo y su tiempo de pico, que representan al instante en el que se genera un mayor daño aguas abajo al fallar una presa y desalojar el volumen almacenado en su embalse.

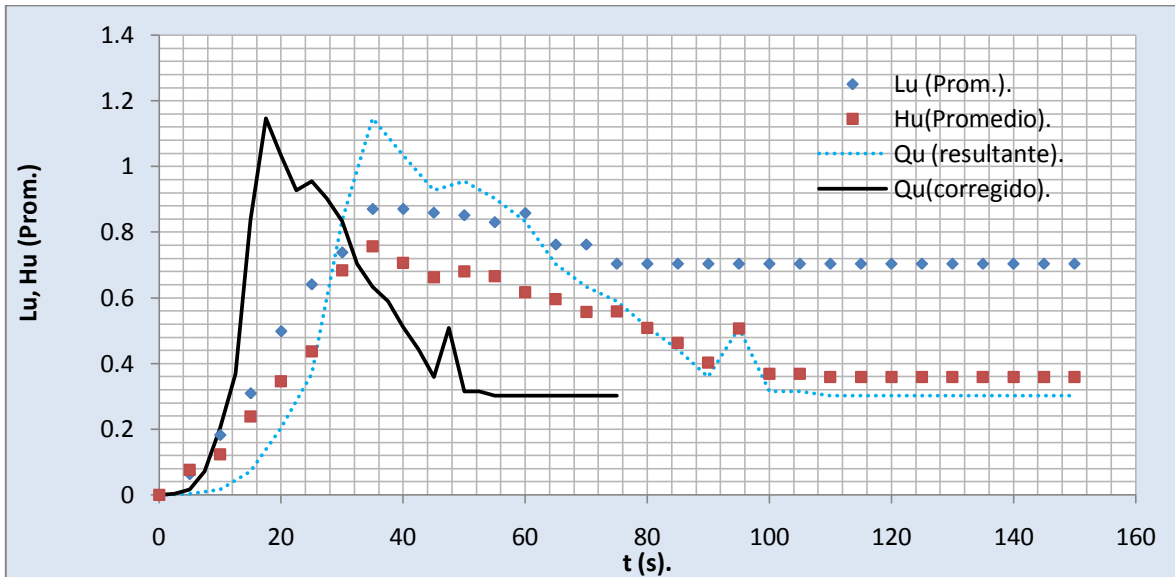


Figura 3.12.- Hidrograma tipo de rompimiento resultante e hidrograma corregido

Para la futura aplicación del hidrograma tipo, o más aún de los comportamientos de Lu y Hu , que representan en el tiempo a los comportamientos obtenidos de la longitud de brecha, L , y la carga sobre la brecha, H , se observó que en todos los casos estos comportamientos son directamente proporcionales a la relación entre los volúmenes de almacenamiento y la altura inicial Y_0 , que representa al tirante de agua del embalse.

En la Figura 3.13 se muestra una serie de curvas áreas capacidades, que en este caso se representan por líneas rectas por ser cuerpos de agua experimentales en

forma de prisma rectangular. En las cuatro pruebas se determinaron dichas curvas y se determinó una relación entre los volúmenes almacenados y las alturas Y_o , con lo cual se obtuvo un factor de relación m . Para el caso de la prueba 1 (P1), $m=0.04 \text{ m}^3/0.1 \text{ m}$, lo que resulta un valor 0.4, para fines prácticos no se utilizan las unidades pues representa prácticamente a un valor de pendiente y solo sirve para referir a la relación del volumen del embalse con la altura del tirante de agua del mismo. Y así sucesivamente para la prueba 2 (P2), $m= 0.08 \text{ m}^3/0.1\text{m}$ lo que resulta una $m= 0.8$, para la prueba 3 (P3), $m = 0.12 \text{ m}^3/0.1 \text{ m}$, da una $m= 1.2$, y por último para la prueba 4 (P4), $m= 1.4 \text{ m}^3/0.1 \text{ m}$, dando como resultado una $m= 14$.

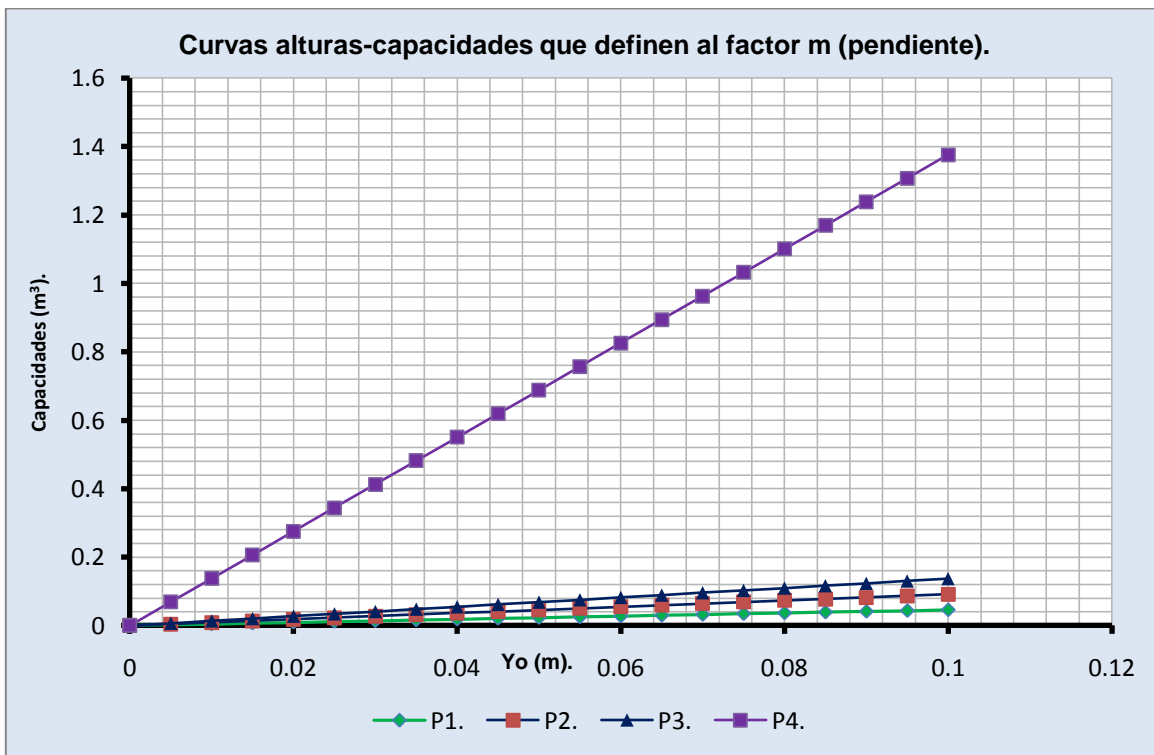


Figura 3.13.- Relación entre volúmenes de almacenamiento y tirantes del embalse

Por otro lado, a partir de los resultados obtenidos en las cuatro pruebas, se determinaron las relaciones entre las alturas de cortina, en todos los casos de 10 cm, y las longitudes máximas obtenidas, L_{max} . De tal manera que siendo Y_o constante, la variación de L_{max} es función del volumen almacenado, representado en este caso por el parámetro m . Así pues, al dividir L_{max} entre Y_o que para este caso es de 10 cm, para las 4 pruebas, es posible representar cualquier valor de Y_o . En la figura 3.14 se muestra la relación entre valores de m y L_{max}/Y_o . Con esta gráfica se puede, para diferentes valores de m , determinar la relación L_{max}/Y_o .

Con lo cual será posible determinar, para un valor de Y_o su L_{max} . Finalmente, se podrá utilizar la gráfica L_u para conocer el comportamiento de abertura de la brecha en el tiempo, como resultado de la caracterización desarrollada en este trabajo de tesis.

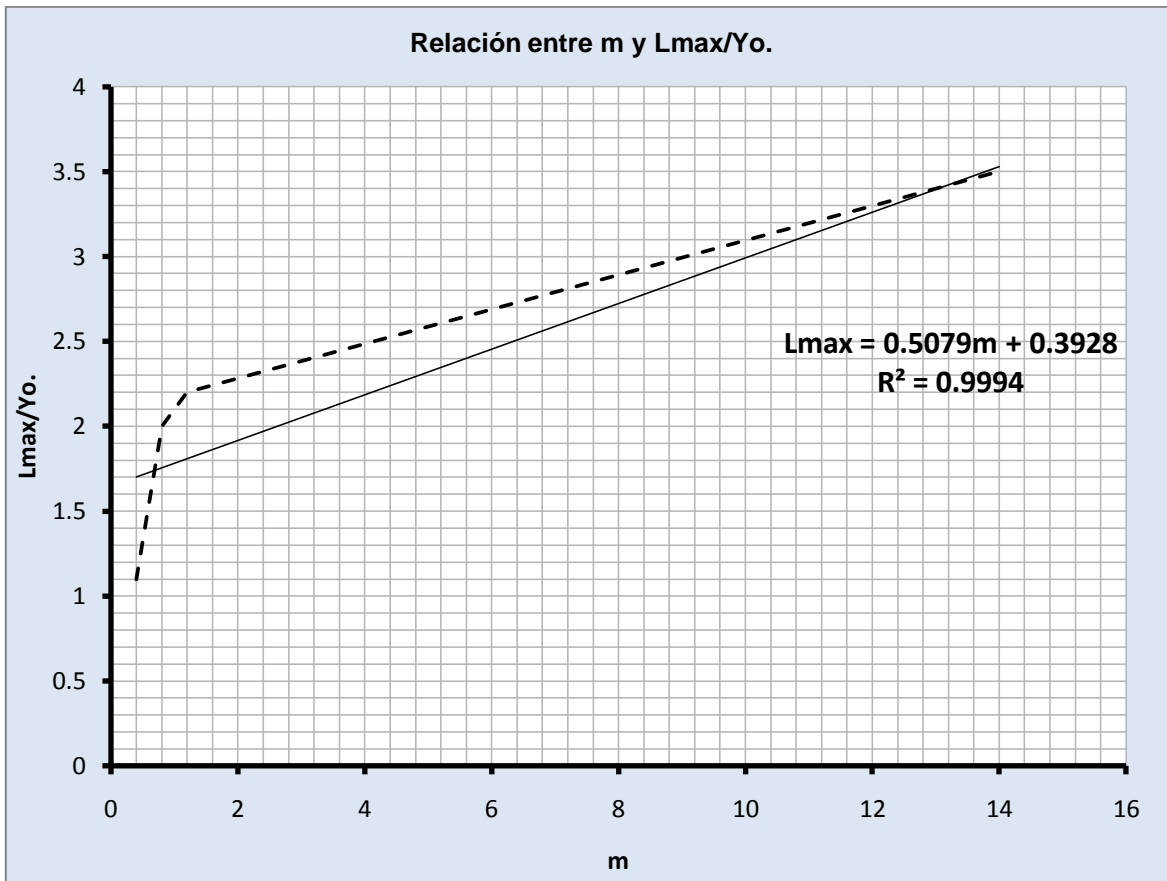


Figura 3.14.- Relación entre el volumen de embalse y longitud máxima de brecha/tirante de embalse Y_o

También en la Figura 3.14 se muestra una expresión que relaciona a L_{max} para diferentes valores de m , obtenida a partir de una regresión lineal, que debe ser tomada con las reservas correspondientes para casos con valores y características muy diferentes a los presentados en este trabajo.

De la misma manera en que se obtuvo L_{max}/Y_o , se obtiene el valor de h_{max}/Y_o , ya que para determinar el hidrograma de ruptura se requiere de L y de H . El procedimiento para utilizar la gráfica presentada en la Figura 3.15 es similar al de

la Figura 3.14. También se presenta una expresión lineal que puede utilizarse en casos no muy diferentes a los estudiados en este trabajo.

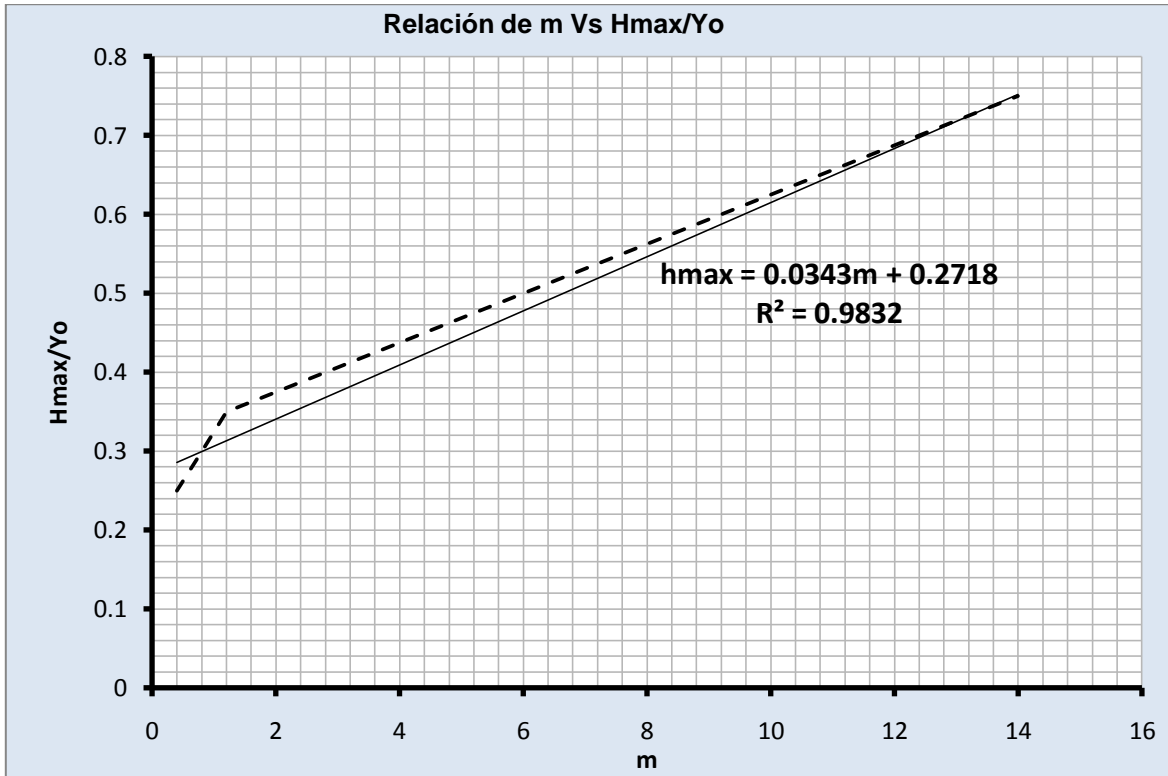


Figura 3.15.- Relación entre el volumen de embalse y carga máxima de brecha/tirante de embalse Y_o

3.4 CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos en las pruebas y que se presentaron con anterioridad se concluye lo siguiente:

1. Los tiempos en los que se presentan los gastos de pico para las tres pruebas realizadas en el Laboratorio de Posgrado de la Facultad de Ingeniería son muy parecidos, debido a que sus volúmenes son muy pequeños, mientras que el tiempo de pico para la prueba realizada en el Laboratorio del Instituto de Ingeniería es mayor, debido a que por tratarse de un volumen mucho mayor tarda más tiempo en su desalojo.

2. Para las cuatro pruebas los hidrogramas medidos y los calculados mediante el empleo de la ecuación generalizada del vertedor rectangular, los primeros se retrasan en el tiempo, presentándose en la mitad del tiempo en que se presentan los segundos.
3. Al comparar los hidrogramas con sus longitudes del arco vertedor y la carga sobre este arco, se observa que el gasto de pico no se presenta exactamente en el instante en que se alcanzan las máximas magnitudes de estas variables, ya que se retrasa ligeramente.
4. Los hidrogramas calculados muestran que la velocidad máxima se presenta en el instante en que se alcanzan los mayores valores de las variables geométricas e hidráulicas.
5. Se observa también que para las cuatro pruebas, la rama ascendente del hidrograma sigue la misma trayectoria independientemente del volumen almacenado.
6. La rama descendente o de recesión en las cuatro pruebas presentan diferentes trayectorias.
7. La ruptura de la cortina se inicia en el pie de la misma, aguas abajo una vez que inicia el proceso de vertido de agua sobre su corona, formando un camino sobre el talud aguas abajo.
8. Durante las pruebas realizadas en ningún caso se presentó un deslizamiento en masa, observándose que la destrucción de la cortina se llevó a cabo en forma controlada.
9. Se realizaron pruebas de Laboratorio para caracterizar por medio de tecnologías de instrumentación innovadoras, el comportamiento dinámico de una brecha en una cortina tipo simulando una ruptura de un dique. Las variables registradas fueron parámetros geométricos y niveles, todos en tiempo real y sincronizado con el hidrograma de salida de la ruptura de la cortina.
10. La forma de la longitud del arco formado en la base de la brecha, en planta es la de un segmento de arco circular, cuyo origen se desplaza hacia el exterior del eje inicial de la ruptura en la cortina. La planta geométrica de la brecha es diferente a la geometría tipo de un vertedor abanico.

11. En relación al hidrograma registrado, ni la abertura máxima del arco formado en la base de la brecha, ni la carga máxima sobre el mismo, corresponden al gasto máximo en el tiempo.
12. Se desarrolló una metodología para relacionar los volúmenes de almacenamiento en el embalse de una presa, con los comportamientos tipo (unitarios) de la longitud del arco formado en la base de la brecha y la carga sobre el mismo, en el tiempo, obteniéndose resultados aceptables en un caso de aplicación presentado en el presente trabajo de tesis.
13. Es necesario continuar haciendo más pruebas, variando los materiales, volúmenes y altura de la cortina, y así estar en condiciones de poder obtener relaciones con un mayor grado de confiabilidad, aplicándolos a casos reales.

CAPITULO 4.

APLICACIÓN

1.1 CASO DE APLICACIÓN DEL CANAL DEL RÍO DE LA COMPAÑÍA, CHALCO, ESTADO DE MEXICO.

A principios del año 2010, el canal del río de La Compañía, al oriente de la Ciudad de México, tuvo una ruptura en uno de sus tramos en su cruce por la zona urbana de Chalco, debido a las altas precipitaciones que generaron un incremento importante en un corto tiempo del nivel del agua sobre el mismo, así como por movimientos diferenciales geotécnicos ocasionados por las intensas lluvias.



Figura 4.1.- Vista de la falla del bordo en el río la Compañía

El canal tiene una longitud que para los efectos de falla funcionó como vaso de almacenamiento, de aproximadamente 2 km de largo, con una sección tipo de 10 m de ancho en promedio, lo que resulta una superficie de 20 000 m², y 2.5 m de profundidad (Y_o), lo que resulta un volumen del prototipo de 50 000 m³. Para poder aplicar el método propuesto, se debe determinar la escala de longitudes, Le , a partir de la altura de la cortina estudiada, que es de 10 cm. Le está dada por la siguiente expresión $Le = Y_{op} / Y_{om}$. Luego entonces $Le = 2.5 / 0.1$, lo que resulta $Le = 25$. De tal forma que el volumen equivalente está dado por Le^3 , que tiene un

valor de 15 625. Así pues, el volumen equivalente en el modelo será de 3.2 m^3 . Con estos resultados, es posible determinar m , que en este caso se determina como sigue $m=3.2 \text{ m}^3/0.1 \text{ m}$, entonces $m=32$, eliminando sus unidades en esta aplicación.

Con el valor de $m=32$, y la expresión $L_{\max.}=0.51m+0.40$, de la figura 3.14, se determina el valor de L_{\max} para este caso, resultando ser de 18.72 m; mientras que con la expresión $H_{\max.}=0.034m+0.27$, de la figura 3.15, se obtiene el valor de H_{\max} que resulta de 1.36 m. Con estos valores, y utilizando los datos L_u y H_u de la figura 3.12, se convierten en valores extrapolados los comportamientos de L_{\max} y H_{\max} de esta forma, es posible determinar el valor del gasto para cada instante utilizando para ello la ecuación generalizada del vertedor rectangular ($Q=C(L_{\max})(h_{\max})^{1.5}$) en donde C es el coeficiente de descarga y que para este caso se le dio un valor de 2, en la Figura 4.2 se muestra el hidrograma obtenido, aplicando el método propuesto.

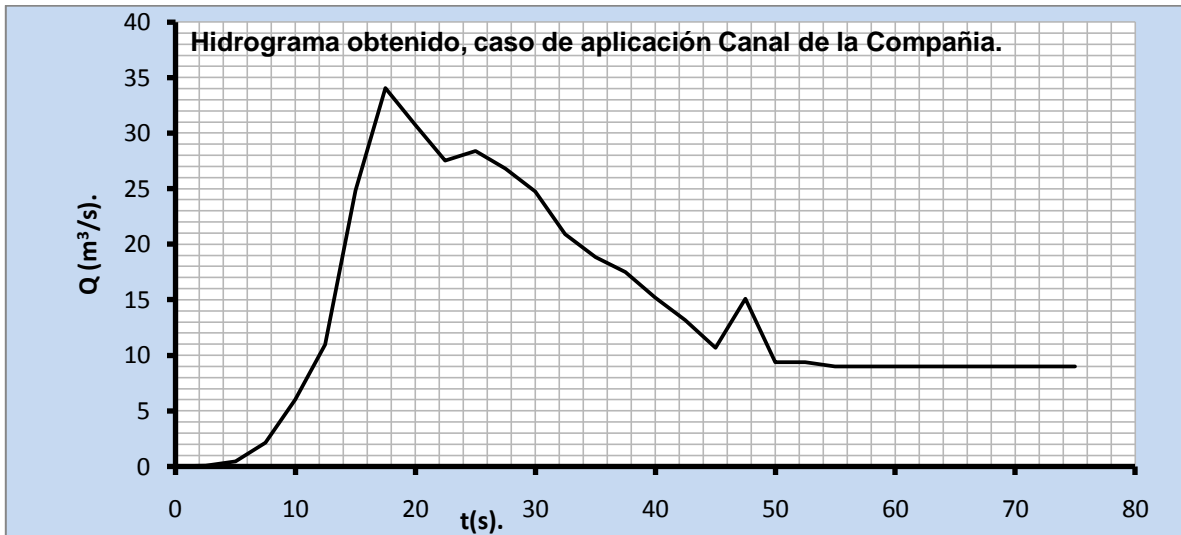


Figura 4.2.- Hidrograma resultante del caso de aplicación

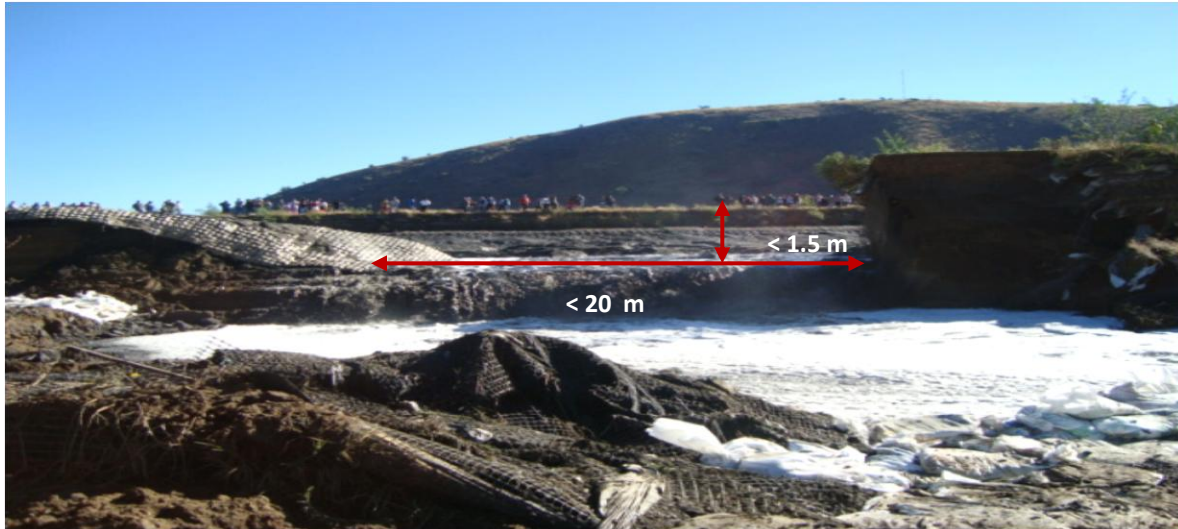


Figura 4.3.- Vista frontal de la brecha desarrollada en el sitio del caso de estudio

En la Figura 4.3 se observa la imagen de la brecha desarrollada en el sitio de estudio, en donde se aprecia una abertura de brecha del orden de los 20 m y una altura de la misma no mayor a los 1.5 m. Estos valores se asemejan mucho a los resultados obtenidos en la aplicación de la metodología. El gasto máximo es de $35 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual resulta un valor aceptable para este caso.

La Figura 4.4 muestra el hidrograma obtenido al aplicar el método propuesto, pero en el eje de las abscisas, el tiempo total del desarrollo de la brecha es el tiempo real en que se desaloja el volumen considerado.

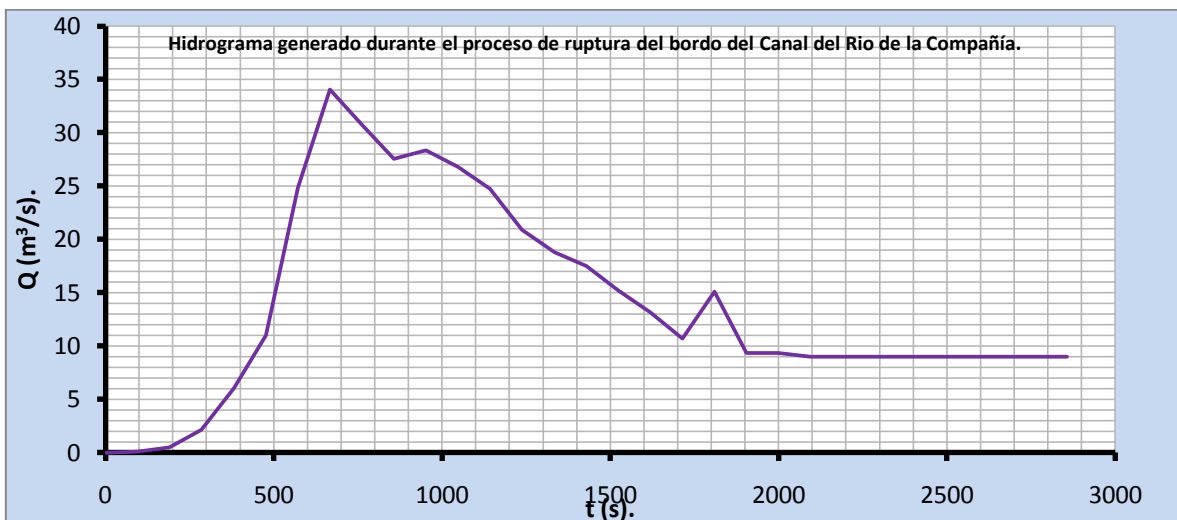


Figura 4.4.- Hidrograma real del proceso de ruptura del borde del Río Canal de la Compañía, en donde se incluye el tiempo real del proceso

4.2 CASO DE APLICACIÓN EN LA TERMOELÉCTRICA DE RÍO ESCONDIDO, COAHUILA

La Central Termoeléctrica José López Portillo (Figura 4.5), consta de cuatro unidades de 300 MW utilizando carbón mineral como combustible; el sistema de enfriamiento es de tipo abierto por lo que requirió la construcción de un estanque de aproximadamente 300 hectáreas de superficie. El estanque se construyó sobre el terreno natural mediante bordos, con una longitud de aproximadamente 13 kilómetros y una altura promedio de 10 metros; el agua utilizada se bombea por medio de un acueducto de 30 kilómetros de longitud, desde el río Bravo.

El estanque de enfriamiento está conformado por varios diques: exteriores, centrales y deflectores, construidos a base de arcilla en su mayor parte (arcilla superficial poco cementada), un filtro central de arena como protección durante posibles filtraciones o agrietamientos en los diques, y una pared de enrocamiento.



Figura 4.5.- Vista general del estanque de la termoeléctrica y los bordes

La capacidad de almacenamiento del vaso es de 8,750,000 m³; se hace necesario calcular el gasto de pico obtenido en caso de que alguno de sus diques presente alguna ruptura, lo que provocaría daños aguas abajo de la Central, para lo cual se

aplicó el método aquí propuesto para determinar dicha el hidrograma de salida generado durante el proceso de ruptura.

En fecha recientes el Instituto de Ingeniería de la UNAM, elaboró un proyecto para la CFE, en donde se obtuvo entre otras cosas, un gasto máximo de ruptura de 250 m³/s y un tiempo de aproximadamente 16 horas.

Conociendo la altura del prototipo y la altura de la cortina analizada en el modelo (0.10 m), se determina la escala de longitudes que es de $Le = 10/0.10 = 100$, por lo que su volumen equivalente es de $Le^3 = 100^3 = 1,000,000 \text{ m}^3$, obteniéndose así un volumen equivalente para el modelo de 8.75 m³, por lo que su pendiente $m = 8.75/0.1 = 87.5$; con este dato se aplican las ecuaciones de L_{\max} y H_{\max} , utilizando para ello las ecuaciones obtenidas en este trabajo de tesis y que ya fueron aplicadas en el ejemplo anterior en donde $L_{\max} = 0.51(87.5) + 0.40 = 45 \text{ m}$; y su $H_{\max} = 0.034(87.5) + 0.27 = 3.30 \text{ m}$, resultados obtenidos una vez sustituidos los valores encontrados.

Con estos valores, y utilizando los datos L_u y H_u de la Figura 3.12, se convierten en valores extrapolados los comportamientos de L_{\max} y H_{\max} , de esta forma, es posible determinar el valor del gasto para cada instante y una vez obtenidos estos valores se aplica la ecuación generalizada del vertedor rectangular, mediante la fórmula $Q = CLH^{1.5}$, en donde C es el coeficiente de descarga y toma el valor de 2 para este caso, L es la longitud del arco formado en la cresta del vertedor y H es la carga sobre el vertedor, el exponente de 1.5 es constante, y sustituyendo los valores encontrados de L y H se determina el hidrograma, el cual se muestra en la Figura 4.6.

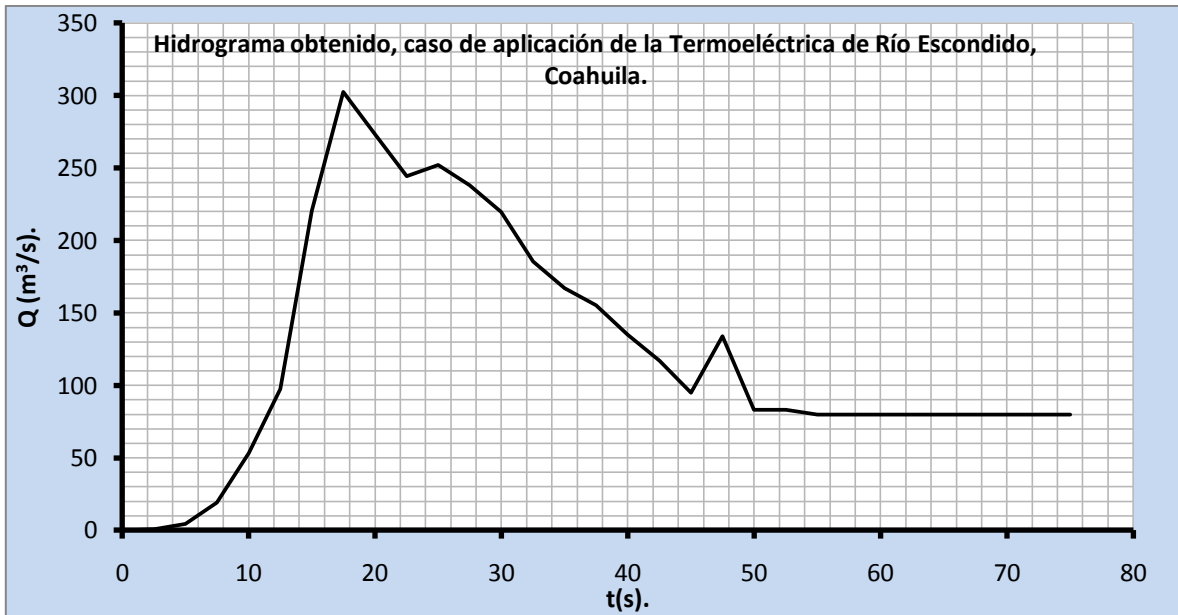


Figura 4.6.- Hidrograma resultante del caso de aplicación

Se observa en el hidrograma que su gasto máximo es del orden de $300 \text{ m}^3/\text{s}$, muy similar al obtenidos en el estudio realizado con anterioridad para la CFE, por lo que se puede decir que su aplicación es confiable y cuyo tiempo de duración obtenido se observa en la Figura 4.7 y que es de aproximadamente de 16 horas.

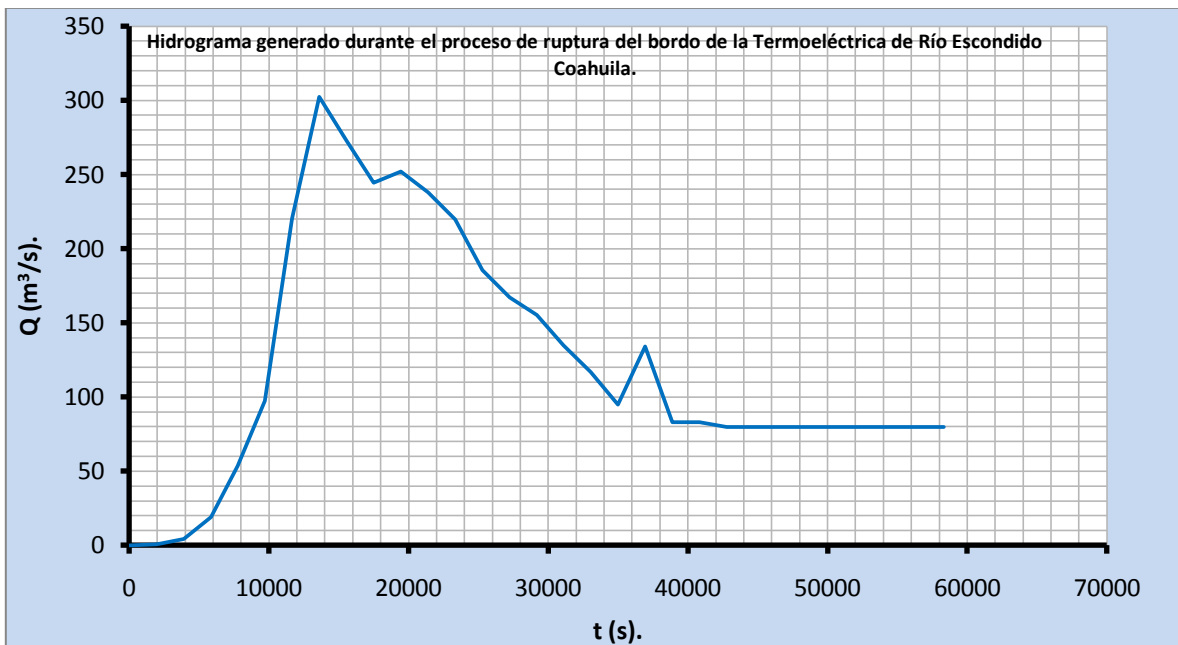


Figura 4.7.- Hidrograma real del proceso de ruptura del bordo del estanque de la termoeléctrica de Río Escondido Coahuila, en donde se incluye el tiempo real del proceso

CAPITULO 5.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. Se realizaron pruebas de laboratorio para caracterizar por medio de tecnologías de instrumentación modernas, el comportamiento dinámico de una brecha en una cortina tipo simulando una ruptura de un dique o de un bordo. Las variables registradas fueron parámetros geométricos e hidráulicos (niveles), todos en tiempo real y sincronizado con el hidrograma de salida de la ruptura.
2. En planta la forma del arco formado en la base de la brecha, es la de un segmento de arco circular, cuyo origen se desplaza hacia el exterior del eje inicial de la ruptura en la cortina. La planta geométrica del vertedor formado en la base de la brecha es diferente a la geometría tipo de un vertedor abanico.
3. En relación al hidrograma registrado y que fue calculado utilizando la fórmula generalizada del vertedor rectangular, se observa que el gasto máximo se presenta con una longitud del arco y una carga sobre el mismo diferentes en tiempo.
4. En este trabajo se calcularon dos hidrogramas el primero utilizando los datos registrados aguas abajo de la cortina mediante un sensor electrónico, y el segundo utilizando las variables geométricas e hidráulicas (niveles), medidas sobre el arco formado en la base de la brecha, utilizando la fórmula generalizada del vertedor rectangular en donde el coeficiente de descarga fue de 2.
5. Se desarrolló una metodología para relacionar los volúmenes de almacenamiento en el embalse de una presa, con los comportamientos tipo (unitarios) de la abertura de la brecha y su carga, en el tiempo, obteniéndose resultados aceptables en un caso de aplicación presentado en el presente trabajo de tesis.

6. Por las características del material empleado en ningún momento se presentó una falla por deslizamiento en masa de la cortina.
7. Durante todo el tiempo que tarda en formarse la brecha el gasto va en aumento hasta llegar a su gasto de pico, por lo que una vez formada la brecha el gasto empieza a disminuir.
8. La rama ascendente y parte de la descendente o recesión (hasta que se llega al tiempo de formación de la brecha), dependen tanto del volumen como de la carga.
9. Con lo que respecta al camino de ruptura a medida que crece se presenta una mayor acumulación de sólidos aguas abajo de la cortina, provocando una mayor erosión sobre la base de la misma aumentando el ancho y profundidad de la brecha (geometría).
10. Se observa que el tiempo que tarda en formarse la brecha depende tanto del volumen como de la carga (altura de la cortina, Y_0).
11. Con lo que respecta a los arcos formados en la cresta vertedora (base de la brecha) estos aumentan paulatinamente a medida que avanza la destrucción, llegando a su máximo después de un tiempo determinado, empezando a decrecer al término del mismo.
12. La formación de estos arcos están en función directa del volumen almacenado y de la carga.
13. Una vez que se forma la brecha el arco del vertedor formado en la base de la brecha ya no aumenta, por lo que la carga sobre el mismo presenta una disminución.
14. Una de las fases de mayor incertidumbre dentro del análisis de la ruptura de una presa la constituye la estimación de los parámetros geométricos y temporales de la brecha. Si bien este tema ha sido objeto de investigación y estudio durante las últimas décadas, aún se encuentra en un estado muy incipiente de desarrollo, debido a la complejidad física del fenómeno y a la escasez de registros históricos fiables de los parámetros que lo gobiernan como son: forma geométrica de la brecha, sus dimensiones y el tiempo de formación.
15. Para estimar los parámetros de la ruptura suele recurrirse a expresiones empíricas disponibles en la literatura, y que en general han sido deducidas a

partir de análisis de regresión sobre datos de formas, dimensiones y tiempos de desarrollo de brechas correspondientes a casos históricos de presas colapsadas.

16. Se ha comprobado que el proceso de ruptura está sujeto a ciertas contingencias que dificultan el proceso, como por ejemplo el tamaño de las partículas del material y propiedades del mismo.
17. Es importante y con la finalidad de obtener resultados más apegados a la realidad, considerar en las pruebas las propiedades de los materiales, como son la granulometría, la porosidad, las densidades seca y saturada y el ángulo de rozamiento interno.
18. En las pruebas se ha observado que el caudal de ruptura depende del material, con mayor valor en los materiales más gruesos, y de la altura de la presa, así como del volumen almacenado.
19. El estudio y análisis de este tipo de problemas se torna complejo y a medida que las pruebas sean precedidas de estudios complementarios más detallados, y mediante una correcta concepción del problema y consientes del gran tiempo que estos estudios requiere, es como se podrán obtener resultados más confiables y más apegados a la realidad.
20. Son muchos los países que conscientes de la importancia que conlleva este tipo de estudios han emprendido campañas permanentes, relacionadas con el desarrollo de modelos físicos que representen el comportamiento del proceso de ruptura de presas, ya que a medida que consideren en sus modelos más parámetros en mejores condiciones se estará de poder emitir resultados lo más apegados a la realidad, por lo que es importante intercambiar experiencias e información y de esta forma estar en condiciones de emitir mejores conclusiones.
21. El fenómeno tratado es complejo, entrando en juego diversos parámetros muchas veces no deterministas y con acoplamiento entre procesos tanto de filtración como de arrastre o deslizamiento. Esta complejidad importante en condiciones de laboratorio, se acentúa si se trata de extrapolar los resultados a caso reales.
22. Las nuevas investigaciones a realizar deberán incluir una mayor cantidad de parámetros, a variar y un mayor detalle de los parámetros variados. En algunos casos será necesario apoyarse en modelos numéricos dada la complejidad, el tiempo necesario y el costo de los modelos físicos.

23. Durante el proceso de ruptura se presentan ciertas contingencias que dificultan el pronóstico, dado que resulta inabordable el estudio del efecto del agua sobre cada partícula y el de cada partícula sobre las demás.
24. El repetir tres veces cada ensayo en idénticas condiciones de geometría, material y forma de colocación, permitió conocer la posibilidad de establecer conclusiones más apegadas a la realidad.
25. El realizar este tipo de ensayos permite determinar la influencia de los principales factores en el proceso de ruptura.
26. El caudal de ruptura depende del material utilizado, altura de la presa, y volumen almacenado siendo mayor en presas con mayor altura.
27. Por lo tanto el proceso de ruptura queda caracterizado por el caudal y el camino de ruptura; el camino de ruptura resulta variable en los comienzos del proceso para ir convergiendo a grados de avance más predecibles en la fase final.
28. Los hidrogramas obtenidos reflejan el comportamiento de la ruptura de la cortina durante todo el proceso y tiempo de duración del mismo.
29. La inestabilidad del talud ocurre en la cara de descarga, antes que una falla profunda. Estas inestabilidades consisten en el movimiento aguas abajo y remoción de partículas individuales. Esto conduce a la formación de deslizamientos superficiales donde se ha incrementado la pendiente debido al desgranamiento del material, seguido por deslizamientos más profundos debido al desplazamiento del material por las fuerzas de filtración. También se genera una concentración de flujo en el área de deslizamiento, lo cual acelera tanto la remoción de partículas (residuos del deslizamiento) como la desestabilización de declives recién formados.
30. Una vez que se inició la ruptura de la cortina comenzó el desprendimiento de partículas de arena en el talud de aguas abajo, en la sección donde se tenía al máximo gradiente hidráulico.
31. El material involucrado en los desplazamientos iniciales fue desplazado por el flujo de agua, lo que ocasionó mayores desplazamientos.
32. La superficie al pie de la brecha por donde se deslizaba el agua formaba un arco cóncavo parecido a un arco de círculo con su respectivo radio.

33. Tan pronto como se estableció una brecha en la cortina (debido a la secuencia de los deslizamientos), el agua fluyó a través de ella y rápidamente erosionó el material creando una abertura que tomó la forma trapecial cuyo fondo se localizó prácticamente al fondo del canal.
34. Los resultados obtenidos son de tipo cualitativo y de ninguna manera se deberán de considerar como definitivos, ya que son muchas las variables que aún se deben de considerar.

4.2 RECOMENDACIONES

1. Los resultados obtenidos deberán de tomarse con mucha reserva ya que representan exclusivamente los materiales utilizados y las condiciones bajo las cuales se llevaron a cabo las pruebas.
2. Por la gran importancia que reviste este tipo de desastres es importante continuar realizando estas pruebas, en las que se consideren un mayor número de variables, obteniendo información que permita entender mejor el proceso de ruptura.
3. Es importante analizar este problema en coordinación con otras áreas como Mecánica de suelos entre otras y así estar en condiciones de poder encontrar resultados lo más apegados a la realidad.
4. Si bien las pruebas realizadas se efectuaron con el mayor cuidado posible existen variables que se salen de control, por lo complicado y complejo que se torna la formación de la brecha, siendo importante, gestionar la creación de organismos cuya misión principal sea el estudio y análisis del proceso de ruptura de presas o bordos, como ya lo están haciendo en otros países.
5. Es conveniente que se continúe con este tipo de pruebas y realizar una serie de estudios para generalizar más los casos de aplicación, analizando diferentes tipos de diferentes y así estar en mejores de condiciones de aplicarlos a una mayor gama de casos reales y con mejores resultados.

BIBLIOGRAFÍA.

Aureli, F., Mignosa, P. (2001). Comparison Between Experimental and Numerical Results of 2D Flows due to Levee-Breaking. XXIX IAHR Congress Proceedings, Sept. 16-21, 2001. Beijing, China.

Chaudhry M.H.(1986). Explicit Numerical Schemes for Unsteady Free-Surface Flows with Shocks. Water Resources Research, Vol.22 No.13 pages 1923-1939. December.

Fuentes, O., Cruz, J, (2007). Medidas de prevención y atención de emergencias como respuesta al riesgo de falla del bordo del estanque de la Central Termoeléctrica José López Portillo, Río Escondido, Coahuila. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Gharangik A. M., Chaudhry, M.H. (1991). Numerical Simulation of Hydraulic Jump. Journal of Hydraulic Engineering , Vol. 117, No. 9, September. ASCE.

Jiménez, O.F., Chaudhry M. H (1988). Computation of Supercritical Free-Surface Flows. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 4, April. ASCE.

Kotsovinos, N., Andreakou, D. and Angelidis, P. Dam Break analysis of Evinos Earth Dam: forecasting the characteristics of the downstream flood wave. Democritus University of Thrace. Greece.

Wetmore J. N., Fread, D.L., Wiele, S. M. (1991) The NWS Simplified Dam Break Model Program.

Camargo H., J. E. y Franco, V. 1999. *Hidráulica de Canales*. Manual de Ingeniería de Ríos. Capítulo 5. Series del Instituto de Ingeniería. UNAM. México, D.F.

Chow, V. T. 1994. *Hidráulica de canales abiertos*. Editorial Mc Graw Hill.

Echávez A., G. 1996. Introducción a los modelos hidráulicos de fondo fijo y a la ingeniería experimental. UNAM. CONACYT. AMH. México, D.F.

Frank M. White. 2008. *Mecánica de Fluidos*, sexta edición, Editorial Mc Graw Hill.

Miguel Angel Toledo. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UPM; Cristina Lechuga. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CEDEX; Hibber Campos. Ingeniero Civil. UPM;Rafael Morán. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UPM;M^a Isabel Berga. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. CEDEX;M^a del Pilar Viña. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CEDEX. Caracterización de la rotura de presas de escollera por sobrevertido mediante la realización de ensayos en modelo físico.

Toledo, M. A. (1997). "Presas de escollera sometidas a sobrevertido. Estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa." Tesis Doctoral.

Campos, H., García, J., Díez, A., Aguirre, J., Toledo, M.A. (2008). "Técnicas de ensayo de rotura de presas de escollera por sobrevertido". VIII Jornadas Españolas de Presas.

Campos, H., Morán, R., García, J., Toledo, M.A. (2009). "Estudio del inicio y avance de la rotura en una presa de escollera debido al sobrevertido". II Seminario Plataforma Tecnológica de Laboratorios de Hidráulica de España.

Lechuga, C., Toledo, M. A., Oñate, E. (2008). "Análisis del comportamiento de las presas de escollera ante un vertido por coronación". XXXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica.

Toledo, M. A., Lechuga, C., Morán, R. (2008). "Investigación mediante modelo físico del comportamiento de las presas de escollera ante un vertido sobre coronación". VIII Jornadas Españolas de Presas.

Lara, A.; Lechuga, C., Berga, M. I., Viña, M. P. (2009). "Análisis del comportamiento de presas de escollera ante un vertido por coronación". II Seminario Plataforma Tecnológica de Laboratorios de Hidráulica de España.

| **ANEXOS.**

ANEXO SEIS.

Tabla con la información para construir la curva capacidades contra altura de la cortina de las 4 pruebas.								
Yo (m).	Area 1 (m ²)	Area 2 (m ²)	Area 3 (m ²)	Area 4 (m ²)	Cap.1 (m ³).	Cap.2 (m ³).	Cap. 3 (m ³).	Cap.4 (m ³).
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.005	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0022875	0.004575	0.0068625	0.0688
0.01	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.004575	0.00915	0.013725	0.1376
0.015	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0068625	0.013725	0.0205875	0.2064
0.02	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.00915	0.0183	0.02745	0.2752
0.025	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0114375	0.022875	0.0343125	0.344
0.03	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.013725	0.02745	0.041175	0.4128
0.035	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0160125	0.032025	0.0480375	0.4816
0.04	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0183	0.0366	0.0549	0.5504
0.045	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0205875	0.041175	0.0617625	0.6192
0.05	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.022875	0.04575	0.068625	0.688
0.055	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0251625	0.050325	0.0754875	0.7568
0.06	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.02745	0.0549	0.08235	0.8256
0.065	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0297375	0.059475	0.0892125	0.8944
0.07	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.032025	0.06405	0.096075	0.9632
0.075	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0343125	0.068625	0.1029375	1.032
0.08	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0366	0.0732	0.1098	1.1008
0.085	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0388875	0.077775	0.1166625	1.1696
0.09	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.041175	0.08235	0.123525	1.2384
0.095	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.0434625	0.086925	0.1303875	1.3072
0.1	0.4575	0.915	1.3725	13.76	0.04575	0.0915	0.13725	1.376

ANEXO CINCO.

Velocidades calculadas en la base de la brecha (cm/s).				Velocidades medidas en la sección de control (cm/s).			
V1	V2	V3	V4	V1	V2	V3	V4
0	0	0	0	0	0	0	0
8.94427191	10.95445115	10.95445115	8.94427191	19.4935887	19.6214169	19.5959179	25.6904652
10.95445115	14.14213562	14.14213562	10.95445115	23.0651252	27.1108834	25.9229628	29.6647939
16.73320053	17.88854382	18.97366596	17.88854382	23.8746728	28.9827535	31.4960315	45.7165178
20	21.9089023	23.66431913	18.97366596	23.8746728	31.3049517	33.9411255	48.0624594
21.9089023	25.29822128	26.83281573	20	23.0651252	30.7408523	33.4664011	48.0624594
26.07680962	34.64101615	31.6227766	23.66431913	21.3541565	28.9827535	32	58.3952053
31.6227766	32.24903099	32.86335345	27.5680975	21.3541565	27.7488739	31.4960315	57.4456265
26.83281573	28.28427125	37.41657387	31.6227766	19.4935887	25.7875939	29.3938769	59.3295879
24.49489743	27.5680975	35.77708764	34.64101615	18.493242	23.6643191	27.7128129	58.3952053
21.9089023	27.5680975	35.77708764	41.95235393	17.4355958	22.1359436	25.9229628	57.4456265
20	26.83281573	34.05877273	46.9041576	17.4355958	20.4939015	23.3238076	57.4456265
17.88854382	26.07680962	30.98386677	48.98979486	15.0996689	19.6214169	21.9089023	56.480085
17.88854382	24.49489743	28.28427125	52.15361924	13.7840488	17.7482393	19.5959179	57.4456265
16.73320053	22.8035085	26.83281573	52.53570215	13.7840488	16.7332005	17.8885438	54.4977064
16.73320053	22.8035085	25.29822128	54.40588203	13.7840488	16.7332005	16.9705627	49.1934955
14.14213562	20.97617696	23.66431913	54.77225575	13.7840488	14.4913767	16	48.0624594
14.14213562	17.88854382	21.9089023	27.70885104	0	14.4913767	14.9666295	46.9041576
12.64911064	14.14213562	18.97366596	25.6568849	0	11.8321596	13.8564065	45.7165178
12.64911064	14.60214793	17.20465053	27.12299261	0	11.8321596	12.6491106	45.7165178
12.64911064	10.95445115	16.73320053	23.65823177	0	11.8321596	11.3137085	44.4971909
12.64911064	10.95445115	16.73320053	23.65823177	0	0	11.3137085	44.4971909
10.95445115	10.95445115	16.73320053	21.71435364	0	0	11.3137085	43.2434966
10.95445115	10.95445115	16.73320053	21.71435364	0	0	11.3137085	43.2434966
10.95445115	10.95445115	16.73320053	21.71435364	0	0	11.3137085	43.2434966
10.95445115	10.95445115	16.73320053	29.8127794	0	0	11.3137085	48.0624594
10.95445115	10.95445115	16.73320053	27.70885104	0	0	11.3137085	46.9041576
10.95445115	10.95445115	16.73320053	25.6568849	0	0	11.3137085	45.7165178
10.95445115	10.95445115	16.73320053	23.65823177	0	0	11.3137085	44.4971909
10.95445115	10.95445115	16.73320053	23.65823177	0	0	11.3137085	44.4971909
10.95445115	10.95445115	16.73320053	21.71435364	0	0	11.3137085	43.2434966

ANEXO UNO.

TABLA CON LOS DATOS DE LAS PRUEBAS P2 Y P3 UTILIZANDO LA INFORMACION DEL SENSOR A. ABAJO DE CORTINA.										
PRUEBAS EN EL LABORATORIO DE POSGRADO DE INGENIERIA.										
prueba vol 3						prueba vol 2				
t(s).	Q (l/s).	Vol(litros)	L (m).	h (m).	V (m/s).	Q (l/s).	Vol(litros)	L (cm).	h (m).	V (m/s).
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.45148995	2.2574497	0.24	0.0096	0.19596	0.453255	2.2662736	0.24	0.009625	0.196214169
10	1.04521386	5.2260693	0.24	0.0168	0.25923	1.19559	5.9779498	0.24	0.018375	0.271108834
15	1.87464379	9.373219	0.24	0.0248	0.31496	1.460731	7.3036539	0.24	0.021	0.289827535
20	2.34601059	11.730053	0.24	0.0288	0.33941	1.840731	9.2036558	0.24	0.0245	0.313049517
25	2.24894215	11.244711	0.24	0.028	0.33466	1.743006	8.7150316	0.24	0.023625	0.307408523
30	1.96608	9.8304	0.24	0.0256	0.32	1.460731	7.3036539	0.24	0.021	0.289827535
35	1.87464379	9.373219	0.24	0.0248	0.31496	1.281998	6.4099899	0.24	0.01925	0.277488739
40	1.52377858	7.6188929	0.24	0.0216	0.29394	1.028925	5.144625	0.24	0.016625	0.257875939
45	1.27700642	6.3850321	0.24	0.0192	0.27713	0.795121	3.9756056	0.24	0.014	0.236643191
50	1.04521386	5.2260693	0.24	0.0168	0.25923	0.650797	3.2539837	0.24	0.01225	0.221359436
55	0.76128908	3.8064454	0.24	0.0136	0.23324	0.516446	2.5822316	0.24	0.0105	0.204939015
60	0.63097639	3.1548819	0.24	0.012	0.21909	0.453255	2.2662736	0.24	0.009625	0.196214169
65	0.45148995	2.2574497	0.24	0.0096	0.19596	0.335442	1.6772086	0.24	0.007875	0.177482393
70	0.34346004	1.7173002	0.24	0.008	0.17889	0.281118	1.4055888	0.24	0.007	0.167332005
75	0.29325132	1.4662566	0.24	0.0072	0.16971	0.281118	1.4055888	0.24	0.007	0.167332005
80	0.24576	1.2288	0.24	0.0064	0.16	0.182591	0.9129567	0.24	0.00525	0.144913767
85	0.2011515	1.0057575	0.24	0.0056	0.14967	0.182591	0.9129567	0.24	0.00525	0.144913767
90	0.1596258	0.798129	0.24	0.0048	0.13856	0.09939	0.4969507	0.24	0.0035	0.118321596
95	0.12143146	0.6071573	0.24	0.004	0.12649	0.09939	0.4969507	0.24	0.0035	0.118321596
100	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314	0.09939	0.4969507	0.24	0.0035	0.118321596
105	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
110	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
115	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
120	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
125	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
130	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
135	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
140	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
145	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0
150	0.08688928	0.4344464	0.24	0.0032	0.11314		0	0.24	0.0035	0

ANEXO DOS.

TABLA CONTIENE LOS DATOS PARA LA PRUEBA P1 Y P4, UTILIZANDO SENSOR AGUAS ABAJO CONTINA.									
PRUEBA LAB. DE POSGRADO DE INGENIERIA.					PRUEBA EN EL LABORATORIO DEL INST. DE ING.				
prueba vol 1					prueba vol. 4.				
Q (l/s).	Vol(litros)	L (m).	h (m).	V (m/s).	Q (l/s).	Vol(litros)	L (m).	h (m).	V (m/s).
0	0	0	0	0	0	0	0.24	0	0
0.444453822	2.22226911	0.24	0.0095	0.194936	1.017342	5.086712101	0.24	0.0165	0.256904652
0.736238796	3.68119398	0.24	0.0133	0.230651	1.566301	7.831505602	0.24	0.022	0.296647939
0.816513809	4.08256904	0.24	0.01425	0.238747	5.732851	28.66425666	0.24	0.05225	0.457165178
0.816513809	4.08256904	0.24	0.01425	0.238747	6.661457	33.30728434	0.24	0.05775	0.480624594
0.736238796	3.68119398	0.24	0.0133	0.230651	6.661457	33.30728434	0.24	0.05775	0.480624594
0.584249722	2.92124861	0.24	0.0114	0.213542	11.94766	59.738295	0.24	0.08525	0.583952053
0.584249722	2.92124861	0.24	0.0114	0.213542	11.37423	56.8711702	0.24	0.0825	0.574456265
0.444453822	2.22226911	0.24	0.0095	0.194936	12.53041	62.65204482	0.24	0.088	0.593295879
0.379481326	1.89740663	0.24	0.00855	0.184932	11.94766	59.738295	0.24	0.08525	0.583952053
0.318025267	1.59012633	0.24	0.0076	0.174356	11.37423	56.8711702	0.24	0.0825	0.574456265
0.318025267	1.59012633	0.24	0.0076	0.174356	11.37423	56.8711702	0.24	0.0825	0.574456265
0.20656347	1.03281735	0.24	0.0057	0.150997	10.81029	54.05144133	0.24	0.07975	0.56480085
0.157138156	0.78569078	0.24	0.00475	0.13784	11.37423	56.8711702	0.24	0.0825	0.574456265
0.157138156	0.78569078	0.24	0.00475	0.13784	9.711491	48.55745638	0.24	0.07425	0.544977064
0.157138156	0.78569078	0.24	0.00475	0.13784	7.142896	35.71447774	0.24	0.0605	0.491934955
0.157138156	0.78569078	0.24	0.00475	0.13784	6.661457	33.30728434	0.24	0.05775	0.480624594
	0	0.24	0.00475	0	6.191349	30.95674401	0.24	0.055	0.469041576
	0	0.24	0.00475	0	5.732851	28.66425666	0.24	0.05225	0.457165178
	0	0.24	0.00475	0	5.732851	28.66425666	0.24	0.05225	0.457165178
	0	0.24	0.00475	0	5.286266	26.43133141	0.24	0.0495	0.444971909
	0	0.24	0.00475	0	5.286266	26.43133141	0.24	0.0495	0.444971909
	0	0.24	0.00475	0	4.85192	24.2596016	0.24	0.04675	0.432434966
	0	0.24	0.00475	0	4.85192	24.2596016	0.24	0.04675	0.432434966
	0	0.24	0.00475	0	4.85192	24.2596016	0.24	0.04675	0.432434966
	0	0.24	0.00475	0	6.661457	33.30728434	0.24	0.05775	0.480624594
	0	0.24	0.00475	0	6.191349	30.95674401	0.24	0.055	0.469041576
	0	0.24	0.00475	0	5.732851	28.66425666	0.24	0.05225	0.457165178
	0	0.24	0.00475	0	5.286266	26.43133141	0.24	0.0495	0.444971909
	0	0.24	0.00475	0	5.286266	26.43133141	0.24	0.0495	0.444971909
	0	0.24	0.00475	0	4.85192	24.2596016	0.24	0.04675	0.432434966

ANEXO TRES.

t(s)	L1(m)	L2(m)	L3(m)	L4(m)	H1(m).	H2(m).	H3(m).	H4(m).	Q1(l/s)	Q2(l/s)	Q3(l/s)	Q4(l/s)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.006	0.009	0.018	0.017	0.002	0.003	0.003	0.002	0.00107	0.00296	0.0059	0.003041052
10	0.02	0.045	0.045	0.025	0.003	0.005	0.005	0.003	0.00657	0.03182	0.0318	0.008215838
15	0.035	0.08	0.07	0.04	0.007	0.008	0.009	0.008	0.041	0.11449	0.1195	0.05724334
20	0.06	0.12	0.11	0.08	0.01	0.012	0.014	0.009	0.12	0.31549	0.3644	0.136610395
25	0.09	0.15	0.13	0.1	0.012	0.016	0.018	0.01	0.23662	0.60716	0.6279	0.2
30	0.1	0.18	0.15	0.12	0.017	0.03	0.025	0.014	0.44331	1.87061	1.1859	0.397560561
35	0.106	0.19	0.18	0.17	0.025	0.026	0.027	0.019	0.838	1.5931	1.5972	0.890449549
40	0.09	0.21	0.18	0.2	0.018	0.02	0.035	0.025	0.43469	1.18794	2.3572	1.58113883
45	0.085	0.2	0.16	0.24	0.015	0.019	0.032	0.03	0.31231	1.04759	1.8318	2.494153163
50	0.085	0.18	0.16	0.25	0.012	0.019	0.032	0.044	0.22347	0.94283	1.8318	4.614758932
55	0.08	0.18	0.15	0.27	0.01	0.018	0.029	0.055	0.16	0.86938	1.4816	6.965267403
60	0.08	0.18	0.15	0.3	0.008	0.017	0.024	0.06	0.11449	0.79795	1.1154	8.818163074
65	0.07	0.15	0.13	0.3	0.008	0.015	0.02	0.068	0.10018	0.55114	0.7354	10.63933833
70	0.07	0.15	0.13	0.3	0.007	0.013	0.018	0.069	0.08199	0.44467	0.6279	10.87489034
75	0.06	0.12	0.13	0.3	0.007	0.013	0.016	0.074	0.07028	0.35573	0.5262	12.07810581
80	0.06	0.12	0.13	0.3	0.005	0.011	0.014	0.075	0.04243	0.27689	0.4307	12.32375754
85	0.06	0.12	0.13	0.3	0.005	0.008	0.012	0.074	0.04243	0.17173	0.3418	6.191348803
90	0.06	0.12	0.13	0.3	0.004	0.005	0.009	0.074	0.03036	0.08485	0.222	5.732851332
95	0.06	0.12	0.13	0.3	0.004	0.007	0.0074	0.07	0.03036	0.12143	0.1655	5.732851332
100	0.06	0.12	0.13	0.3	0.004	0.003	0.007	0.074	0.03036	0.03944	0.1523	5.286266282
105	0.06	0.12	0.13	0.3	0.004	0.003	0.007	0.074	0.03036	0.03944	0.1523	5.286266282
110	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	4.851920321
115	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	4.851920321
120	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	4.851920321
125	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	6.661456868
130	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	6.191348803
135	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	5.732851332
140	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	5.286266282
145	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	5.286266282
150	0.06	0.12	0.13	0.3	0.003	0.003	0.007	0.074	0.01972	0.03944	0.1523	4.851920321

ANEXO OCHO.

No. Prueba.	Datos que relacionan Lmax,Hmax y Yo.					
	m	Lmax.	Hmax.	Yo	Lmax/Yo	Hmax/Yo
1	0.4	11	2.5	10	1.1	0.25
2	0.8	20	3	10	2	0.3
3	1.2	22	3.5	10	2.2	0.35
4	14	35	7.5	10	3.5	0.75